

GEOTECNIA



Sociedade Portuguesa de Geotecnia



Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica



Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

- 3 **Desenvolvimento da Geotecnia. Necessidades infraestruturais e perspetivas genéricas**
António Silva Cardoso
- 27 **Modelo de previsão de recalques em estacas hélice contínua, metálicas e escavadas através de redes neurais artificiais**
Silvrano Adonias Dantas Neto, Mariana Vela Silveira, Gerson Jacques Miranda dos Anjos, Alfran Sampaio Moura
- 49 **Taludes de barragem: análises determinísticas e probabilísticas – Estudo de caso**
Vanessa Corrêa de Andrade, Rodrigo José de Almeida Torres Filho, Rogério Francisco K. Puppi, Amanda Dalla Rosa Johann, Juliana Lundgren Rose, Ronaldo Luis dos Santos Izzo
- 61 **Aplicação de uma metodologia multicritério construtivista à avaliação da vulnerabilidade de barragens e regiões a jusante**
Sandra Keila de Oliveira Baima, José Nilson Bezerra Campos, Adriano Frutuoso da Silva
- 81 **Utilização de solos lateríticos em pavimentos rodoviários**
Sónia Dutra, Cecília Vale
- 95 **Comportamento de misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita para a aplicação em barreiras de contenção de contaminantes**
Karla Salvagni Heineck, Lidiane Ibeiro, Rafael Menna Barreto Azambuja
- 113 **Desenvolvimento de uma célula para realização de ensaios triaxiais em solos compactados rígidos**
Alex Duarte de Oliveira, Francisco Chagas da Silva Filho, José Rafael Diógenes Pessoa
- NOTAS TÉCNICAS**
- 127 **Detalhes sobre os ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral**
Saul Barbosa Guedes, Roberto Quental Coutinho, António Viana da Fonseca
- 143 **Avaliação da erodibilidade de um cambissolo de Juiz de Fora, Minas Gerais**
Leticia d'Agosto Miguel Fonseca, João Luiz Lani, Elpídio Inácio Fernandes Filho, Eduardo Antonio Gomes Marques, Williams Pinto Marques Ferreira



GEOTECNIA Sociedade Portuguesa de Geotecnia
 Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica
 Sociedad Española de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica

N.º 136 – março/marzo 2016




EDITOR	EDITOR ASSOCIADO	EDITOR ASSOCIADO
José Couto Marques, FEUP, Portugal	Alberto Sayão, PUC-Rio, Brasil	Fernando Pardo de Santayana, CEDEX, Espanha
COMISSÃO EXECUTIVA / COMISIÓN EJECUTIVA		
Ana Cristina Sieira, UERJ, Brasil Madalena Barroso, LNEC, Portugal	César Sagaseta, U. Cantabria, Espanha Paulo Cesar Maia, UENF, Brasil	José Estaire, CEDEX, Espanha Paulo Coelho, 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, editando-se, em média, três números por ano. 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, editándose, en media, tres números al año. 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.

COMISSÃO EDITORIAL/COMISIÓN EDITORIAL 2015-2016

Alexandre Gusmão, UPE, Recife, Brasil	Jorge Cañizal Berini, U. Cantabria, Santander, Espanha
Alexandre Pinto, JetSJ Geotecnia, Lisboa, Portugal	Jorge Castro González, U. Cantabria, Santander, Espanha
Alexandre Saré, BP, Houston, EUA	Jorge Vasquez, EDIA, Beja, Portugal
Almudena da Costa García, U. Cantabria, Santander, Espanha	Jorge Zegarra Pellane, PUCP, Lima, Perú
André Lima, UVA, Rio de Janeiro, Brasil	José Leitão Borges, FEUP, Porto, Portugal
Anna Laura Nunes, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil	José Mateus de Brito, Cenorgeo, Lisboa, Portugal
Antonio Lloret Morancho, UPC, Barcelona, Espanha	José Neves, IST, Lisboa, Portugal
António Roque, LNEC, Lisboa, Portugal	Leonardo De Bona Becker, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil
António Viana da Fonseca, FEUP, Porto, Portugal	Luis García Castillo, U. Burgos, Burgos, Espanha
Armando Antão, FCT-UNL, Caparica, Portugal	Luis Medina Rodríguez, U. Coruña, La Coruña, Espanha
Áurea Perucho Martínez, CEDEX, Madrid, Espanha	Luiz Antônio Bressani, UFRGS, Porto Alegre, Brasil
Bernardo Caicedo, U. de los Andes, Bogotá, Colombia	Marcos Arroyo Álvarez de Toledo, UPC, Barcelona, Espanha
Carlos Henrique Medeiros, UEFS, Bahia, Brasil	Maria da Graça Lopes, ISEL, Lisboa, Portugal
Celso Lima, EDP Produção, Porto, Portugal	Maria de Lurdes Lopes, FEUP, Porto, Portugal
Christiano Farias Teixeira, VALE, Belo Horizonte, Brasil	Michéle Casagrande, PUC, Rio de Janeiro, Brasil
Claudio Mahler, UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil	Monique Sobral, Maccaferri, Rio de Janeiro, Brasil
Cristina Schmidt, Huesker, S. José dos Campos, Brasil	Nuno Guerra, FCT-UNL, Caparica, Portugal
Dávor Símic Sureda, UPM, Madrid, Espanha	Paulo Albuquerque, UNICAMP, Campinas, Brasil
Deane Roehl, PUC, Rio de Janeiro, Brasil	Paulo da Venda Oliveira, FCTUC, Coimbra, Portugal
Denise Gerscovich, UERJ, Rio de Janeiro, Brasil	Paulo Henrique Dias, SEEL, Rio de Janeiro, Brasil
Diego Manzanal, CONICET, Buenos Aires, Argentina	Paulo Lopes Pinto, FCTUC, Coimbra, Portugal
Edgar Odebrecht, UDESC, Joinville, Brasil	Pedro Guedes de Melo, Consulgeo, Lisboa, Portugal
Eduardo Fortunato, LNEC, Lisboa, Portugal	Percy Durand Neyra, U. Sevilla, Sevilla, Espanha
Efraín Ovando Shelley, UNAM, México	Rafael Jiménez Rodríguez, UPM, Madrid, Espanha
Ennio Marques Palmeira, UnB, Brasília, Brasil	Rafaela Cardoso, IST, Lisboa, Portugal
Eurípedes Vargas Jr, PUC, Rio de Janeiro, Brasil	Raul Espinace Abarzúa, PUC de Chile, Valparaíso, Chile
Herminia Cano Linares, CEDEX, Madrid, Espanha	Ricardo Resende, ISCTE-IUL, Lisboa, Portugal
Isabel Reig Ramos, UPM, Madrid, Espanha	Rubén Ángel Galindo Aires, UPM, Madrid, Espanha
Izabel Duarte Azevedo, UFV, Viçosa, Brasil	Tácio Campos, PUC, Rio de Janeiro, Brasil
Javier Moreno Robles, CEDEX, Madrid, Espanha	Telmo Jeremias, LNEC, Lisboa, Portugal
Jean Vaunat, UPC, Barcelona, Espanha	Tiago Miranda, U. Minho, Guimarães, Portugal
João Paulo Bilé Serra, LNEC, Lisboa, Portugal	Waldemar Hachich, USP, São Paulo, Brasil

 SPG A/c LNEC Av. do Brasil, 101 1700-066 Lisboa, Portugal Tel.: (+351) 21 844 3859 Fax: (+351) 21 844 3021 E-mail: spg@lnec.pt http://www.spgeotecnia.pt	 ABMS Av. Prof. Almeida Prado, 532 IPT – Prédio 11 Cidade Universitária 05508-901 São Paulo-SP, Brasil Tel./Fax: (+55 11) 3768 7325 E-mail: abms@abms.com.br http://www.abms.com.br	 SEMSIG 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
--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Distribuição gratuita aos membros da SPG, da ABMS e da SEMSIG. Distribución gratuita a los miembros de la SPG, de la ABMS y de la SEMSIG.

Execução gráfica: Impressão na Cor Comum em Portugal. **Ejecución gráfica:** Impresa por Cor Comum em Portugal.

ISSN 0379-9522 – Depósito Legal em Portugal: 214545/04

APRESENTAÇÃO DE ORIGINALS

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, o 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

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



- 3** Desenvolvimento da Geotecnia. Necessidades infraestruturais e perspectivas genéricas
António Silva Cardoso
- 27** Modelo de previsão de recalques em estacas hélice contínua, metálicas e escavadas através de redes neurais artificiais
Silvrano Adonias Dantas Neto
Mariana Vela Silveira
Gerson J. Miranda dos Anjos
Alfran Sampaio Moura
- 49** Taludes de barragem: análises determinísticas e probabilísticas – Estudo de caso
Vanessa Corrêa de Andrade
Rodrigo José de A. Torres Filho
Rogério Francisco K. Puppi
Amanda Dalla Rosa Johann
Juliana Lundgren Rose
Ronaldo Luis dos Santos Izzo
- 61** Aplicação de uma metodologia multicritério construtivista à avaliação da vulnerabilidade de barragens e regiões a jusante
Sandra Keila de Oliveira Baima
José Nilson Bezerra Campos
Adriano Frutuoso da Silva
- 81** Utilização de solos lateríticos em pavimentos rodoviários
Sónia Dutra
Cecília Vale
- 95** Comportamento de misturas de solo-bentonita e solo-cimento-bentonita para a aplicação em barreiras de contenção de contaminantes
Karla Salvagni Heineck
Lidiane Ibeiro
Rafael Menna Barreto Azambuja
- 113** Desenvolvimento de uma célula para realização de ensaios triaxiais em solos compactados rígidos
Alex Duarte de Oliveira
Francisco Chagas da Silva Filho
José Rafael Diógenes Pessoa
- NOTAS TÉCNICAS**
- 127** Detalhes sobre os ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral
Saul Barbosa Guedes
Roberto Quental Coutinho
António Viana da Fonseca
- 143** Avaliação da erodibilidade de um cambissolo de Juiz de Fora, Minas Gerais
Letícia d'Agosto Miguel Fonseca
João Luiz Lani
Elpídio Inácio Fernandes Filho
Eduardo Antonio Gomes Marques
Williams Pinto Marques Ferreira

DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA. NECESSIDADES INFRAESTRUTURAS E PERSPETIVAS GENÉRICAS

Emerging trends in geotechnical engineering – Part 2

António Silva Cardoso*

RESUMO – A engenharia geotécnica é um dos primeiros domínios técnico-científicos a intervir em qualquer projeto de infraestruturas ou de desenvolvimento urbano, sendo, muitas vezes, o mais importante. No decurso dos tempos muitas inovações metodológicas, analíticas, numéricas e tecnológicas foram sendo descobertas e utilizadas nas investigações de campo e de laboratório e nas áreas da análise, do projeto e da construção de estruturas geotécnicas. Os campos em que a geotecnia tem forte intervenção e onde essas inovações foram sendo introduzidas são muito vastos e espalham-se por escalas muito diversas. A globalização mundial, a utilização não sustentável dos recursos, as alterações ambientais causadas por razões antrópicas, o aumento dos desastres naturais e a carência de infraestruturas para dar resposta às necessidades das populações criam um quadro que condiciona decisivamente a evolução da engenharia geotécnica. Neste conjunto de quatro artigos perspetiva-se o futuro da geotecnia: parte-se de uma caracterização, feita no 1º artigo, das diversas condicionantes, tanto sociais, económicas e ambientais, como geotécnicas, e das necessidades das sociedades humanas e apontam-se vias de desenvolvimento futuro que ao autor parecem das mais relevantes.

SYNOPSIS – Geotechnical engineering is one of the first technical and scientific fields to intervene in any infrastructure or urban development project and, in many cases, it is the most important. In the course of time many methodological, analytical, numerical and technological innovations have been discovered and used in field and laboratory investigations and in the areas of analysis, design and construction of geotechnical structures. The fields in which geotechnics has strong intervention and where these innovations have been introduced are very large and spread out over very different scales. The world globalization, the non-sustainable use of resources, the climate change caused by human activities, the increase of natural disasters and the lack of infrastructure to meet people's needs influence decisively the evolution of geotechnical engineering. In this set of four papers a perspective of the future of geotechnics is outlined, starting with the characterization of various conditioning factors (first paper) and of the needs of human societies.

PALAVRAS CHAVE – Engenharia geotécnica, tendências emergentes, necessidades das sociedades humanas.

1 – INTRODUÇÃO

Num conjunto sequencial de quatro artigos fornece-se uma perspetiva do desenvolvimento futuro da geotecnia, partindo de uma caracterização das condicionantes sociais, económicas e ambientais atuais e das necessidades das sociedades humanas. A este propósito é relevante o que, em 2011, disse Peter Hansford ao tomar posse como Presidente da Institution of Civil Engineers: “(...) *Continuamos a precisar de mais infraestruturas de transporte, (...) de mais capacidade de geração de energia, de melhores instalações hidráulicas e de recolha e tratamento de resíduos e de todos os outros ingredientes essenciais para apoiar a nossa economia. Em todo o mundo, as comunidades humanas precisam desesperadamente de novas infraestruturas ou de melhoramento*

* Professor, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. E-mail: scardoso@fe.up.pt

das existentes para suportar uma população mundial em crescimento para 9 mil milhões de pessoas em 2050 (...)”.

A perspetiva que se desenvolve neste conjunto de textos é, naturalmente, parcelar e incompleta, não pretendendo mais do que, por um lado, enunciar um conjunto de fatores condicionantes, tanto sociais, económicos e ambientais, como próprios da disciplina, isto é, geotécnicos, e, por outro lado, apontar vias de desenvolvimento futuro que ao autor parecem, umas (as condicionantes) e outras (as vias de desenvolvimento), das mais relevantes. Por isso, como não podia deixar de ser, é uma perspetiva pessoal, condicionada pelos interesses e pela experiência do autor.

No primeiro artigo trata-se as questões de enquadramento (Cardoso, 2015). Neste artigo procede-se a uma breve caracterização das necessidades infraestruturais mundiais, usando dados elaborados por organizações nacionais e internacionais que incluem estimativas quantificadas, e enuncia-se perspetivas genéricas para a evolução da geotecnica. Nos dois últimos artigos aponta-se rumos focalizados em certos temas, que ao autor parecem interessantes e úteis para o futuro.

2 – NECESSIDADES

2.1 – Introdução. A importância das infraestruturas

As infraestruturas são fundamentais para o funcionamento das sociedades modernas evoluídas. As infraestruturas são um meio para assegurar, por um lado, a distribuição de bens e serviços, a qual é essencial para a promoção da prosperidade e do crescimento e, portanto, da qualidade de vida, da saúde e da segurança dos cidadãos, e, por outro lado, a qualidade dos ambientes. As infraestruturas desempenharam no passado e continuarão a desempenhar no futuro um papel vital no desenvolvimento económico e social, papel cada vez mais relevante à medida que a globalização da economia se vai acentuando e as sociedades humanas se vão tornando mais dependentes do funcionamento adequado de um espectro crescente de serviços infraestruturais. Acresce que os vários sistemas de infraestruturas eles próprios interagem cada vez mais entre si, engendrando interdependências e complementaridades, bem como crescentes vulnerabilidades, colocando novos desafios de interoperacionalidade e de fiabilidade (OCDE, 2007).

As infraestruturas fornecem as bases em que assentam a prosperidade e o bem-estar das nações: facilitam as deslocações e os contactos, promovem as comunicações, fornecem energia e água, contribuem para a saúde e para a educação das pessoas e possibilitam que o conjunto da economia possa prosperar. O custo da construção e manutenção das infraestruturas é elevado, mas os custos de não proceder a esses investimentos imprescindíveis é incalculável; infraestruturas de qualidade produzem abundantes benefícios para a economia, o ambiente e o progresso social (WEF, 2012).

No que respeita aos transportes, a qualidade das redes de infraestruturas é um aspeto chave da competitividade internacional porque facilita o comércio – especialmente as exportações – e tem impacto positivo no crescimento da economia. Por isso, não é surpreendente que, como mostra o gráfico da Figura 1, os países com infraestruturas de melhor qualidade também são mais competitivos (OCDE, 2011).

Contudo, muitos países, em desenvolvimento e desenvolvidos, enfrentam *deficits* infraestruturais significativos, devido ao crescimento da população, da urbanização, de novas necessidades e ao envelhecimento das infraestruturas existentes.

No que segue faz-se uma breve referência particular às necessidades mundiais de água potável, de energia e de transportes e, depois, resumem-se alguns dados relevantes sobre a importância dos investimentos em infraestruturas, quer nos países em desenvolvimento, quer nos países desenvolvidos, ainda que neste caso importantes parcelas dos investimentos sejam não para a construção de novas infraestruturas mas para a renovação das existentes.

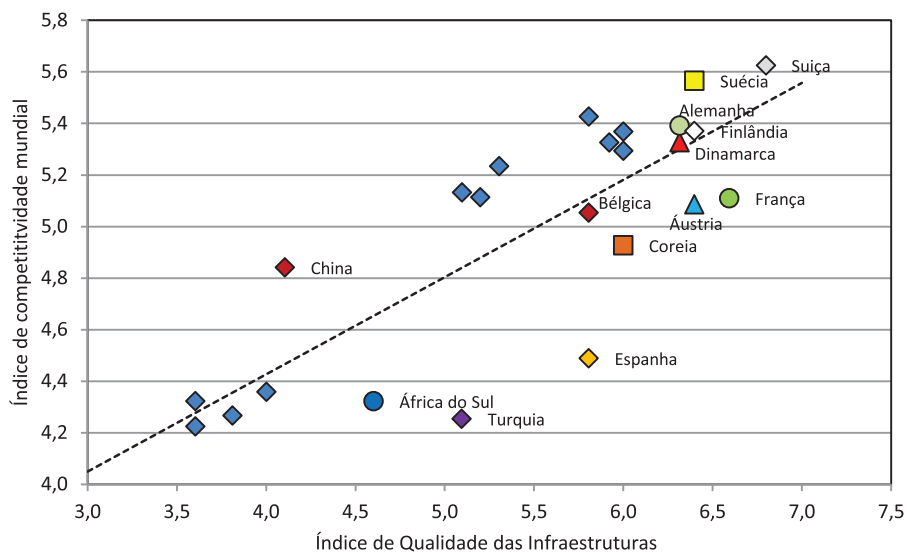


Fig. 1 – Correlação entre os índices de qualidade das infraestruturas e de competitividade; ambos os índices são estabelecidos pelo WEF – *World Economic Forum* (adaptado de OCDE, 2011).

2.2 – Breve caracterização das necessidades em alguns setores

2.2.1 – Água

Um setor fundamental para a vida humana, para a saúde pública e para a economia, cuja utilização requer as adequadas infraestruturas, é o da água e saneamento. O Quadro 1 mostra a distribuição da água no mundo e o Quadro 2 o consumo de água por dia e por habitante em diversos países. Note-se que o consumo é extraordinariamente variável, entre o elevado consumo dos americanos e australianos e o baixo consumo dos habitantes da generalidade dos países africanos.

Quadro 1 – Distribuição da água no mundo (10^6 km^3).

Total	100%	1300,0
Água salgada	97,5%	1267,5
Água doce	2,5%	32,5
Atmosfera e humidade do solo	0,9%	0,3
Rios e lagos	0,3%	0,1
Água subterrânea	30,1%	9,8
Gelo e neves perpétuas	68,7%	22,3

Fonte: El País Semanal n.º 1955, 15 de março de 2014

Quadro 2 – Consumo de água por dia e por habitante (em litros).

Angola, Camboja, Etiópia, Haiti	15
Ghana, Nigéria	35
China	85
Reino Unido, Brasil, Índia	135-150
Portugal	170
Itália, Japão, México	365-385
Austrália	495
EUA	575

Fonte: El País Semanal n.º 1955, 15 de março de 2014

Na reportagem do El País Semanal (n.º 1955, 15 de março de 2014) referem-se ainda os seguintes dados caracterizadores da situação atual:

- 20% dos aquíferos mundiais são sobre-explorados;
- a água captada é consumida 70% na agricultura, 20% na indústria e 10% no uso doméstico;
- a percentagem da população com acesso a água potável é de 100%, nos países industrializados, de 85 a 87%, na América Latina e Caraíbas, no Sul da Ásia e no Norte e Este de África, de 76%, no Este da Ásia e Pacífico, e de 57%, na África subsariana; a percentagem média global é 83%;
- prevê-se que em 2030 a escassez de água possa afetar metade da população mundial;
- 1/3 da população não tem acesso a saneamento;
- 80% das águas residuais não são tratadas e são despejadas em rios e lagos;
- 70% dos resíduos industriais são vertidos em linhas de água.

2.2.2 – Energia

A energia e a qualidade de vida (mortalidade infantil, educação, esperança de vida, etc.) estão intimamente ligadas, como mostra a correlação, apresentada na Figura 2, entre o Índice de Desenvolvimento Humano (HDI, *Human Development Index*) e o consumo de energia *per capita*. O índice HDI é resultado da média de 3 índices: *life expectancy index LEI*, *education index EI*, e *gross domestic product index GDPI*. Os dados mostram que o desenvolvimento humano está intimamente relacionado com o consumo de energia, mas também mostram que níveis de qualidade de vida similares podem ser alcançados com enormes diferenças nos níveis de consumo de energia, o que abre as portas para o aumento da eficiência no uso da energia.

Espera-se que haja um aumento acentuado da procura de energia nos próximos 25 anos devido ao desenvolvimento económico e ao crescimento da população. Segundo Fragaszy *et al.* (2011) o crescimento será de 17% se o consumo e a população crescerem aos ritmos atuais, mas alcançará os 66% se o consumo nos países subdesenvolvidos aumentar até ao nível necessário a um padrão de qualidade de vida adequado (valor estimado em 1,5kW/pessoa, Santamarina, 2006). Esta situação exacerbará os problemas atuais causados pela dependência dos combustíveis fósseis, quer

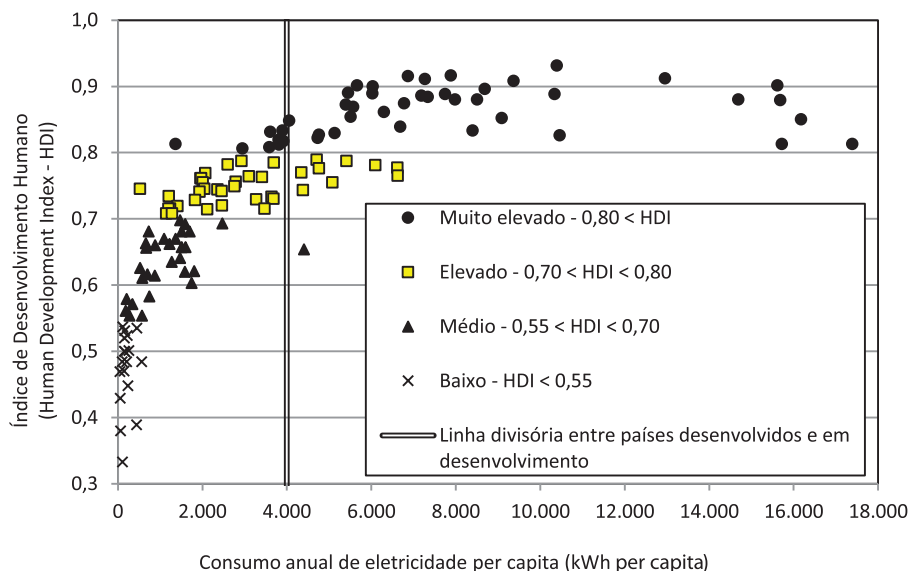


Fig. 2 – Relação entre o índice HDI (*Human Development Index*) e o consumo anual de eletricidade *per capita* (dados de WB, 2015, e de UN, 2015).

os problemas ambientais, quer os problemas políticos e sociais. Com efeito, atualmente, mais de 80% de toda a energia consumida no mundo é obtida dos combustíveis fósseis, fundamentalmente devido ao seu baixo custo nas condições atuais do mercado.

Como já se referiu, a queima dos combustíveis fósseis é acompanhada pela emissão de dióxido de carbono, cuja libertação na atmosfera é a principal causa responsável pelo efeito de estufa, que está na base das alterações climáticas de origem antrópica. Assim, a redução das emissões de CO_2 para a atmosfera nas próximas décadas constitui uma necessidade premente e uma tarefa central da investigação aplicada para os próximos anos. O contributo dos geotécnicos na busca de soluções inovadoras que se enquadrem nesse objetivo global pode ser e é certamente muito amplo e diversificado.

2.2.3 – Transportes

Um estudo recente da OCDE (2011) (Organização para a Cooperação e Desenvolvimento Económicos) refere que se espera que, a longo prazo, o PIB mundial cresça fortemente, podendo duplicar até 2030; o maior crescimento económico deve ocorrer na região da Ásia / Pacífico, com a liderança da China e da Índia; entre as regiões desenvolvidas, o PIB da América do Norte deve crescer 50% e o da Europa 40%, até 2030. Os crescimentos da economia, do comércio internacional e da população (particularmente, da urbana) são importantes propulsores do aumento de passageiros e do fluxo de mercadorias. Com a duplicação do PIB mundial até 2030, as expectativas da OCDE, para o período 2010-30, são que se verifiquem, a nível mundial, os seguintes aumentos anuais: i) tráfego aéreo cerca de 4,7%; ii) carga aérea cerca de 5,9%; iii) tráfego marítimo de contentores superior a 6%; iv) transporte ferroviário de passageiros e de mercadorias 2-3%. A ocorrerem estes crescimentos: i) o transporte aéreo de passageiros pode duplicar em 15 anos; ii) os fretes aéreos podem triplicar em 20 anos; iii) o transporte marítimo de contentores pode multiplicar por 4 até 2030. As atuais infraestruturas não têm capacidade para suportar crescimentos da ordem de grandeza dos enunciados, pelo que vão ser necessários importantes investimentos.

Quadro 3 – Estimativa do investimento em infraestruturas até 2030, segundo a OCDE.

OCDE (2007) – Infrastructure to 2030	2007-2030
Ferrovias, estradas, telecomunicações, distribuição de eletricidade, água	$53,0 \times 10^{12}$ US\$
Geração de eletricidade	$12,0 \times 10^{12}$ US\$
Outros investimentos na área da energia (petróleo, gás, carvão, etc.)	$6,0 \times 10^{12}$ US\$
	$71,0 \times 10^{12}$ US\$
OCDE (2011) - Strategic Transport Infrastructure Needs to 2030	2009-2030
Aeroportos	$2,2 \times 10^{12}$ US\$
Portos	$0,8 \times 10^{12}$ US\$
Novas ferrovias (incluindo manutenção)	$5,0 \times 10^{12}$ US\$
Petróleo e gás – transporte e distribuição	$3,3 \times 10^{12}$ US\$
	$11,3 \times 10^{12}$ US\$

2.3 – Estimativas dos investimentos futuros em infraestruturas a nível mundial

No relatório da OCDE (2007) *Infrastructure to 2030* estima-se que as necessidades em infraestruturas (adicionais e renovações) a nível mundial até 2030 impliquem um investimento total acumulado da ordem de US\$ 71×10^{12} , entre 2007 e 2030 (ver Quadro 3). Este relatório não contempla os aeroportos e os portos.

Um relatório posterior (OCDE, 2011), dedicado à questão dos transportes, conclui que as necessidades globais de investimento em infraestruturas de transportes podem alcançar o montante de US\$ 11×10^{12} , no período 2009-30. Portanto, o investimento anual global médio é da ordem de US\$ $3,4 \times 10^{12}$, valor semelhante ao apontado posteriormente pelo McKinsey Global Institute (2013).

Tendo presente que o PIB mundial em 2013 foi de US\$ $73,9 \times 10^{12}$, conclui-se que aquele montante corresponde a mais de 4% do PIB mundial. Tal significa que os investimentos em infraestruturas podem corresponder a percentagens elevadas dos respetivos PIB em países com economias em forte desenvolvimento, que carecem de infraestruturas como fator fundamental para que esse desenvolvimento se processe consistentemente.

No encontro anual de 2014 do EBRD (*European Bank for Reconstruction and Development*) foi referenciado um montante global das necessidades de investimento da mesma ordem de grandeza do acima indicado. Com efeito, nesse encontro discutiu-se como financiar os US\$ 65×10^{12} que, desde agora até 2030, são necessários para cobrir a manutenção e renovação das infraestruturas existentes (EBRD, 2014).

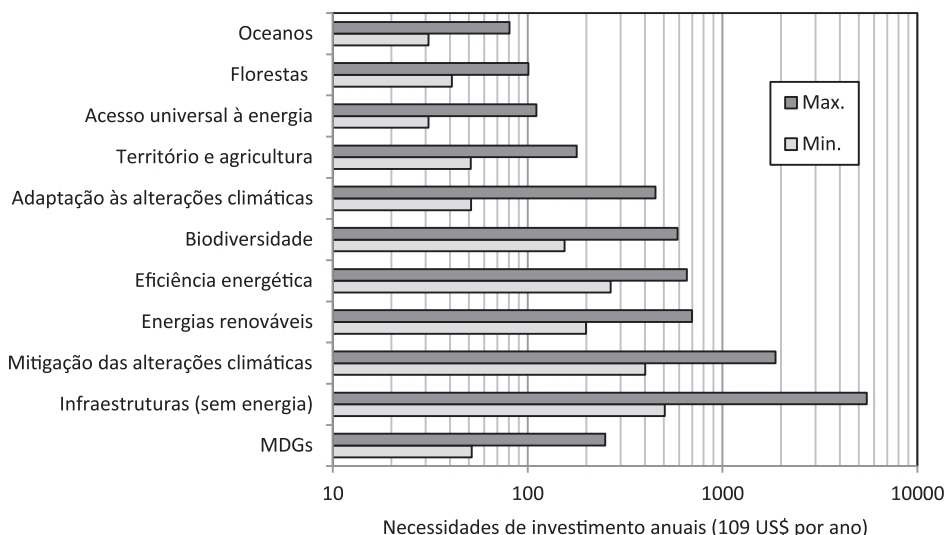
Efetivamente, um tema que está em cima da mesa e que é recorrentemente discutido nos fóruns internacionais é o problema do financiamento. De acordo com o *World Economic Forum* (WEF, 2012) há falta de investimento para cobrir a forte procura de infraestruturas em muitos países, desenvolvidos e em desenvolvimento, estimando-se essa carência em cerca de US\$ 1×10^{12} por ano até 2020.

Reportando-se apenas aos países em desenvolvimento, técnicos do Banco Mundial (Lin e Lu, 2013) chamam a atenção para as carências infraestruturais desses países: por exemplo, no mundo em desenvolvimento quase uma em cada quatro pessoas não tem eletricidade em sua casa e em grande parte dele - incluindo dois terços das famílias africanas - não há fornecimento de água em

casa nem saneamento. Por outro lado, salientam os imperativos económicos do desenvolvimento de infraestruturas; com efeito, no mundo pós- crise, com necessidade de encontrar suportes para o crescimento económico, o desenvolvimento de infraestruturas cria empregos, aumenta a mobilidade e abre o caminho para o crescimento económico em muitos setores. Segundo as suas estimativas as necessidades anuais de financiamento de infraestruturas nos países em desenvolvimento são da ordem de US\$ $1,2-1,5 \times 10^{12}$, mas atualmente investe-se menos de metade dessa verba.

Por fim, considere-se um documento muito recente das Nações Unidas (UN, 2013). No Capítulo 1 desse documento faz-se a recolha das várias estimativas que têm sido feitas sobre as necessidades de investimento anual global do mundo, a maior parte dele para financiar infraestruturas (Figura 3). Consta-se que em cada setor ou *cluster* considerado o leque de variação das estimativas publicadas é bastante aberto, variando do simples para 3 a 10 vezes mais. Esta ampla variação reflete (UN, 2013) as diferenças das bases de dados utilizadas, de âmbito, de metodologia, de referências e outros fatores, incluindo a própria incerteza de que este tipo de exercícios está à partida evitado. O montante global reflete essas variações, sendo os seus valores extremos os seguintes:

- Mínimo - US\$ $1,78 \times 10^{12}$, o que corresponde a 2,4% do PIB;
- Máximo - US\$ $10,49 \times 10^{12}$, o que corresponde a 14,1% do PIB.



MDGs – Em 2000, todos os estados membros da Nações Unidas e pelo menos 23 organizações internacionais comprometeram-se a ajudar para que se alcançassem em 2015 os seguintes Objetivos de Desenvolvimento do Milénio (MDGs - *Millennium Development Goals*): 1) erradicar a pobreza extrema e a fome; 2) alcançar o ensino primário universal; 3) promover a igualdade de género e as oportunidades para as mulheres; 4) reduzir a mortalidade infantil; 5) melhorar a saúde materna; 6) combater o HIV/AIDS, a malária e outras doenças; 7) assegurar a sustentabilidade ambiental; 8) desenvolver parcerias globais para o desenvolvimento.

Fig. 3 – Ordem de grandeza das necessidades anuais de investimento – pesquisa da literatura (adaptado de UN, 2013, Chapter 1).

Em suma, provavelmente o valor indicado logo no início e estimado pela OCDE (2007, 2011), intermédio entre este dois, constitui a estimativa mais razoável. Tal significa que o investimento anual médio em infraestruturas do mundo até 2030 deverá situar-se algo acima dos 4% do PIB.

2.4 – Os casos de alguns países

2.4.1 – Preâmbulo

Em alguns países, organizações da sociedade civil, geralmente associações profissionais de engenheiros civis, promovem a avaliação qualitativa das infraestruturas dos respectivos países e, em alguns casos, produzem estimativas dos investimentos necessários para atingir certos níveis de qualidade. Que seja do conhecimento do autor, é nos Estados Unidos da América onde há mais tempo se elaboram relatórios deste tipo. No que segue resume-se os resultados do mais recente desses relatórios e faz-se outro tanto com os estudos relativos ao Reino Unido e à África do Sul.

2.4.2 – Estados Unidos

Desde há uns anos a ASCE (*American Society of Civil Engineers*) prepara periodicamente o Relatório sobre as Infraestruturas Americanas (*Report Card on America's Infrastructure*) com o objetivo de informar o público do estado das infraestruturas de uma forma concisa e de fácil acesso. Cada uma das 16 categorias de infraestruturas consideradas é avaliada mediante critérios rigorosos e tendo em consideração as fontes de dados agregados mais recentes, procurando-se assim fornecer uma avaliação abrangente dos ativos infraestruturais americanos. No Quadro 4 apresentam-se as classificações atribuídas desde 1988 a cada uma das 16 categorias, considerando a seguinte escala de avaliação (ASCE, 2013):

- A) **Excepcional** - Preparada para o futuro: as infraestruturas que compõem o sistema / rede estão genericamente em excelentes condições, tipicamente novas ou recentemente reabilitadas, e satisfazem as necessidades futuras. Poucos componentes do sistema / rede apresentam sinais de deterioração que requeiram atenção. As instalações obedecem aos padrões modernos relativos à funcionalidade e possuem a resiliência necessária para suportar a maioria dos desastres e eventos climáticos severos.
- B) **Bom** - Adequada para o presente: as infraestruturas que compõem o sistema / rede estão em boas a excelentes condições. Alguns componentes do sistema / rede mostram sinais de deterioração que requerem atenção; poucos componentes apresentam deficiências significativas. As infraestruturas são seguras e confiáveis com problemas de capacidade mínimos e riscos mínimos.
- C) **Medíocre** - Requer atenção: as infraestruturas que compõem o sistema / rede estão em razoáveis a boas condições, apresentando sinais genéricos de deterioração que requerem atenção. Alguns componentes do sistema / rede exibem deficiências significativas nas suas condições físicas e na funcionalidade, com o aumento da vulnerabilidade ao risco.
- D) **Pobre** - Em risco: as infraestruturas que compõem o sistema / rede estão em fracas a razoáveis condições e, a maioria, abaixo dos padrões atuais, com muitos componentes próximos do fim da sua vida útil. Uma grande parte do sistema apresenta deterioração significativa. Quer as condições quer as capacidades motivam elevada preocupação, havendo risco elevado de falha.
- F) **Crítico (Falha)** - Imprópria para os fins: as infraestruturas que compõem o sistema / rede estão em condições inaceitáveis, com sinais generalizados de deterioração avançada. Muitos dos componentes do sistema exibem sinais de falha iminente.

Quadro 4 – Avaliação das infraestruturas dos EUA: classificações (adaptado de ASCE, 2013).

Categoria	1988	1998	2001	2005	2009	2013
Infraestruturas hidráulicas e ambientais						
Barragens	-	D	D	D+	D	D
Água potável	B-	D	D	D-	D-	D
Resíduos perigosos	D	D-	D+	D	D	D
Diques	-	-	-	-	D-	D-
Resíduos sólidos	C-	C-	C+	C+	C+	B-
Águas residuais	C	D+	D	D-	D-	D
Transportes						
Aeroportos	B-	C-	D	D+	D	D
Pontes	-	C-	C	C	C	C+
Navegabilidade dos rios	B-	-	D+	D-	D-	D-
Portos	-	-	-	-	-	C
Vias ferroviárias	-	-	-	C-	C-	C+
Estradas	C+	D-	D+	D	D-	D
Trânsito	C-	C-	C-	D+	D	D
Instalações públicas						
Parques públicos e recreativos	-	-	-	C-	C-	C-
Escolas	D	F	D-	D	D	D
Energia	-	-	D+	D	D+	D+
Classificação geral média	C	D	D+	D	D	D+
Custo para melhorar ($\times 10^{12}$ US\$)	---	---	1,3	1,6	2,2 em 5 anos	3,6 em 7 anos

A = Excepcional; B = Bom; C = Mediocre; D = Pobre; F = Crítico

No relatório de 1988 foi atribuída às infraestruturas dos EUA a classificação média global ‘C’. Entre os problemas identificados nesse relatório figuravam o aumento do congestionamento, o atraso / deferimento das operações de manutenção e a idade de muitos dos componentes do sistema; o relatório mostrava também preocupação pela insuficiência dos investimentos para cobrir os custos das operações e das necessidades futuras. Desde 1998, os 5 relatórios posteriores elaborados pela ASCE confirmam consistentemente que esses mesmos problemas persistem. A este propósito recorde-se o incidente ocorrido recentemente na vizinhança da Universidade da Califórnia em Los Angeles (UCLA), o qual é brevemente relatado no Quadro 5.

Quadro 5 – Incidente ocorrido recentemente na UCLA.



A estimativa do investimento necessário até 2020 para se alcançar e manter um bom estado de conservação, ou seja, para se alcançar globalmente o grau 'B', é de $3,6 \times 10^{12}$ US\$, sendo que a estimativa dos fundos desde já disponíveis é de $2,0 \times 10^{12}$ US\$; no relatório estima-se uma carência de cerca de $1,6 \times 10^{12}$ para se atingir aquele desiderato. Note-se que, como o PIB dos EUA foi de $16,7 \times 10^{12}$ US\$, aquele nível de investimento é equivalente a cerca de 3,1% do PIB todos os anos.

2.4.3 – Reino Unido

A ICE (*Institution of Civil Engineers*), nos últimos anos, também tem produzido relatórios com objetivos similares aos prosseguidos pela ASCE em que usa uma escala de classificação das infraestruturas semelhante (ICE, 2014):

- A) **Preparada para o futuro** – Infraestrutura bem mantida e em boas condições. Há capacidade excedentária para cobrir eventuais incidentes importantes. Há uma estratégia clara, incluindo planos para desenvolver o setor de forma a enfrentar as necessidades dos próximos 5 anos.
- B) **Adequada para o presente** – Infraestrutura em condições aceitáveis, sujeita a um regime de manutenção aceitável. Responde adequadamente às necessidades atuais e os incidentes que ocorrem na rede são pouco relevantes. Contudo, são necessários investimentos para dar resposta às necessidades dos próximos 5 anos.
- C) **Requer atenção** – Infraestrutura mantida de forma pouco frequente, requer atenção. Não possui capacidade excedentária, logo há deficiências em períodos de pico de utilização ou aquando de incidentes, mesmo que de menor relevância. São necessários investimentos significativos para a melhorar e a tornar capaz de responder às necessidades dos próximos 5 anos.

- D) Em risco** – Infraestrutura em condições abaixo do aceitável e deficientemente mantida. Exibe frequentemente faltas de capacidade para responder à procura e não exibe resiliência. Caso não haja um investimento significativo pode haver um impacto importante na economia nacional.
- F) Imprópria para os fins** – Infraestrutura em condições inaceitáveis, com pouca manutenção. A capacidade é insuficiente e a resiliência constitui uma séria preocupação. O estado da infraestrutura afeta a economia nacional.

O Quadro 6 mostra os resultados dos exercícios de avaliação feitos em 2010 e 2014. Verifica-se que: i) os setores que estavam em boas condições em 2010 (rede de transportes nacionais e o setor da água e respetivo tratamento) mantiveram o bom nível; ii) melhoraram dois setores, um dos quais (energia) deixou de estar na situação de risco em que se encontrava; iii) pioraram outros dois setores, sendo que se aprofundou a situação de risco das infraestruturas de transporte locais. Ao contrário dos relatórios americanos, neste não há uma avaliação global nem se procede a uma estimativa dos investimentos necessários.

Quadro 6 – Avaliação das infraestruturas do Reino Unido (adaptado de ICE, 2014).

	2010	2014	
Energia	D	C-	↑
Redes de transportes estratégicas	B	B	↔
Transportes locais	D	D-	↓
Água e águas residuais	B	B	↔
Gestão dos riscos de inundações	C	C-	↓
Gestão de resíduos e de recursos	C	C+	↑

2.4.4 – África do Sul

A estrutura do relatório preparada pela SAICE (*South African Institution of Civil Engineers*) é algo diferente da dos dois casos anteriores, pois tem a preocupação de considerar de forma separada as zonas urbanas, refletindo provavelmente a crescente importância destas áreas no desenvolvimento do país (Quadro 7). Neste caso também se propõe uma classificação final global, mas não se procede à estimativa de custos. A escala de classificação é a seguinte:

- A) Classe mundial** – A infraestrutura é, em todos os aspetos, comparável ao que de melhor existe a nível internacional. Está em excelentes condições e é bem mantida, possuindo capacidade para suportar eventos inusuais.
- B) Preparada para o futuro** – Infraestrutura bem mantida e em boas condições. Há capacidade excedentária para cobrir eventuais incidentes importantes.
- C) Adequada para o presente** – Infraestrutura em condições aceitáveis, com algumas quebras em períodos de pico. São necessários investimentos a médio prazo para evitar deficiências sérias.
- D) Em risco** – Infraestrutura em condições abaixo do aceitável e deficientemente mantida. É provável que os utentes possam vir a sofrer inconvenientes severos e mesmo situações perigosas se não for dada uma atenção imediata ao estado da infraestrutura.

E - Imprópria para os fins – A infraestrutura colapsou ou está em risco de colapsar, expondo os utentes a riscos para a sua integridade física e para a sua saúde. Carece de atenção imediata.

Quadro 7 – Avaliação das infraestruturas da África do Sul (adaptado de SAICE, 2011).

Água	Infraestruturas do <i>Department of Water Affairs</i>	D-	↓
	Áreas urbanas importantes	C+	↔
	Todas as outras áreas	D-	↔
Águas residuais	Áreas urbanas importantes	C-	↔
	Todas as outras áreas	E-	↓
Gestão de resíduos sólidos	Recolha de resíduos nas áreas urbanas importantes	C	↑
	Recolha de resíduos em todas as outras áreas	D	↔
	Deposição de resíduos nas áreas urbanas importantes	C+	↑
	Deposição de resíduos em todas as outras áreas	D	↔
Estradas	Estradas nacionais	B	↑
	Estradas provinciais pavimentadas	D-	↔
	Estradas metropolitanas pavimentadas	C-	↔
	Estradas distritais e locais pavimentadas	D	↔
	Todos os tipos de estradas não pavimentadas	E	↔
Aeroportos	Aeroportos nacionais	B+	↑
Portos	Portos comerciais	B-	↑
	Portos de pesca (novo subsetor)	C	
Ferrovias	Para linhas de transporte de cargas pesadas	B+	↑
	Para linhas de transporte de mercadorias na rede principal	C+	↔
	Para ramais ativos	D	↑
	Para linhas de passageiros	C-	↑
Eletricidade	Para infraestruturas de geração	C+	↔
	Para a rede de transmissão	B-	↑
	Para a distribuição local	D	↔
Infraestruturas de saúde	Hospitais	D+	↓
	Clínicas	D	↓
Escolas públicas	Escolas públicas correntes (novo setor)	D+	
Classificação global		C	↑

Por vezes usa-se + ou - para indicar um grau que se situa nos extremos da classe. As setas representam as tendências de variação em relação à avaliação de 2006.

2.5 – Conclusão

Todas as estimativas apontam para a existência, a nível mundial, de importantes carências de infraestruturas essenciais para o melhoramento da qualidade de vida, da proteção ambiental e da eficiência económica dos países em desenvolvimento. Em alguns países mais desenvolvidos, em que não se prosseguiu uma política adequada de manutenção das infraestruturas, o investimento na sua renovação pode atingir montantes significativos. Em termos médios globais as necessidades de investimento cifram-se em 4 a 5% do PIB mundial, o que significa que em alguns países, com maiores carências, os níveis do financiamento necessário possam ser bastante superiores ao indicado.

3 – PERSPETIVAS GENÉRICAS DE DESENVOLVIMENTO DA GEOTECNIA

3.1 – Introdução

Perspetivar o futuro da geotecnologia é ao mesmo tempo um grande desafio e um problema. A dimensão desse desafio decorre do facto de a geotecnia, talvez mais do que qualquer outro ramo da engenharia, ao ser um domínio técnico-científico que tem um contributo decisivo no desenvolvimento das infraestruturas necessárias ao progresso humano, é fortemente afetada e condicionada pelo conjunto de fatores sociais que, de uma forma breve, se enunciou nos capítulos anteriores. Acresce que ainda que seja, em muitos aspetos, um domínio técnico-científico maduro, com capacidade para abordar e resolver muitos problemas graves e complexos, continuam a subsistir muitos problemas / dificuldades de índole diversa, consequência da especificidade e extrema variabilidade dos materiais com que lida, da amplíssima gama de questões que trata e da constante incorporação de novos desafios de todo o tipo (problemas mais complexos, novos materiais, novas tecnologias, etc.).

Considera-se que a análise das perspetivas futuras deve ser feita, tanto quanto possível, tendo presente um quadro de referência abrangente. Nesse sentido é conveniente começar por referir qual se entende ser o objetivo central da atividade dos geotécnicos (adaptado de NRC, 2006, e de Hansford, 2011):

- o objetivo central dos geotécnicos que se dedicam mais ao exercício prático da profissão deve ser fazer com que os projetos sejam concretizados com menores incertezas (riscos), mais rapidamente, usando metodologias mais baratas e melhores e com o devido respeito pela sustentabilidade e pela proteção ambiental;
- o objetivo central dos geotécnicos que se dedicam mais à investigação e inovação tecnológicas, tanto no curto e como no longo prazo, deve ser o de proporcionar o conhecimento e a compreensão que permitam a resolução dos problemas e que os projetos sejam concretizados nos termos enunciados no ponto anterior.

A este propósito mas numa perspetiva mais ampla, é relevante referir a visão que, num documento prospetivo, a ASCE (2007) desenha para o futuro dos engenheiros civis: “(...) *Entrusted by society to create a sustainable world and enhance the global quality of life, civil engineers serve competently, collaboratively, and ethically as master: - planners, designers, constructors, and operators of society’s economic and social engine, the built environment; - stewards of the natural environment and its resources; - innovators and integrators of ideas and technology across the public, private, and academic sectors; - managers of risk and uncertainty caused by natural events, accidents, and other threats; - and leaders in discussions and decisions shaping public environmental and infrastructure policy. As used in the vision, “master” means to*

possess widely recognized and valued knowledge and skills and other attributes acquired as a result of education, experience, and achievement. Individuals, within a profession, who have these characteristics are willing and able to serve society by orchestrating solutions to society's most pressing current needs while helping to create a more viable future (...)”.

A consequência óbvia destes enunciados gerais é que os geotécnicos têm que ter uma percepção, tão clara quanto possível, das implicações económicas, sociais e ambientais das suas atuações. Assim em termos de perspetivas que condicionam e apontam os caminhos da atuação dos geotécnicos, há as perspetivas globais / societais, que decorrem diretamente das condicionantes económicas, sociais e ambientais brevemente descritas no primeiro texto desta série (Cardoso, 2015), bem como das necessidades infraestruturais geradas por essas condicionantes, enunciadas sumariamente no Capítulo 2 do presente texto, e há as perspetivas mais particulares / profissionais, específicas da Geotecnia, dependentes do seu estado de desenvolvimento, mas também condicionadas por alguns dos fatores de enquadramento.

Em qualquer caso, há um fator que certamente afetará todos os desenvolvimentos futuros. Como se salienta no relatório da NRC (2006), não há atividades isoladas neste mundo em rápida mudança; decisões tomadas num dado lugar têm repercussões noutras locais, às vezes com consequências dramáticas e imprevistas; a influência de inúmeras decisões em todas as escalas está a ter um forte impacto sobre o meio ambiente. A fim de responder de forma eficaz aos problemas causados pelas interações humanas com os sistemas terrestres, há necessidade de alargar o âmbito da geo-engenharia: o desenvolvimento sustentável constitui um novo paradigma para a prática de geo-engenharia. A geo-engenharia tem feito progressos significativos, em resposta às necessidades da sociedade; no entanto, há que assumir uma mudança de perspetiva, do nacional para o global, e a inclusão das dimensões social, económica e ambiental no desenvolvimento de soluções robustas para satisfazer essas necessidades; maior atenção aos efeitos antrópicos sobre o meio ambiente e ao desenvolvimento sustentável são manifestações importantes desta mudança de perspetiva.

Portanto, dadas as condições em que se desenvolvem atualmente as atividades de engenharia, designadamente os condicionamentos ambientais, sociais e económicos, todos os projetos de engenharia, e de uma forma mais geral todas as ações de planeamento de infraestruturas, devem ter presente a questão da sustentabilidade (Sterling, 2012; Nelson, 2013; etc.), cujo objetivo geral, definido da forma mais abrangente possível, é garantir a satisfação das necessidades atuais das sociedades sem comprometer a possibilidade de as futuras gerações poderem fazer o mesmo (Brundtland, 1987). A sustentabilidade e também a resiliência - há quem a considere integrada na primeira - são dois conceitos fundamentais para garantir um futuro mais seguro ao desenvolvimento humano. (A resiliência é definida como a capacidade de responder às mudanças adversas - climáticas ou outras - com impacto mínimo no funcionamento.) Garantir a sustentabilidade de todas as atividades que se desenvolvam e a resiliência das soluções concebidas implica que tais desideratos sejam tidos em conta nos métodos, procedimentos e processos conceptuais e sobretudo construtivos que sejam aplicados, integrando igualmente ferramentas, técnicas e avanços científicos de várias disciplinas, por forma a ser possível resolver problemas cada vez mais complexos.

Na parte restante do presente capítulo discutem-se as perspetivas globais, faz-se uma breve introdução aos conceitos de sustentabilidade e resiliência e aborda-se a questão da formação dos geo-tecnólogos. As perspetivas específicas de desenvolvimento da Geotecnia serão tratadas em textos subsequentes da presente série, alertando desde já que, obviamente, será uma abordagem parcelar, condicionada também pelas preferências do autor; após um enunciado genérico dedicar-se-á algum espaço a tecer alguns comentários mais pormenorizados sobre algumas das perspetivas enunciadas.

3.2 – Perspetivas globais

Como se viu nos capítulos anteriores a situação atual caracteriza-se pelos seguintes problemas e tendências, entre outros (ASCE, 2007; Long, 2006; Chowdhury e Flentje, 2007):

- a) pobres condições infraestruturais em muito países, face às crescentes necessidades impostas pelo aumento da população e das cidades; para dar resposta às necessidades de equipamentos (habitações, escolas, hospitais, etc.), de energia, de água potável, de ar despoluído, de sistemas seguros de deposição de resíduos e de transportes a questão da sustentabilidade deve estar permanentemente no centro das decisões;
- b) alteração das condições climáticas acarretando o aumento dos desastres naturais, sobretudo de natureza hidrológica;
- c) disfunção entre as previsões de custos e prazos e a realidade, o que se torna mais grave à medida que aumenta a dimensão e amplitude das obras, e ocorrência de fenómenos de corrupção na indústria da construção;
- d) os desafios colocados pela globalização mundial, na qual se inclui a prática da engenharia, também cada vez mais global.

Como se disse as perspetivas gerais de desenvolvimento da geotecnia decorrem das reflexões anteriores, muito brevemente resumidas a seguir:

- 1) o crescimento da população, da sua urbanização e o desenvolvimento económico e social geram necessidades muito importantes de infraestruturas, no planeamento, conceção e construção das quais os engenheiros geotécnicos estarão fortemente envolvidos;
- 2) as atividades e as necessidades humanas exercem uma enorme pressão sobre os sistemas naturais, colocando novos problemas para cuja solução o envolvimento da engenharia é imprescindível;
- 3) as soluções terão que ser definidas tendo presente a perecibilidade dos recursos, a necessidade de garantir que as futuras gerações dispõem dos recursos que lhes serão imprescindíveis, os desequilíbrios que as ações humanas podem causar, sendo que esses desequilíbrios podem ter consequências, nomeadamente no que respeita ao aumento dos desastres naturais que afligem e podem afetar gravemente as populações humanas, isto é, numa palavra, as soluções terão que ser sustentáveis;
- 4) na busca das melhores soluções, as novas tecnologias serão um auxiliar precioso, uma vez que propiciam o aumento da qualidade das previsões (aumento das capacidades de recolha e tratamento de dados e de modelação dos fenómenos, etc.) e o advento de soluções inovadoras e ambientalmente mais adequadas;
- 5) as intervenções deverão ser ambientalmente responsáveis e economicamente benéficas, visando a solução holística dos problemas.

A humanidade depende dos recursos naturais para sobreviver. Eles suportam o funcionamento da economia global e deles depende a nossa qualidade de vida. Os recursos naturais incluem matérias-primas como os combustíveis fósseis e os minerais mas também os alimentos, o solo, a água, o ar, a biomassa e os ecossistemas. Porém, os recursos são limitados e, na opinião de alguns especialistas, alguns dos recursos naturais base vão a caminho da exaustão. O crescimento da procura e da competição para os obter exerce pressão sobre os equilíbrios ambientais e ecológicos. Daí a necessidade de melhorar a eficiência no uso dos recursos, tais como, por exemplo, a água ou

certos recursos minerais, essenciais para à vida (ver, por exemplo, Rijnaarts, 2010). O uso eficiente dos recursos limitados significa usá-los de forma sustentada, isto é, atendendo à capacidade de regeneração (Breedeveld, 2012).

Para finalizar entende-se adequado enfatizar que, nos contributos que têm que dar para a definição das soluções mais adequadas, os engenheiros e, em particular, os geotécnicos devem (Long, 2006):

- 1) tomar em consideração as novas tecnologias e as novas abordagens para resolver melhor os seus problemas, de forma mais rápida e mais barata;
- 2) ter bem presente que os problemas para cuja resolução têm que contribuir, tais como as consequências da mudança global, o fornecimento de energia isenta de emissões ambientalmente agressivas, o abastecimento de água em termos globais e os sistemas urbanos, são social e economicamente muito importantes para as populações humanas e envolvem questões que necessitam de abordagens multi e interdisciplinares.

3.3 – Sustentabilidade

3.3.1 – Definição e operacionalização do conceito

Os projetos de engenharia têm sido tradicionalmente dominados por uma visão estreita, unidimensional, da eficiência tecnológica, assumindo-se implicitamente que a natureza é um fornecedor infinito de recursos, que se regenera perpetuamente, com capacidade indefinida para absorver todos os resíduos. Foi apenas na última metade do século XX, particularmente durante a crise energética da década de 70, que o impacto negativo da excessiva confiança no avanço tecnológico foi identificado como um problema para o mundo económico e que as interligações fundamentais entre a sociedade, a economia, a tecnologia e o ambiente começaram a suscitar o escrutínio público (Misra e Basu, 2011).

Com efeito, no último meio século, foi sendo dedicada cada vez maior atenção ao estudo das implicações do desenvolvimento humano sobre o ambiente planetário e à análise da possibilidade de as mudanças climáticas globais afetarem a viabilidade dos modos de desenvolvimento atuais. No decurso deste período o foco da discussão pública foi mudando sucessivamente (Sterling, 2012): a) nos anos 60, a ecologia e a proteção do ambiente natural foram objeto de grandes discussões; b) nos anos 70 a estas preocupações adicionaram-se as questões relativas ao fornecimento de energia e, mais genericamente, as concernentes aos limites do desenvolvimento humano devido ao facto de os recursos naturais serem limitados e perecíveis; c) nos anos 80 a queda dos preços dos combustíveis, o fim da Guerra Fria e o desenvolvimento económico explosivo de muitas economias fez com que as preocupações das décadas anteriores fossem significativamente postas de lado; d) nos anos 90 assistiu-se a uma crescente preocupação com as mudanças climáticas e com o seu impacto futuro, assim como com a aceleração dessas mudanças causada pelo desenvolvimento humano; e) no presente século, todas as preocupações anteriores aumentaram e aumentou a urgência devido a uma série de importantes desastres naturais provocados pela atividade humana, ao rápido crescimento da população mundial, à concentração da população nas áreas urbanas e às preocupações económicas causadas pelo aumento dos preços dos recursos naturais.

Nesta linha de preocupações, Long (2006) defende que, se a capacidade para construir estruturas tais como barragens, autoestradas e sistemas de fornecimento de água seguros foi um imperativo do último século, talvez o mais importante imperativo deste século seja a sustentabilidade.

Também a ASCE (2007), na sua visão do futuro da engenharia civil, entende que: “(...) *The public has become increasingly aware that development need not come at the price of a compromised*

and depleted environment. Enlightened citizens see sustainability, not as an unattainable ideal, but as a practical goal. To answer that call, civil engineers realize that they must increasingly transform themselves from designers and builders to project life-cycle 'sustainers' (...)

A Comissão Brundtland (1987), constituída sob os auspícios das Nações Unidas, definiu desenvolvimento sustentável como “*development that meets the needs of the present without compromising the ability of the future generations to meet their own needs*”. A longo prazo, a sustentabilidade implica que a população mundial tenha água, alimentos e outros recursos naturais em quantidade suficiente para que as suas comunidades continuem a existir; mas a possibilidade de satisfação dessas necessidades por tempo indefinido implica que haja um balanço entre a grandeza dessas necessidades e a capacidade da natureza de as fornecer continuamente ou mesmo, caso a população continue a aumentar e/ou continuem a aumentar os consumos *per capita*, de forma crescente. Assim, a imprescindibilidade, aparentemente inquestionável, de se garantir a sustentabilidade levanta questões de grande complexidade, nomeadamente as seguintes (Sterling, 2012):

- Qual o período de tempo que deve ser considerado ao analisar a sustentabilidade? Qualquer consumo de recursos não renováveis conduz à exaustão do seu fornecimento a custos praticáveis.
- Como pode ser conciliável o presente crescimento da população com a sustentabilidade global?
- Como se pode resolver os desequilíbrios regionais entre necessidades e recursos disponíveis? É razoável suportar padrões de vida em regiões em que os recursos se estão a exaurir ou se as mudanças climáticas causarem um aumento da frequência e da magnitude dos riscos naturais? Dever-se-á mudar as populações para áreas mais seguras e mais ricas em recursos? É isto politicamente praticável?
- A rápida urbanização da população mundial requer que as comunidades urbanas sejam capazes de criar um modo de vida viável para o futuro previsível.

A introdução da sustentabilidade no âmbito dos projetos de engenharia altera a escala de muitos deles. A sustentabilidade implica que os engenheiros tenham que se posicionar para além da prática tradicional e tenham que considerar os seus projetos como parte de um sistema físico e social de muito maior dimensão. Entre outras novas condicionantes, os engenheiros têm que pensar a funcionalidade e o comportamento dos seus projetos no decurso de longos períodos de tempo – provavelmente muito para além do período de vida do projeto (NRC, 2013). Neste contexto, enquadra-se a preocupação com a avaliação do ciclo de vida (*LCA - life-cycle assessment, life-cycle analysis, ecobalance or cradle-to-grave analysis*) das construções e dos materiais usados. (LCA é uma metodologia para avaliar os impactos ambientais associados a todos as fases da vida de um produto “desde o berço até à sepultura”, isto é, desde a extração das matérias primas, passando pelo processamento do material, manufatura dos produtos, distribuição, uso, reparação e manutenção e condução a depósito e reciclagem.)

Numa perspetiva prática, a sustentabilidade resulta do equilíbrio entre economia, equidade (sociedade) e ambiente, sendo que conseguir um tal desiderato é uma tarefa complexa uma vez que as três vertentes frequentemente conflituam entre si (Misra e Basu, 2011). O conflito mais comum é entre o crescimento económico e a proteção ambiental. Assim, a sustentabilidade conforma soluções de compromisso para um dado problema que são aceitáveis para as três vertentes – ambiental, económica e social – mas, em geral, não são as melhores na perspetiva particular de cada vertente.

Para os propósitos da engenharia, sustentabilidade significa essencialmente uso prudente dos recursos a um custo comportável e com controlo adequado das consequências, nomeadamente no

que respeita à emissão de gases com efeitos negativos (Gradel, 1997, Kibert, 2008). Para a engenharia geotécnica, sustentabilidade implica (Misra e Basu, 2011): i) projeto e construção robustos que minimizem os inconvenientes para a sociedade e os custos financeiros; ii) minimização do uso de recursos e de energia em todas as fases do projeto (planeamento, concepção, construção e manutenção); iii) uso de materiais e de métodos que causem o mínimo impacto negativo nos sistemas ecológicos e no ambiente; iv) maximização da reutilização das infraestruturas que vão ser substituídas para minimizar o uso de recursos e os resíduos. Este objetivo múltiplo fornece uma visão holística, evitando a promoção da eficiência tecnológica à custa do equilíbrio ecológico e social, combate o uso dos recursos para além da capacidade de regeneração do planeta, preocupa-se com a geração de resíduos para além da capacidade de assimilação da Terra e favorece a reutilização e reciclagem de todos os materiais.

3.3.2 – Avaliação da sustentabilidade

Atualmente faltam quadros de referência para avaliar e quantificar o grau relativo de sustentabilidade de práticas alternativas da engenharia geotécnica. Muito trabalho de investigação e desenvolvimento há a fazer neste âmbito.

Entretanto, a título de exemplo refere-se a metodologia proposta por Misra e Basu (2011). A metodologia, apoiando-se na revisão bibliográfica das ferramentas disponíveis de avaliação da sustentabilidade, considera três componentes – a avaliação do ciclo de vida (LCA), a avaliação do impacto ambiental e a análise de custo-benefício – a partir das quais são definidos três indicadores. Estes indicadores são combinados usando uma análise multicritério por forma a obter-se um índice de sustentabilidade; este índice permite comparar alternativas disponíveis para resolver o mesmo problema da engenharia geotécnica prática. Os autores aplicam a metodologia a um problema de fundações por estacas, comparando diversas metodologias construtivas, mas consideram que ela pode ser aplicada a outros tipos de problemas geotécnicos.

3.3.3 – Sustentabilidade e eurocódigos

Refira-se de passagem que a preocupação com as questões da sustentabilidade está também presente no novo ciclo de revisão dos Eurocódigos. Com efeito essa revisão envolve novos materiais e conceitos (Calgaro, 2010), sendo de referir para o que agora interessa, a introdução, entre os “Requisitos básicos” (*Basic works requirements*), de um capítulo sobre o “Uso sustentável dos recursos naturais” (*Sustainable use of natural resources*). De acordo com Calgaro (2010) será fixado um preceito que impõe que as construções devam ser concebidas, construídas e demolidas tendo presente a obrigação de o uso dos recursos naturais ser sustentável, o que implica assegurar para os trabalhos de construção: a) reciclabilidade dos seus materiais e equipamentos após a demolição; b) durabilidade; c) uso de matérias-primas e de materiais secundários ambientalmente compatíveis.

3.3.4 – Espaço subterrâneo e sustentabilidade das cidades

Espaço subterrâneo e sustentabilidade são temas que ultimamente têm tido um tratamento conjunto, quer na perspetiva de garantir a sustentabilidade das construções subterrâneas, quer na perspetiva de a utilização adequada do espaço subterrâneo para certos fins poder constituir uma solução interessante e sustentável.

No que respeita à primeira vertente – garantir a sustentabilidade das construções subterrâneas – saliente-se apenas que qualquer alteração permanente do espaço subterrâneo – um recurso valioso

e insubstituível – deve ser precedida do estudo e clara compreensão dos impactos dessa alteração no conjunto mais amplo das infraestruturas físicas e sociais afetadas no decurso do tempo, evitando prejudicar as gerações futuras e, antes pelo contrário, ajudando essas futuras gerações a prosperar. Por isso, a prática da engenharia relativa ao espaço subterrâneo deve adotar processos e metodologias mais interdisciplinares e deve comunicar com e apoiar-se mais em outros especialistas que possam contribuir para um abordagem holística dos problemas (Gilbert, 2013).

O uso do espaço subterrâneo por razões de sustentabilidade, sobretudo dos ambientes urbanos, tem vindo a receber um interesse crescente. São de referir, entre outros, os seguintes textos recentes: NRC (2013), Sterling (2012) e Nelson (2013). Nelson (2013) aponta várias razões para que a ligação entre sustentabilidade urbana e espaço subterrâneo seja virtuosa: (i) o crescimento da população e das cidades, o qual exerce uma enorme pressão sobre os sistemas de infraestruturas; logo, nomeadamente por razões de equidade, há que dar resposta às novas necessidades de reabilitação e extensão dos sistemas existentes, atendendo a certas particularidades, tais como as questões culturais específicas de alguns países e culturas ou as características particulares da população de mais idade; (ii) as crises de falta de recursos; estas crises serão mais agudas, designadamente de carência de água e de energia, sendo que ambas envolvem o espaço subterrâneo; (iii) aumento da frequência e da magnitude dos desastres; (iv) o crescimento urbano, que se faz, cada vez mais frequentemente, para zonas ambientalmente frágeis; (v) o aumento dos custos de construção de infraestruturas.

Recentemente, importantes infraestruturas foram construídas em espaço subterrâneo por diversas razões: preservar o espaço à superfície, proporcionar isolamento climático e de segurança, reduzir os custos de construção e de consumo de energia, melhorar o fluxo de tráfego, garantir a qualidade estética, etc. Os sistemas de infraestruturas podem ser implantados sob cidades e rios ou, mesmo, em montanhas, não ocupando o espaço à superfície, sobretudo em zonas densamente povoadas. Nesta perspetiva no relatório da NRC (2013) defende-se que “(...) *placing new infrastructures underground also may encourage or support the redirection of urban development into sustainable patterns (...)*”. Infraestruturas subterrâneas bem concebidas, bem construídas e bem operadas podem, em muitos casos, ser um fator de melhoria da qualidade de vida e de sustentabilidade, mais do que estruturas similares construídas à superfície. As infraestruturas subterrâneas contribuem para a sustentabilidade de vários modos (Sterling, 2012):

- reduzindo a área ocupada por construções humanas, o que contribui para a preservação de recursos naturais, incluindo terra, água e biodiversidade;
- criando um ou mais níveis de comunicações e de serviços, incluindo infraestruturas críticas, o que melhora a resiliência e reduz a poluição do ar (principalmente no setor dos transportes) e a poluição visual desnecessária;
- criando oportunidades para a redução do consumo de energia e de geração de resíduos;
- criando estruturas menos sujeitas aos efeitos dos sismos e de muitos outros eventos catastróficos;
- contribuindo para o melhoramento da qualidade da paisagem e do ambiente.

Por fim, importa referir dois aspetos que, entre muitos outros, são salientados no documento da NCR (2013): 1) são necessários estudos científicos retrospectivos sobre os custos diretos e indiretos e sobre os impactos dos vários tipos de infraestruturas subterrâneas que permitam suportar avaliações da utilidade e dos impactos económicos, sociais e ambientais de projetos futuros, tendo em vista maximizar a sustentabilidade; 2) o espaço subterrâneo é um recurso valioso mas decididamente não renovável; daí que o espaço subterrâneo só pode ser um fator promotor da

sustentabilidade das cidades na medida em que seja bem conhecido e na medida em que a sua utilização e reutilização, assim como a proteção dos ambientes natural e construído, estejam incorporados num sistema de planeamento total e de longo prazo das infraestruturas urbanas.

Em suma, o espaço subterrâneo pode ser um ativo importante para a criação e/ou a remodelação das áreas urbanas visando a sustentabilidade, o que comporta viabilidade económica e habitabilidade.

3.4 – Resiliência

No domínio da física a resiliência é a propriedade dos materiais de retomarem a sua forma ou posição inicial após deformação, caso esta não exceda um dado limiar; de forma mais sintética, os *Oxford Dictionaries* definem resiliência como “*the ability of a substance or object to spring back into shape; elasticity*”. O termo é também usado no campo da saúde, física e psicológica. Por exemplo, a resiliência psicológica é definida como a capacidade de um indivíduo se adaptar adequadamente à tensão e à adversidade, sendo que estas podem resultar de inúmeros e diferenciados fatores, como sejam, problemas familiares ou relacionais, problemas de saúde ou dificuldades profissionais ou financeiras, entre outros fatores (APA, 2014). Os *Oxford Dictionaries* apresentam uma outra definição, mais geral do que a acima transcrita: “*the capacity to recover quickly from difficulties; toughness*”. Esta última definição engloba igualmente o conceito que interessa no âmbito do presente texto: resiliência é a capacidade de uma comunidade, ou de certa parcela dessa comunidade, resistir a um evento catastrófico ou, caso não seja possível resistir, é a capacidade de uma comunidade retomar o seu funcionamento efetivo normal tão depressa quanto possível após o evento. A Figura 4 mostra uma representação esquemática da resiliência ou falta dela.

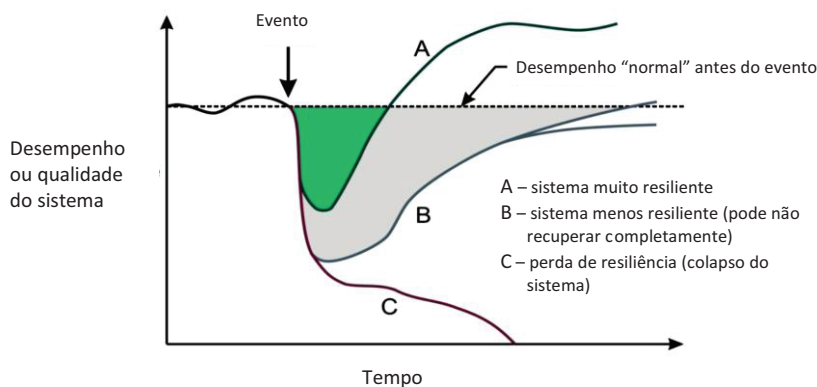


Fig. 4 – Representação esquemática do conceito de resiliência (Nelson e Sterling, 2012).

Sendo os fenómenos naturais (como sismos, tsunamis, ciclones, cheias, etc.) ou de caráter político-social (terrorismo, etc.) eventos chave na análise da resiliência, o conceito também se aplica a mudanças disruptivas que possam ocorrer no decurso de períodos de tempo longos, como as que derivam das mudanças climáticas, da subida do nível do mar ou de outras alterações ambientais. No contexto do longo prazo, as preocupações com a resiliência fundem-se com as preocupações com a sustentabilidade visto que será difícil uma comunidade ser sustentável se não for capaz de acomodar alterações esperadas e irreversíveis do ambiente (Sterling, 2012).

Em sistemas muito complexos, como são as comunidades humanas acima de certa dimensão, a avaliação da resiliência é uma tarefa complexa, devendo envolver meios e agentes muito diversos,

oriundos de ambientes e contextos distintos e com formações disciplinares complementares e cobrindo um leque amplo de competências. Neste contexto complexo, é pertinente referir as dificuldades operativas que Nelson (2013), analisando as condições americanas, entende subsistirem:

- Os engenheiros e os profissionais das áreas sociais não possuem uma visão concertada do que entendem significar a resiliência;
- Os técnicos de planeamento e os profissionais ligados ao uso dos terrenos não têm participado nas discussões sobre resiliência;
- Existe uma ligação débil entre os efeitos (resultados) e as métricas definidas em situações correntes e as normas ou incentivos preconizados nos planos de ação;
- A avaliação da resiliência ainda não está normalizada e os procedimentos e modelos ainda não estão validados.

Por fim, refira-se que, tal como acontece com a sustentabilidade urbana, nos últimos tempos tem vindo a ser destacado o papel que as estruturas subterrâneas podem desempenhar no aumento da resiliência das comunidades humanas (Sterling, 2012; Nelson, 2013).

3.5 – Colaboração e formação multidisciplinares

Existe um consenso generalizado (Chowdhury e Flentje, 2007; ASCE, 2007; NRC, 2006; Simpson e Tatsuoka, 2008; Fragaszy *et al.*, 2011; etc.) que para lidar com os problemas enunciados, tanto no âmbito da investigação e desenvolvimento como no da conceção e concretização dos projetos, se necessita mais do que nunca de colaborações interdisciplinares e multidisciplinares.

O tipo e o alcance dos problemas geotécnicos têm vindo a mudar (NRC, 2006): i) a atividade e as necessidades humanas exercem uma enorme pressão sobre os sistemas naturais, o que faz com que os problemas de engenharia se cruzem com questões sociais e ambientais; ii) o desenvolvimento sustentável exige melhor compreensão do comportamento dos recursos naturais, desde a nano-escala até à macro- e mesmo até à escala global, e a vinculação da sua gestão a objetivos económicos, sociais e ambientais; iii) consequentemente, as metodologias e processos tradicionais dos geo-engenheiros terão que se expandir de modo a integrar as questões e condicionantes colocadas pela exigência de sustentabilidade; este âmbito alargado da atuação dos geo-engenheiros exigirá novos tipos e quantidades de dados, *benchmarking* e novos modelos.

Os novos enquadramentos e as novas condicionantes das atividades profissionais de engenharia só podem ser bem apercebidos através de abordagens multidisciplinares, ou seja, para se poder construir soluções verdadeiramente interdisciplinares, a cooperação tem de ser praticada, pelo que deve ser encorajada e recompensada. Tal deve-se refletir igualmente nas universidades, nas quais devem existir estruturas e meios que facilitem e promovam a colaboração interdepartamental. Por outro lado, é necessária uma força de trabalho mais diversificada em termos de formação educacional, de conhecimentos técnicos e de domínios de aplicação, que no seu conjunto possua uma ampla gama de perspetivas culturais, de competências, de conhecimentos e experiências práticas, para enfrentar problemas complexos de geo-engenharia. Paralelamente a uma nova perspetiva da investigação interdisciplinar e da transferência e adaptação de conhecimentos entre diferentes disciplinas, é necessária uma nova perspetiva sobre a educação em ciência e em engenharia para que a nova força de trabalho fique verdadeiramente preparada para as novas exigências. É, assim, necessário repensar os currículos dos cursos de engenharia à luz das novas condicionantes e promover a formação contínua e a reciclagem dos profissionais.

4 – AGRADECIMENTO

O autor agradece a cuidada revisão do texto feita pelo colega e amigo Professor José Couto Marques.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- APA - American Psychological Association. (2014). *The Road to Resilience*. (<http://www.apa.org/helpcenter/road-resilience.aspx>).
- ASCE - American Society of Civil Engineers (2007). *The vision for Civil Engineering in 2025* (based on the Summit on the Future of Civil Engineering, June 21-22, 2006). Task Committee to Plan a Summit on the Future of the Civil Engineering Profession.
- ASCE - American Society of Civil Engineers (2013). *2013 Report Card for America's Infrastructures*. (<http://www.infrastructurereportcard.org/>)
- Breedevel, J. (2012). *Future position of Geotechnical Engineering*. (http://www.kiviniria.nl/eygec/papers/keynote_breedevel.pdf)
- Brundtland, G.H. (1987). *Our Common Future*. Oxford University Press, Oxford, UK.
- Calgaro, J.A. (2010). *Further Developments of Eurocodes and Geotechnical Issues*. 2nd International Workshop on Evaluation of Eurocode 7. Pavia, Italy.
- Cardoso, A.S. (2015). *Desenvolvimento da geotecnia. Condicionantes gerais e específicas*. Revista Geotecnia, nº 135, pp. 05-39.
- Chowdhury, R.; Flentje, P. (2007). *Perspectives for the future of Geotechnical Engineering*. Proc. International Conference on Civil Engineering for the New Millennium: Opportunities and Challenges. Bengal Engineering College, Shibpur, India.
- EBRD - European Bank for Reconstruction and Development (2014). *Accelerating Infrastructure to Boost Growth and Employment*. EBRD Annual Meeting 2014: Accelerating Infrastructure. (<http://www.ebrd.com/pages/news/press/2014/140428a.shtml>)
- El País Semanal (2014). *El tesoro transparente*. Por Isabel Valdés Aragonés y Artur Galocha, n.º 1955, 15 de Marzo de 2014.
- Fragaszy, R.J.; Santamarina, J.C.; Amekudzi, A.; Assimaki, D.; Bachus, R.; Burns, S.E.; Cha, M.; Cho, G.C.; Cortes, D.D.; Dai, S.; Espinoza, D.N.; Garrow, L.; Huang, H.; Jang, J.; Jung, J.W.; Kim, S.; Kurtis, K.; Lee, C.; Pasten, C.; Phadnis, H.; Rix, G.; Shin, H.S.; Torres, M.C.; Tsouris, C. (2011). *Sustainable development and energy geotechnology - Potential roles for geotechnical engineering*. KSCE Journal of Civil Engineering, v.15, 4, pp.611-621.
- Gilbert, P.H. (2013). *Underground Engineering for Sustainable Urban Development - Preface*. Committee on Underground Engineering for Sustainable Development, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies, National Research Council.
- Gradel, T. (1997). *Industrial Ecology: Definition and Implementation*. Industrial ecology and global change. R. Socolow, C. Andrews, F. Berkhout and V. Thomas (Eds.), pp. 23-41.
- Hansford, P. (2011). *Delivering value*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Civil Engineering, Volume 164, Issue 1.

- ICE - Institution of Civil Engineers (2014). *The State of the Nation Infrastructure 2014*.
- Kibert, C.J. (2008). *Sustainable Construction*, 2nd Edition. John Wiley and Sons Inc., New Jersey.
- Lin, J.; Lu, K. (2013). *To Finance the World's Infrastructure, We Need a New Asset Class*. Huffington Post, 19 November.
- Long, J.C.S. (2006). *Preface of Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium*. Opportunities for Research and Technological Innovation. Committee on Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium: Opportunities for Research and Technological Innovation, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies, National Research Council, The National Academies Press.
- McKinsey Global Institute (2013). *Infrastructure productivity: How to save \$1 trillion a year*. McKinsey and Company.
- Misra, A.; Basu, D. (2011). *Sustainability in geotechnical engineering*. Internal Geotechnical Report 2011-2, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Connecticut.
- Nelson, P. (2013). *Uncertainty and Resilience as Key Frameworks for the Future of Urban Geotechnical Engineering*. A Presentation to the Geotechnical Group of the ASCE Metropolitan Section, October 31, 2013.
- Nelson, P.; Sterling, R. (2012). *Sustainability and resilience of underground urban infrastructure: new approaches to metrics and formalism*. Proc. GeoCongress 2012, State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering, San Francisco, 25-29.
- NRC - National Research Council (2006). *Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium*. Opportunities for Research and Technological Innovation. Committee on Geological and Geotechnical Engineering in the New Millennium: Opportunities for Research and Technological Innovation, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies, National Research Council, The National Academies Press.
- NRC - National Research Council (2013). *Underground Engineering for Sustainable Urban Development*. Committee on Underground Engineering for Sustainable Development, Committee on Geological and Geotechnical Engineering, Board on Earth Sciences and Resources, Division on Earth and Life Studies.
- OCDE (2007). *Infrastructure to 2030. Main findings and policy recommendations*. OECD Futures Project on "Global Infrastructure Needs: Prospects and Implications for Public and Private Actors".
- OCDE (2011). *Strategic Transport Infrastructure Needs to 2030 - Main Findings*. International Futures Programme. OECD Futures Project on Transcontinental Infrastructure Needs to 2030/50.
- Rijnaarts, H.H.M. (2010). *The Olympic Game of Eco-Innovation and Technology*. Inaugural lecture upon taking up the post of Professor of Environment and Water Technology at Wageningen University on 8 April 2010. (<http://edepot.wur.nl/170203>)
- SAICE - South African Institution of Civil Engineers (2011). *SAICE Infrastructure Report Card 2011*. Civil Engineering, May 2011, Vol. 19, No 4, pp 4-11.

- Santamarina, J.C. (2006). *The worldwide energy situation*. Anales Academia Nacional de Ingenieria, Vol. II-06, pp. 79-98.
- Simpson, B.; Tatsuoka, F. (2008). *Geotechnics: the next 60 years*. Géotechnique 58, No.5, 357-368.
- Sterling, R.L. (2012). *Understanding the Sustainability and Resiliency Implications of Underground Space Use*. Geotechnical Aspects of Tunneling for Infrastructure Development, Proceedings of the 32nd Annual Seminar Geotechnical Division. The Hong Kong Institution of Engineers, pp. 1-6.
- UN - United Nations (2013). UN Task Team on the Post-2012 UN Development Agenda, Working Group on Financing for Sustainable Development - Background Papers: Chapter 1. Financing for sustainable development: Review of global investment requirement estimates; Chapter 2. The variety of national, regional and international public sources for development finance; Chapter 3. Challenges in raising private sector resources for financing sustainable development; Chapter 4. Public support to private investment for sustainable development: challenges and opportunities, with emphasis on the environmental pillar; Executive Summary. UN System Task Team on the Post-2015 UN Development Agenda Working Group on “Financing for sustainable development” (<http://www.un.org/esa/ffd/sdf/firstsession/index.htm>)
- UN - United Nations (2015). Human Development Report by the United Nations Development Program.
- WB - The World Bank (2015) - <http://data.worldbank.org/indicator/EG.USE.ELEC.KH.PC>
- WEF - World Economic Forum (2012), Global Agenda Council on Infrastructure 2012-2014. (<http://www.weforum.org/reports/global-agenda-council-infrastructure-2012-2014>)

MODELO DE PREVISÃO DE RECALQUES EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA, METÁLICAS E ESCAVADAS ATRAVÉS DE REDES NEURAIS ARTIFICIAIS

Settlement prediction model for continuous flight auger, steel and bored piles using artificial neural networks

Silvrano Adonias Dantas Neto*

Mariana Vela Silveira**

Gerson Jacques Miranda dos Anjos***

Alfran Sampaio Moura****

RESUMO – Este trabalho apresenta um método para previsão de recalques em estacas desenvolvido com o uso de redes neurais artificiais do tipo perceptron. Foram utilizados resultados de 199 ensaios SPT e provas de carga estáticas realizadas em estacas hélice contínua, escavadas e metálicas. São variáveis de entrada para o modelo: tipo e geometria da estaca (diâmetro e comprimento), as características do solo definidas a partir de resultados dos ensaios SPT e a carga aplicada. A arquitetura da rede neural que apresentou o melhor desempenho foi A:10:14:8:4:2:1, com um coeficiente de correlação igual a 0,94. Os resultados foram comparados àqueles obtidos em trabalhos anteriores e por outros autores que também desenvolveram modelos de previsão de recalques com redes neurais artificiais. Esta comparação mostrou que o modelo proposto neste trabalho foi capaz de prever os recalques com maior precisão.

SYNOPSIS – This work presents a method for pile settlement prediction using an artificial neural network (ANN) known as perceptron. Results from 199 SPT and static load tests carried out on continuous flight auger, steel and bored piles were used in the model development. The ANN model allows the prediction of settlements as a function of the pile type and geometry (diameter and length), the stratigraphy and characteristics of soils defined by SPT test results, and the applied load. The architecture that presented the best performance was A10:14:8:4:2:1, with a correlation coefficient of 0.94. The results were compared to those obtained in previous works and by other authors that also developed settlement prediction models using ANNs. This comparison has shown that the proposed model is able to predict settlements more accurately.

PALAVRAS CHAVE – Estacas, redes neurais artificiais, recalques.

* Professor Associado, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: silvrano@ufc.br

** Doutoranda, Eng. Civil, M.Sc, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, Brasil. E-mail: vela.silveira@gmail.com

*** Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc, Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém-PA, Brasil. Email: mirandadosanjos@gmail.com

**** Professor Adjunto, Eng. Civil, D.Sc., Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, Brasil. E-mail: alfransampaio@ufc.br

1 – INTRODUÇÃO

Os elementos de fundação devem ser projetados de forma que, além de atender aos critérios de capacidade de carga, os recalques sofridos sejam compatíveis com a utilização da estrutura (recalques admissíveis). Portanto, apesar de ser muitas vezes negligenciada, a previsão de recalques é uma etapa importante a ser levada em consideração, especialmente no que se refere às fundações profundas, para as quais os projetos são baseados frequentemente apenas na estimativa da capacidade de carga a partir do emprego de metodologias empíricas baseadas nos resultados de ensaios SPT (*Standard Penetration Test*) ou CPT (*Cone Penetration Test*) (Anjos, 2006).

A Figura 1 mostra o efeito de uma carga vertical P atuando sobre uma estaca isolada de comprimento L, cuja base encontra-se a uma distância d em relação à camada incompressível. De acordo com Cintra e Aoki (2010), com a aplicação da carga (P), a estaca inicialmente experimenta um encurtamento elástico de seu elemento estrutural (ρ_e), como se a sua ponta estivesse sobre uma camada rígida e incompressível. Em seguida, os recalques sofridos (ρ_s) ocorrem devido aos mecanismos de transferência de carga entre o solo e a estaca.

De uma forma geral, pode considerar que a previsão dos recalques em fundações profundas é um problema um tanto complexo, devido às incertezas existentes no que se refere às condições de contorno do problema e à obtenção dos parâmetros geotécnicos que possam representar os mecanismos de transferência de carga nos elementos de fundação sob carga. De acordo com este modelo, o recalque total no topo da estaca pode ser calculado como:

$$\rho = \rho_e + \rho_s \quad (1)$$

ρ – recalque total sofrido pela estaca isolada;

ρ_e – parcela do recalque atribuída ao deslocamento elástico do elemento estrutural da estaca;

ρ_s – parcela do recalque atribuída ao mecanismo de transferência de carga entre a estaca e o solo.

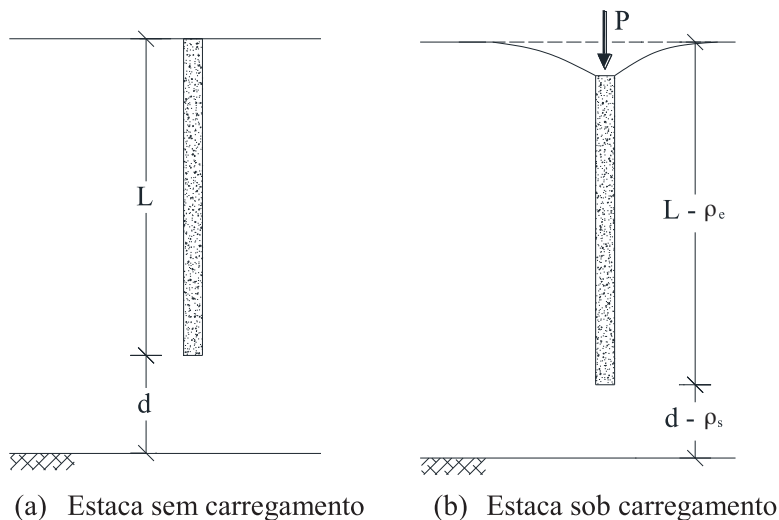


Fig. 1 – Recalque em uma estaca isolada (modificado de Cintra e Aoki, 2010).

O desenvolvimento dos recalques em fundações profundas, especificamente no caso das estacas, pode ser considerado um problema complexo associado a muitas incertezas. Em geral, é observado que os recalques em estacas são influenciados por muitos fatores, dentre os quais podem ser citados: as características de deformabilidade e resistência dos materiais (solo e estaca), a estratigrafia do subsolo, a geometria dos elementos de fundação, os mecanismos de transferência de carga entre o solo e os elementos de fundação, dentre outros.

A previsão dos recalques em estacas pode ser realizada por meio da aplicação de diferentes metodologias. Dentre elas podem ser citadas aquelas desenvolvidas a partir da aplicação dos conceitos da Teoria da Elasticidade, que são talvez as mais comuns no âmbito da Engenharia de Fundações, como por exemplo, os métodos teóricos de Poulos e Davis (1980) e Randolph e Wroth (1978). Também podem ser citados na previsão de recalques em estacas os métodos numéricos, os quais podem considerar diferentes modelos constitutivos para os materiais envolvidos (elástico-linear, elástico não-linear, elastoplástico, etc.) e diferentes condições de contorno.

As principais dificuldades para o emprego das metodologias baseadas na Teoria da Elasticidade, ou via métodos numéricos, para a estimativa de recalques em estacas referem-se à obtenção de parâmetros geotécnicos, que representem o comportamento dos materiais e as condições de contorno do sistema solo-fundação.

Analisando todas as metodologias citadas previamente, pode ser observado que o desenvolvimento dos recalques em estacas é um processo complexo, multivariado, e normalmente não-linear. Assim, a necessidade do desenvolvimento de novos modelos que permitam a previsão dos recalques em fundações do tipo estaca a partir de ferramentas simples e variáveis de entrada que possam representar o fenômeno é crucial no âmbito na Engenharia de Fundações. Por esta razão, as redes neurais artificiais (RNA) surgem como uma poderosa ferramenta a ser utilizada no desenvolvimento de modelos de previsão de recalques em estaca, podendo fornecer resultados mais próximos aos valores reais que aqueles previstos pelos métodos citados anteriormente.

Amâncio (2013) desenvolveu um modelo neuronal o qual permite a previsão dos recalques em estacas hélice contínua, escavadas e metálicas com o uso das RNA, a partir do conhecimento das informações do subsolo definidas com base nos resultados de ensaios SPT e da geometria da estaca. Este modelo é alimentado com informações referentes à geometria da estaca (diâmetro e comprimento) e com dados referentes à condição do subsolo no qual se encontra a estaca, por meio da consideração da soma dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca, e do valor de N_{SPT} na ponta da estaca. O coeficiente de correlação entre os valores reais conhecidos para as estacas utilizadas na modelagem e os valores calculados pelo modelo foi de 0,89, na etapa de validação do modelo, o qual mostra a eficiência da ferramenta na previsão de recalques em estacas.

Dantas Neto *et al.* (2014) também aplicaram um modelo neuronal para a previsão de recalques em estacas a partir do mesmo conjunto de dados utilizado por Amâncio (2013). A principal diferença entre estes dois trabalhos foi que Dantas Neto *et al.* (2014) incorporaram ao conjunto de treinamento e validação exemplos cujos valores dos recalques eram iguais a zero, os quais não haviam sido considerados durante o desenvolvimento do modelo por Amâncio (2013). Este procedimento levou a um aumento do coeficiente de correlação do modelo de 0,89 para 0,94 na etapa de validação.

Assim sendo, levando-se em consideração a necessidade do desenvolvimento de um modelo simples que possa ser alimentado por informações facilmente disponíveis quando da elaboração de um projeto de fundações em estacas, este trabalho tem por objetivo apresentar um modelo de previsão de recalque em estacas, que considere além das variáveis de entrada adotadas por Amâncio (2013) e Dantas Neto *et al.* (2014), variáveis que levem em consideração a estratigrafia do subsolo no qual a estaca encontra-se instalada, e a deformabilidade do solo abaixo da ponta da estaca até à camada rígida incompressível. Os resultados obtidos mostraram que a introdução destas variáveis de entrada no modelo levou a uma melhoria na previsão de recalques, quando comparados com os modelos dos trabalhos de Amâncio (2013) e Dantas Neto *et al.* (2014).

2 – AS REDES NEURAIS ARTIFICIAIS: CONCEITOS E FORMULAÇÃO

As redes neurais artificiais (RNA) são processadores maciçamente paralelos distribuídos e constituídos de unidades de processamento simples, que têm a propensão natural para armazenar conhecimento experimental e torná-lo disponível para algum uso (Haykin, 2001). Matematicamente uma rede neural artificial pode ser entendida como um conjunto de nós, que representam os neurônios, organizados em camadas sucessivas, de forma análoga à rede neural mais poderosa conhecida, o cérebro humano.

Segundo Haykin (2001), numa RNA, o neurônio é a unidade fundamental utilizada para o processamento das informações necessárias e tarefas desejadas. A Figura 2 mostra a representação de um neurônio artificial na forma de grafo de fluxo de sinal, como uma analogia ao neurônio biológico, com a apresentação de todos os seus elementos.

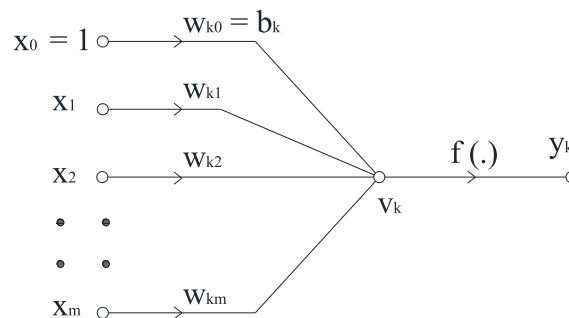


Fig. 2 – Neurônio artificial.

Na Figura 2, o valor y_k representa a resposta do neurônio artificial quando submetido aos estímulos externos, sendo calculado de acordo com as expressões seguintes:

$$u_k = \sum w_{ki} x_i = \{w\}^T \{x\} \quad (2)$$

$$v_k = u_k + b_k = \sum w_{ki} x_i + b_k = \{w\}^T \{x\} + b_k \quad (3)$$

$$y_k = f(v_k) = f(\sum w_{ki} x_i + b_k) = f(\{w\}^T \{x\} + b_k) \quad (4)$$

u_k – saída do combinador linear;

v_k – campo local induzido;

y_k – sinal de saída ou resposta do neurônio;

b_k – *bias* ou limiar;

$f(\cdot)$ – função de ativação do neurônio;

$\{x\} = [x_1, x_2, x_3, \dots, x_m]^T$ – vetor dos sinais de entrada;

$\{w\} = [w_{k1}, w_{k2}, w_{k3}, \dots, w_{km}]^T$ – vetor dos pesos sinápticos – ligam o neurônio k ao vetor de entrada $\{x\}$.

Dentre os diferentes tipos de redes neurais utilizados para a modelagem de fenômenos em engenharia, destacam-se os perceptrons multicamadas. O perceptron multicamada é uma rede neural multicamada alimentada adiante, constituída por três tipos de camadas: a camada de entrada,

constituída por nós cuja função é a de receber os estímulos externos definidos pelo vetor $\{x\}$ descrito anteriormente; uma ou mais camadas ocultas de neurônios, responsáveis pelo aumento da capacidade da rede neural artificial em extrair o comportamento mais complexo do ambiente no qual a rede está inserida; e a camada de saída, composta por neurônios cujos sinais representam as respostas para os estímulos apresentados à rede neural.

Nas redes multicamadas, os neurônios de cada camada são calculados utilizando-se a formulação apresentada nas Equações 2 a 4, considerando-se como dados de entrada os valores dos neurônios, ou nós, da camada anterior. Desta forma, o sinal se propaga desde a camada de entrada até à saída, razão pela qual é dito que os perceptrons são redes alimentadas adiante.

Uma das mais importantes propriedades de uma rede neural é a sua habilidade de aprender a partir do ambiente na qual está inserida, e melhorar seu desempenho através de um processo contínuo de treinamento. O treinamento de uma rede neural artificial consiste na alteração de todos os pesos sinápticos (w_{kj}) e limiares existentes (b_k), a partir da experiência conhecida sobre o fenômeno estudado, normalmente disponível em um conjunto de dados do tipo entrada-saída conhecida, designado como conjunto de treinamento.

O desempenho de uma rede neural pode ser avaliado por meio da comparação entre os valores obtidos para os neurônios da camada de saída (y_k), e os valores existentes no i -ésimo exemplo do conjunto de treinamento para os correspondentes valores das variáveis de entrada. Esta comparação é feita por meio da definição de um sinal de erro, representado pela Equação 5, a partir do qual é feita a alteração dos pesos sinápticos de forma iterativa, conforme mostrado esquematicamente na Figura 3.

$$e_k(i,n) = d_k(i) - y_k(i,n) \quad (5)$$

$e_k(i,n)$ – sinal de erro do neurônio $y_k(i,n)$ na iteração n ;

$y_k(i,n)$ – resposta calculada para o neurônio y_k na iteração n e variáveis de entrada existentes no i -ésimo exemplo do conjunto de treinamento;

$d_k(i)$ – saída desejada para as variáveis de entrada existentes no i -ésimo exemplo do conjunto de treinamento utilizadas no cálculo de y_k na iteração n .

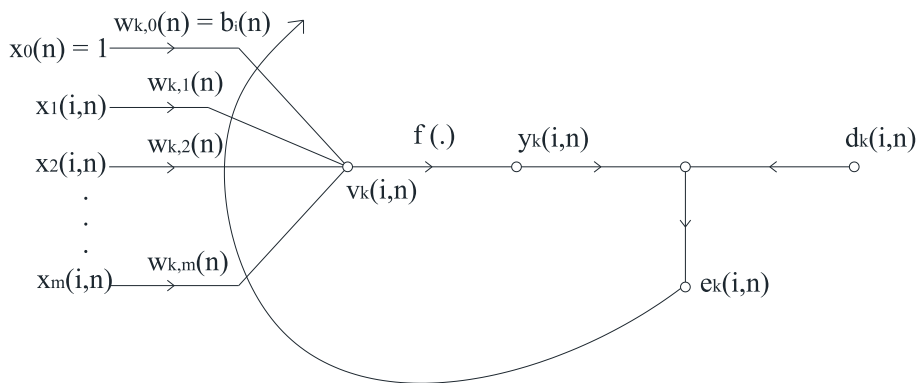


Fig. 3 – Alteração dos pesos sinápticos pelo sinal de erro produzido no neurônio y_k .

A partir do cálculo dos sinais de erro em cada neurônio da camada de saída da rede, e considerando todos os exemplos existentes no conjunto de treinamento pode-se definir a seguinte função de custo média para avaliação e controle do processo de alteração dos pesos sinápticos em uma rede neural artificial:

$$E_{med}(n) = \frac{1}{2L} \sum_{i=1}^L \sum_{k \in C} e_k^2(i,n) = \frac{1}{2L} \sum_{i=1}^L \sum_{k \in C} [d_k(i) - y_k(i,n)]^2 \quad (6)$$

L – número de exemplos existentes no conjunto de treinamento;

i – índice que representa cada exemplo existente no conjunto de treinamento com variáveis de entrada e saída conhecidas;

C – conjunto de todos os neurônios da camada de saída no exemplo i do conjunto de treinamento;

n – passo de tempo discreto (época), correspondente a cada alteração do conjunto de pesos sinápticos no conjunto de treinamento.

O processo de treinamento de uma rede neural consiste nos ajustes sucessivos dos seus pesos sinápticos de forma a minimizar o valor da função de custo média em todo o conjunto de treinamento. Para um neurônio pertencente à camada de saída $y_k(i,n)$, o ajuste do vetor dos pesos sinápticos que o liga aos neurônios, ou nós, da camada anterior $\{y_j(i,n)\}$, é dado pela minimização da função de custo média de forma iterativa percorrendo-se todo o conjunto de treinamento (época). A Equação 7 apresenta a regra de alteração dos pesos sinápticos dos neurônios da camada de saída, também conhecida como Regra Delta.

$$\{w_{kj}(n+1)\} = \{w_{kj}(n)\} - \eta \nabla E_{med}(n) = \{w_{kj}(n)\} + \frac{\eta}{L} \sum_{i=1}^L \delta_k(i,n) \{y_k(i,n)\} \quad (7)$$

$\{w_{kj}(n+1)\}$ – vetor de pesos sinápticos entre os neurônios k e j na iteração (época) n + 1;

$\{w_{kj}(n)\}$ – vetor de pesos sinápticos entre os neurônios k e j na iteração (época) n;

∇E_{med} – gradiente da função de custo média;

η – taxa de aprendizagem;

$\{y_j(i,n)\}$ – vetor de entrada do neurônio $y_k(i,n)$ no i-ésimo exemplo do conjunto de treinamento na iteração n;

$\delta_k(i,n)$ – gradiente local do neurônio $y_k(i,n)$, definido como:

$$\delta_k(i,n) = e_k(i,n) f'(v_k(i,n)) \quad (8)$$

$v_k(i,n)$ – campo local induzido do neurônio $y_k(i,n)$ no i-ésimo exemplo treinado na iteração n.

No caso de o neurônio pertencer a alguma camada oculta, o cálculo direto do gradiente local de acordo com a Equação 8 não é possível, uma vez que a resposta do neurônio não pode ser comparada a um valor conhecido, e, portanto, não pode gerar nenhum sinal de erro. Neste caso, o gradiente local do neurônio da camada oculta é determinado por meio da retropropagação do sinal de erro produzido nos neurônios da camada de saída $y_k(i,n)$. Tal procedimento é conhecido como

Algoritmo de Retropropagação do Erro (*Error Back-propagation*), e foi desenvolvido por Rumelhart *et al.* (1986). Utilizando o algoritmo de retropropagação do erro, o gradiente local de um neurônio pertencente a uma camada oculta imediatamente anterior à camada de saída é definido pela Equação 9.

$$\delta_j(i,n) = -\frac{1}{L} f'(v_j(i,n)) \sum_i \sum_{k \in C} \delta_k(i,n) \{w_{kj}(n)\} \quad (9)$$

Tendo-se em vista a grande dependência da convergência do algoritmo de retropropagação do erro ao valor da taxa de aprendizagem utilizada, Rumelhart *et al.* (1986) propuseram a introdução de um parâmetro α , conhecido como constante de momento, na Equação 7 com o objetivo de aumentar a estabilidade da convergência do algoritmo. Assim, a alteração dos pesos sinápticos pode ser feita a partir da aplicação da Equação 10, conhecida como Regra Delta Generalizada.

$$\{w_{kj}(n+1)\} = \{w_{kj}(n)\} + \frac{\eta}{L} \sum_{i=1}^L \delta_k(i,n) \{y_k(i,n)\} + \alpha \{\Delta w_{kj}(n-1)\} \quad (10)$$

3 – DESENVOLVIMENTO DO MODELO NEURONAL

A seguir são apresentadas todas as etapas do desenvolvimento do modelo de previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais do tipo perceptron, as quais consistiram em: levantamento e coleta dos dados; definição das variáveis do modelo neuronal, tratamento dos dados levantados, e treinamento e validação do modelo.

3.1 – Levantamento de dados

De forma a se levar em conta o comportamento das estacas e os mecanismos de transferência de cargas entre a estaca e o solo circundante, no modelo neuronal foi inferido que o recalque total sofrido pela estaca sofre influência das características de resistência e deformabilidade dos materiais constituintes do subsolo e da estaca, e das características geométricas do elemento estrutural das estacas, como também da carga atuante no conjunto solo-estaca.

Para o desenvolvimento deste trabalho, foram levantados os resultados de provas de carga estáticas e ensaios SPT realizados em 199 estacas, sendo 103 do tipo hélice contínua, 67 metálicas e 29 escavadas. O conjunto de dados obtidos foi o mesmo utilizado nos trabalhos de Amâncio (2013), Dantas Neto *et al.* (2014) e Silveira (2014).

Todas as estacas utilizadas neste trabalho foram executadas em território brasileiro, sendo sua localização por região distribuída de acordo com a Figura 4. Convém salientar que algumas estacas (19,60%) não apresentavam informação quanto a sua localização. A grande distribuição espacial no território brasileiro das estacas utilizadas para o desenvolvimento do modelo neuronal proposto para a previsão de recalques indica a boa representatividade do modelo, uma vez que os dados utilizados contemplam condições geológico-geotécnicas variadas, como aquelas observadas nas diferentes regiões constituintes do território brasileiro.

As informações obtidas a partir das provas de carga estáticas realizadas foram: diâmetro e comprimento das estacas, e as curvas carga vs. recalque. Os ensaios SPT realizados nas estacas utilizadas neste estudo permitiram a obtenção da estratigrafia do subsolo e dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste e na ponta das estacas.

A Figura 5 mostra a distribuição dos valores de todos os recalques medidos nas 199 estacas utilizadas para o desenvolvimento deste trabalho. Pode-se observar a partir das análises destes

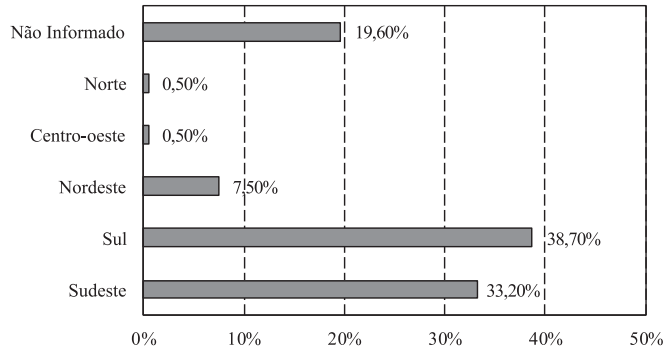


Fig. 4 – Distribuição das estacas utilizadas pelas regiões do Brasil.

resultados que os valores dos recalques utilizados para a alimentação do modelo variam desde poucos milímetros, situações típicas nas quais os recalques ocorrem devido ao encurtamento elástico do elemento estrutural da estaca, até valores elevados, os quais correspondem a situações onde as provas de carga foram levadas até a completa ruptura do sistema solo-fundação.

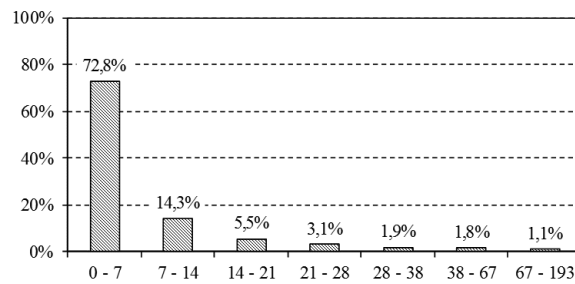


Fig. 5 – Distribuição dos valores (em mm) dos recalques medidos para o conjunto de estacas utilizado.

3.2 – Definição das variáveis de entrada do modelo neuronal

Levando-se em consideração as variáveis que influenciam os recalques nas fundações profundas do tipo estaca e as informações levantadas nas provas de carga estáticas e ensaios SPT, o modelo neuronal de previsão de recalques em estacas pode ser representado, de uma forma geral, pela seguinte expressão:

$$\rho = f(T, L, D, NF, NP, d, Arg, Sil, Are, P) \quad (11)$$

ρ – recalque total, em milímetros;

T – tipo de estaca (Quadro 1);

L – comprimento da estaca, em metros;

D – diâmetro da estaca, em metros;

NF – soma dos valores de N_{SPT} ao longo do fuste;

NP – valor do N_{SPT} na profundidade de assentamento da ponta da estaca;

Arg, Sil, Are – fatores que levam em conta o tipo de solo no qual a estaca está executada;

P – carga vertical aplicada, em kN.

A variável T foi introduzida para levar em consideração a influência do processo de execução e as características particulares de cada tipo de estaca considerado no mecanismo de transferência de carga, e conseqüentemente, no valor do recalque gerado pelo modelo. O Quadro 1 apresenta os valores para a variável T utilizados durante o desenvolvimento do modelo neuronal de previsão de recalques em estacas.

Quadro 1 – Valores adotados para a variável T (tipo de estaca).

Tipo de estaca	T
Hélice contínua	1
Cravada metálica	2
Escavada	3

As variáveis L e D representam para o modelo neuronal a inércia do elemento estrutural da estaca. No caso das estacas metálicas cravadas com seção não circular (Figura 6), o diâmetro da estaca (D) foi obtido a partir da recomendação de Fleming *et al.* (2008), como sendo o valor equivalente à maior dimensão em planta do perfil metálico ($D = x_b$, se $x_b > y_w$, ou $D = y_w$, se $y_w > x_b$).

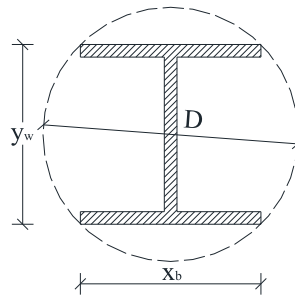


Fig. 6 – Seção transversal para as estacas metálicas com seção não-circular.

As variáveis NF e NP foram introduzidas para levar em consideração a influência da consistência (solos argilosos), ou compactidade (solos arenosos), dos solos nos recalques sofridos pela estaca quando submetida a uma carga vertical P. As variáveis NF e NP foram calculadas a partir dos resultados dos ensaios SPT de acordo com as expressões apresentadas nas Equações 12 e 13. Convém salientar que em todo o banco de dados levantados para o desenvolvimento do trabalho, foi adotado o valor máximo de 40 golpes/30 cm para o N_{SPT} .

$$NF = \sum N_{SPT, FUSTE} \quad (12)$$

$$NP = \sum N_{SPT, PONTA} \quad (13)$$

$N_{SPT, FUSTE}$ – valores de N_{SPT} ao longo do fuste da estaca;

$N_{SPT, PONTA}$ – valor de N_{SPT} na profundidade na qual a estaca encontra-se assentada.

A variável d foi definida como a distância entre a ponta da estaca e o topo da camada considerada rígida neste trabalho ($N_{SPT} = 40$ golpes/30 cm). Nos casos em que o ensaio SPT não foi realizado até se atingir o valor máximo para o N_{SPT} de 40 golpes/30 cm, o valor da variável d foi definido como sendo igual a duas vezes o valor do diâmetro da estaca, medido a partir da ponta da estaca. Este critério foi definido com base no conceito de bulbo de tensões apresentado pela Teoria da Elasticidade considerando um carregamento distribuído ao longo de uma área circular.

A influência da constituição das camadas do subsolo no qual a estaca encontra-se executada foi considerada no modelo neuronal a partir da consideração das variáveis Arg (solo argiloso), Sil (solo siltoso) e Are (solo arenoso). Aqui foi considerada a classificação táctil-visual apresentada nas sondagens a percussão, e não qualquer outra classificação, obtida a partir da realização de ensaios laboratoriais mais detalhados, como por exemplo, os ensaios de granulometria. Isto foi adotado porque reflete mais realisticamente o dia-a-dia da prática envolvida nos projetos de fundação no Brasil.

As Equações 14, 15 e 16, assim como o esquema mostrado na Figura 7, apresentam a forma de cálculo das variáveis Arg, Sil e Are a partir de um perfil de sondagem determinado em um ensaio SPT.

$$\text{Arg} = \frac{L_{\text{arg}}}{L} \quad (14)$$

$$\text{Sil} = \frac{L_{\text{silte}}}{L} \quad (15)$$

$$\text{Are} = \frac{L_{\text{areia}}}{L} \quad (16)$$

L_{arg} – comprimento do trecho do fuste da estaca no qual o solo circundante é classificado como solo argiloso no ensaio SPT;

L_{silte} – comprimento do trecho do fuste da estaca no qual o solo circundante é classificado como solo siltoso no ensaio SPT;

L_{areia} – comprimento do trecho do fuste da estaca no qual o solo circundante é classificado como solo arenoso no ensaio SPT.

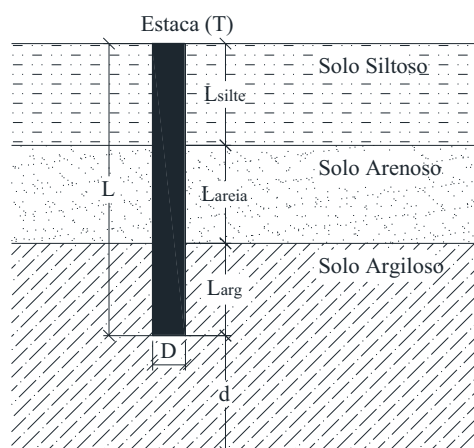


Fig. 7 – Condição de contorno para definição das variáveis Arg, Sil e Are que representam a estratigrafia do solo.

3.3 – Tratamento dos dados levantados

Uma vez levantadas as informações necessárias para o desenvolvimento do modelo neuronal para previsão dos recalques em estacas, e definidas as variáveis de entrada do modelo, é necessário a escolha do algoritmo de treinamento, o qual permite utilizar os dados disponíveis a respeito do fenômeno estudado na alteração dos pesos sinápticos da RNA.

Neste trabalho foi utilizado o algoritmo de retropropagação do erro desenvolvido por Rumelhart *et al.* (1986) para a alteração dos pesos sinápticos dos perceptrons multicamadas utilizados para o desenvolvimento do modelo de previsão dos recalques em estacas. Para a função de ativação dos neurônios de todas as camadas foi adotada a função sigmóide definida pela Equação 17 e apresentada na Figura 8.

$$f(x) = \frac{1}{1 + e^{-x}} \quad (17)$$

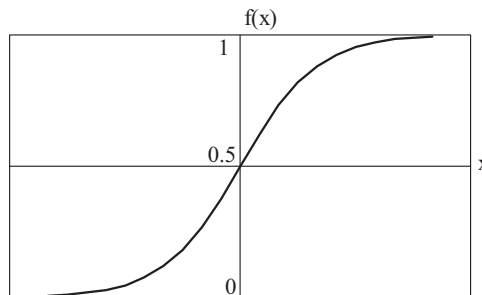


Fig. 8 – Função sigmóide.

Dentre todas as funções possíveis de se utilizar para a ativação dos neurônios, a função sigmóide tem demonstrado bom desempenho, e apresenta como principais vantagens ter como domínio o conjunto dos números reais, e ser contínua e diferenciável em todo o seu domínio, permitindo assim a aplicação da Regra Delta Generalizada para a alteração dos pesos sinápticos. Entretanto, o seu uso requer que os valores das variáveis de saída sejam normalizados em um intervalo que se situe dentro dos limites do conjunto imagem da função, no caso, o intervalo (0,1).

Neste trabalho, optou-se pela normalização tanto da variável de saída (recalque), como das variáveis de entrada apresentadas anteriormente. A normalização das variáveis de entrada e de saída foi feita entre 0,15 e 0,85 considerando uma relação linear entre os valores máximos ($x_{\text{máx}}$), mínimos ($x_{\text{mín}}$) e a variável normalizada (x_{nor}), utilizando-se a Equação 18. O Quadro 2 mostra os valores máximos e mínimos utilizados para a normalização das variáveis consideradas no estudo definidas a partir das informações existentes.

$$\frac{x_{\text{nor}} - 0,5}{0,85 - 0,15} = \frac{x - x_{\text{mín}}}{x_{\text{máx}} - x_{\text{mín}}} \quad (18)$$

Quadro 2 – Valores máximos e mínimos utilizados na normalização das variáveis do modelo neuronal.

Valor	Variáveis de Entrada										Saída
	T	L (m)	D (m)	NF	NP	d (m)	Arg	Sil	Are	P (kN)	ρ (mm)
Máximo	3	60,00	1,70	990	40	4,00	1,00	1,00	1,00	16 653	189,4
Mínimo	1	3,00	0,08	6	2	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0,00

3.4 – Treinamento e validação do modelo neuronal

A modelagem com redes neurais artificiais é feita em duas etapas, denominadas de etapa de treinamento e etapa de validação. Uma rede neural bem treinada é aquela capaz de generalizar o conhecimento adquirido durante o treinamento, ou seja, capaz de apresentar respostas satisfatórias para estímulos aos quais nunca foi submetida.

Na etapa de treinamento, os pesos sinápticos foram alterados utilizando-se a Regra Delta Generalizada e o Algoritmo de Retropropagação do Erro (Equação 9), sendo utilizados 80% dos exemplos entrada-saída escolhidos de forma aleatória dentro do conjunto de dados disponível. Os parâmetros de treinamento adotados foram $\alpha = 0,8$ (*momentum*) e $0,01 \leq \eta \leq 0,30$ (taxa de aprendizagem). Conforme citado anteriormente, α e η são parâmetros importantes na convergência do Algoritmo de Retropropagação do Erro. Os valores adotados neste trabalho foram os mesmos que os utilizados em trabalhos como Dantas Neto (2004), Amâncio (2013), Dantas Neto *et al.* (2014), comprovando assim que são suficientes para garantir uma convergência satisfatória do algoritmo de treinamento utilizado.

Na validação, os cálculos dos neurônios de saída foram feitos com os pesos sinápticos obtidos na fase de treinamento após um certo número de iterações, porém utilizando informações desconhecidas pela rede neural artificial durante o treinamento. Isto permite avaliar a capacidade de generalização da rede neural testada.

O treinamento e validação dos modelos analisados para as várias arquiteturas testadas foram feitos utilizando-se o programa QNET2000 (Dantas Neto, 2004). A avaliação da eficiência dos modelos nas fases de treinamento e validação foi feita por meio da determinação do coeficiente de correlação entre os resultados fornecidos pelo modelo e os dados de saída existentes nos conjuntos de treinamento e validação, definido de acordo com Bussab e Morettin (1987) como:

$$C(\rho_{cal}, \rho_m) = \frac{Cov(\rho_{cal}, \rho_m)}{\sigma(\rho_{cal}) \cdot \sigma(\rho_m)} \quad (19)$$

$Cov(\rho_{cal}, \rho_m)$ – covariância entre o recalque calculado e o recalque medido;

$\sigma(\rho_m)$ – desvio padrão dos recalques medidos;

$\sigma(\rho_{cal})$ – desvio padrão dos recalques calculados.

4 – APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 – Modelo neuronal para previsão de recalques em estacas

O desenvolvimento do modelo neuronal para a previsão de recalques em estacas isoladas dos tipos hélice contínua, escavada e metálica consistiu na definição da arquitetura para a qual a rede neural artificial apresentasse o melhor desempenho, dado pelo coeficiente de correlação entre os recalques medidos existentes no conjunto de validação e os recalques calculados pelo modelo para as variáveis de entrada correspondentes. A Figura 9 ilustra a arquitetura do modelo neuronal que, dentre todos os testados, apresentou o melhor desempenho na fase de validação. De acordo com esta figura, o modelo neuronal é composto por 10 nós na camada de entrada; três camadas ocultas com 14, 8, 4 e 2 neurônios; e 1 neurônio na camada de saída que representa o valor normalizado para o recalque.

A Figura 10 mostra a curva de variação do coeficiente de treinamento (curva de treinamento) a partir da qual é possível se visualizar a convergência do Algoritmo de Retropropagação do Erro na fase de treinamento a partir de 3 000 000 iterações. Para o modelo neuronal desenvolvido para previsão de recalques em estacas, o coeficiente de correlação obtido nas fases de treinamento e validação foi de 0,94. A similaridade entre as curvas mostradas na Fig. 10 indica que o subconjunto de dados utilizados para validar o modelo (fase de validação) apresentou a mesma variabilidade que aquela existente nos dados utilizados para o ajuste dos pesos sinápticos (fase de treinamento), indicando que o modelo apresenta uma representatividade satisfatória e boa capacidade de generalização do conhecimento adquirido durante o processo de aprendizagem/treinamento.

Analisando os resultados obtidos com o modelo neuronal utilizando os dados disponíveis no conjunto usado para a validação, observou-se que a Equação 11 deveria ser alterada com a inclusão de um fator de correção $\Delta\rho_0$, resultando na expressão representada pela Equação 20.

$$\rho = f(T, L, D, NF, NP, d, Arg, Sil, Are, P) + \Delta\rho_0 \quad (20)$$

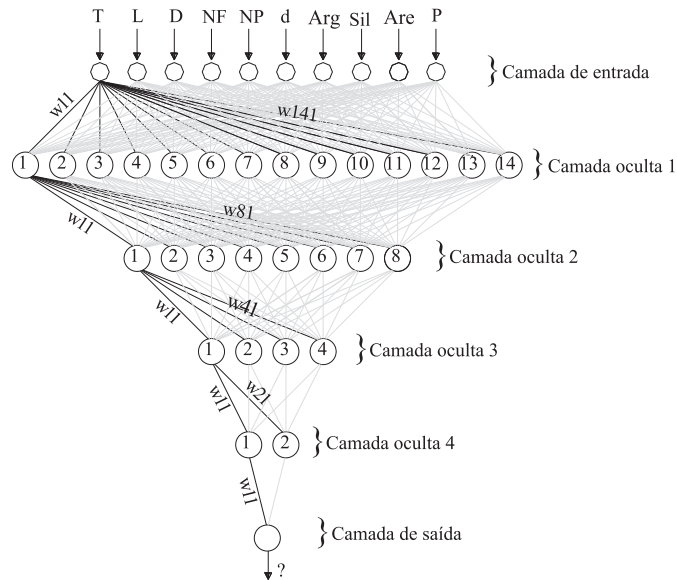


Fig. 9 – Arquitetura do perceptron multicamadas desenvolvido para a previsão de recalques em estacas (A10:14:8:4:2:1).

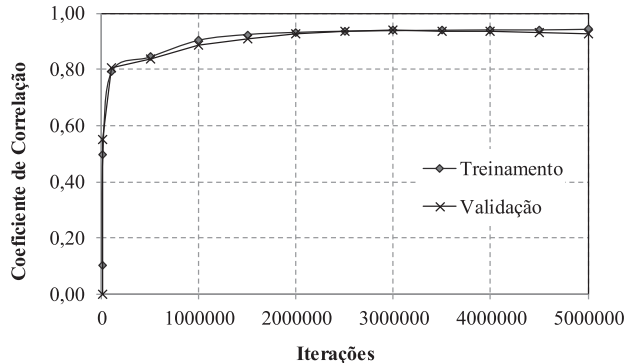


Fig. 10 – Evolução dos valores do coeficiente de correlação com o número de iterações (A10:14:8:4:2:1).

O fator de correção $\Delta\rho_0$ foi introduzido no modelo para levar em conta o fato que alguns valores de recalques obtidos com o modelo neuronal eram diferentes de zero nas situações em que as estacas não encontravam-se carregadas ($P = 0$). Convém salientar que uma das premissas do modelo é que há deformação da estaca com a atuação da carga, assim, foi necessário a introdução deste fator de correção, que corresponde ao recalque estimado pelo modelo quando o valor da variável P é igual a zero.

Os Quadros 3 a 7 mostram os valores dos pesos sinápticos e *bias* para os neurônios do modelo mostrado na Figura 9. De forma similar ao sistema nervoso central humano, os pesos sinápticos e *bias* são os parâmetros que contêm todo o aprendizado sobre um determinado fenômeno, ou tarefa. No caso específico, estes valores armazenam todo o conhecimento adquirido pelo modelo neuronal a partir das informações existentes no conjunto de treinamento, e uma mudança nos valores dos pesos sinápticos só ocorrerá obrigatoriamente se houver uma mudança no comportamento do parâmetro modelado em relação às suas variáveis de entrada. Esta é uma das vantagens importantes dos modelos neuronais desenvolvidos em engenharia, pois, uma vez que os valores dos pesos sinápticos e *bias* são definidos, o conhecimento sobre o fenômeno modelado encontra-se disponível ao uso, podendo ser modelado com o uso de simples planilhas de cálculo.

Os valores dos pesos sinápticos e *bias* apresentados nos Quadros 3 a 7 devem ser assim interpretados: o peso sináptico que conecta o Neurônio 1 da Camada Oculta 2 ao Neurônio 2 da Camada Oculta 1, denominado de w_{21} , é obtido no Quadro 4 e vale -4,082. O *bias* do Neurônio 1 da Camada Oculta 1, denominado de b_1 , é também obtido no Quadro 4 e vale -1,943.

Quadro 3 – Pesos sinápticos (w_{ki}) entre a Camada Oculta 1 e a Camada de Entrada e valores dos *bias* dos neurônios da Camada Oculta 1.

		Camada Oculta 1													
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Camada de Entrada	T	4,641	-1,860	0,486	-0,868	-2,720	3,348	-2,184	4,579	2,120	1,024	0,796	-1,179	1,288	-1,635
	L	5,628	-1,305	-1,619	-4,186	3,992	-0,440	-10,234	3,173	1,193	7,162	6,390	1,995	-1,037	-1,803
	D	0,339	-2,168	-0,703	-2,959	1,958	-2,950	0,108	-2,699	1,994	-0,016	2,687	3,760	-1,354	0,591
	NF	2,896	1,764	-1,237	0,469	-4,031	-1,167	-2,036	2,483	1,523	14,340	-0,352	-0,901	-0,195	2,882
	NP	0,363	0,343	0,005	0,708	3,284	5,388	-3,207	-2,411	2,812	-3,566	0,294	2,266	0,572	-4,549
	d	-3,023	3,710	-1,683	0,571	1,319	3,481	-4,091	2,091	-1,667	2,332	0,676	3,662	-2,230	1,075
	Arg	-0,665	-1,826	1,320	3,567	-1,721	-4,595	1,081	-2,983	0,030	-7,131	-1,593	0,135	1,029	2,732
	Sil	2,393	0,866	0,012	-4,009	1,416	-1,012	1,455	1,466	-1,447	-2,839	-1,035	-2,491	-2,588	-0,962
	Are	3,376	-2,932	1,316	-1,008	4,581	1,070	0,961	4,936	0,360	2,377	0,210	-3,406	3,443	0,381
	P	-2,675	6,348	0,999	2,837	1,815	-0,560	5,268	-7,704	-0,188	-2,847	14,972	1,175	-1,157	-1,169
	b_k	-0,690	1,074	0,841	1,158	-0,560	-2,582	2,373	1,448	-0,935	2,228	-3,710	-2,235	1,031	0,517

Quadro 4 – Pesos sinápticos (w_{ki}) entre a Camada Oculta 2 e a Camada Oculta 1 e valores dos *bias* dos neurônios da Camada Oculta 2.

		Camada Oculta 2							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Camada de Entrada 1	1	-2,944	-4,885	1,943	4,021	1,046	-2,086	1,482	3,292
	2	-4,082	5,097	-0,308	-2,358	-0,824	-2,047	-1,621	-2,108
	3	0,019	1,876	-0,115	1,600	0,109	-1,113	0,311	1,199
	4	1,394	2,310	0,231	-1,716	-0,564	-2,475	0,509	-2,700
	5	2,319	-0,389	-2,825	1,892	0,452	3,068	0,656	2,086
	6	1,674	-1,372	3,812	2,108	1,130	-3,179	-0,582	1,140
	7	6,294	2,180	-5,399	0,290	-0,767	5,664	-1,381	-1,386
	8	4,994	0,411	-3,812	0,078	-0,585	6,974	-2,808	-2,852
	9	0,619	-1,500	1,044	-1,312	0,353	3,597	-0,816	-1,831
	10	-9,145	-2,764	3,450	-1,677	0,302	-12,315	-1,048	-3,091
	11	5,628	10,981	-3,976	-0,425	0,681	6,635	1,705	4,889
	12	-4,441	-6,004	3,933	-3,216	-0,010	-0,049	1,359	0,470
	13	1,896	1,810	0,639	1,262	-0,092	0,787	1,035	-2,123
	14	-2,293	-2,755	0,620	2,374	-0,124	-5,043	0,613	0,373
b_k	-1,943	-1,931	0,335	-0,215	0,060	-0,449	-0,148	0,078	

Quadro 5 – Pesos sinápticos (w_{ki}) entre a Camada Oculta 3 e a Camada Oculta 2 e valores dos *bias* dos neurônios da Camada Oculta 3.

		Camada Oculta 3			
		1	2	3	4
Camada de Entrada 2	1	0,820	11,597	1,974	5,455
	2	12,113	2,012	-3,317	1,886
	3	-2,224	-7,522	-0,856	-8,531
	4	-7,851	-1,166	0,556	0,259
	5	-2,272	-1,964	0,178	-1,980
	6	9,665	6,099	1,298	7,603
	7	-3,818	-3,384	-0,212	-0,054
	8	-7,769	-2,707	0,072	0,639
	b_k	-0,680	-3,740	2,172	-2,944

Quadro 6 – Pesos sinápticos (w_{ki}) entre a Camada Oculta 4 e a Camada Oculta 3 e valores dos *bias* dos neurônios da Camada Oculta 4.

		Camada Oculta 4	
		1	2
Camada de Entrada 3	1	0,257	-12,396
	2	-12,526	4,364
	3	0,567	4,324
	4	-6,900	7,329
	b_k	10,474	2,723

Quadro 7 – Pesos sinápticos (w_{ki}) entre a Camada de Saída e a Camada Oculta 4 e valor do *bias* do neurônios da Camada de Saída.

		Camada de Saída
		ρ
Camada Oculta 4	1	-3,657
	2	-6,352
	b_k	8,276

De acordo com a formulação apresentada anteriormente, e conhecendo-se os valores dos pesos sinápticos e *bias*, a implementação do modelo neuronal para previsão de recalques em estacas hélice contínua, escavada e metálica pode ser feita a partir dos seguintes passos:

- a) Obtenção dos resultados do ensaio SPT realizado no subsolo onde será executada a estaca para as definições dos valores de NF (Eq. 12), NP (Eq. 13), Arg (Eq 14), Sil (Eq. 15), Are (Eq. 16) e d;
- b) Definição da geometria da estaca e tipo (D, L e T);
- c) Adotar $P = 0$ para a definição do valor do fator de correção $\Delta\rho_0$;
- d) Normalização dos valores das variáveis de entrada (T, L, NF, NP, d, Arg, Sil, Are e P) utilizando a Equação 18 e os valores apresentados no Quadro 2;
- e) Cálculo dos sinais dos neurônios do modelo desde a primeira camada intermediária até a camada de saída, utilizando os valores dos pesos sinápticos apresentados nos Quadros 3, 4, 5, 6 e 7;
- f) Transformação do valor calculado para o recalque na escala de normalização utilizada para a sua escala real, utilizando a Equação 18 e os valores máximos e mínimos para o recalque apresentados no Quadro 2;
- g) O valor obtido para o recalque considerando a carga P igual a zero, deve ser adotado como o fator de correção $\Delta\rho_0$;
- h) Repetir os passos entre os itens “a” e “f” para o cálculo do valor do recalque para qualquer valor da carga P diferente de zero, aplicando-se, posteriormente, o fator de correção obtido no item “g”.

4.2 – Aplicação do modelo neuronal para previsão de recalques

O procedimento descrito anteriormente para a aplicação do modelo neuronal de previsão de recalques pode ser usado para a definição de todos os pontos da curva carga vs. recalque de qualquer um dos tipos de estaca considerados neste trabalho (estaca hélice contínua, estaca escavada e estaca metálica).

Para a exemplificação de aplicação do modelo representado na Figura 9 foi considerada uma estaca hélice contínua, com diâmetro igual a 600 mm, comprimento igual a 15,36 m, instalada em um solo cuja estratigrafia e resultados do ensaio SPT são mostrados na Figura 11. Convém salientar que a estaca considerada para a exemplificação da aplicação do modelo neuronal não fazia parte dos dados utilizados no treinamento e validação citados anteriormente.

Considerando as condições de contorno apresentadas na Figura 11 e as definições apresentadas anteriormente, os valores das variáveis de entrada para o modelo neuronal são: T = 1, L = 15,36 m, D = 0,6 m, NF = 210, NP = 40, d = 0 m, Arg = 0, Sil = 0, Are = 1,0, e P = a definir. A Equação 21 ilustra o processo de normalização para a variável de entrada T (tipo de estaca) de acordo com a Equação 18 e informações apresentadas no Quadro 2. O Quadro 8 mostra todas as variáveis de entrada normalizadas de forma semelhante ao que foi feito para a variável T.

$$T_{\text{nor}} = (0,85 - 0,15) \frac{1 - 1}{3 - 1} + 0,15 = 0,15 \quad (21)$$

Quadro 8 – Variáveis de entrada normalizadas.

T_{nor}	L_{nor}	D_{nor}	NF_{nor}	NP_{nor}	d_{nor}	Arg_{nor}	Sil_{nor}	Are_{nor}	P_{nor}
0,150	0,302	0,375	0,295	0,850	0,150	0,150	0,150	0,850	0,150

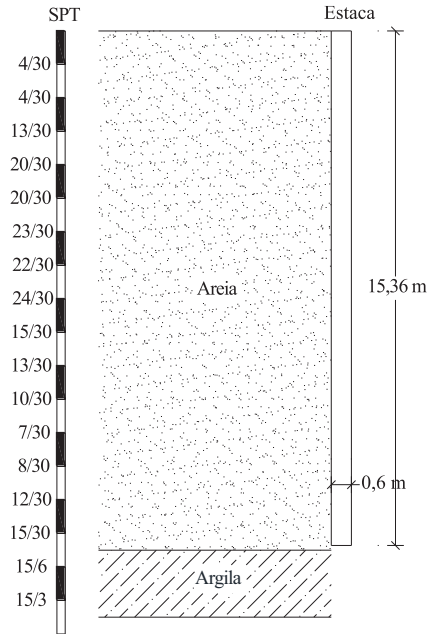


Fig. 11 – Condições de contorno para aplicação do modelo neuronal de previsão de recalques em uma estaca hélice contínua.

Um exemplo de cálculo do valor do neurônio da saída para $P = 0$ pode ser feito seguindo-se o passo-a-passo descrito anteriormente. O primeiro neurônio da primeira camada oculta é calculado utilizando-se as Equações 22, 23 e 24 com os valores dos pesos sinápticos e *bias* apresentados na primeira coluna do Quadro 3, e das variáveis de entrada normalizadas apresentados no Quadro 8, considerando $P_{nor} = 0,15$.

$$u_1 = 4,641 \times 0,15 + 5,628 \times 0,302 + 0,339 \times 0,375 + 2,896 \times 0,295 + 0,363 \times 0,85 - 3,023 \times 0,15 - 0,665 \times 0,15 + 2,393 \times 0,15 + 3,376 \times 0,85 - 2,675 \times 0,15 = 5,96 \quad (22)$$

$$v_1 = u_1 + b_1 = 5,96 - 0,69 = 5,27 \quad (23)$$

$$y_1 = f(v_1) = \frac{1}{1 + e^{-5,27}} = 0,995 \quad (24)$$

No Quadro 9 são apresentados os valores de todos os neurônios obtidos de forma semelhante ao que foi exemplificado nas Equações 22, 23 e 24 para o valor da carga $P = 0$. O valor na escala real do neurônio que representa o recalque (ρ) na estaca, o qual deve ser tomado como o fator de correção $\Delta\rho_0$, é calculado em função do valor da variável de saída normalizada ($\rho_{\text{nor}} = 0,1515$) utilizando-se a Equação 25.

$$\rho = \frac{0,1515 - 0,15}{0,85 - 0,15} (189,4 - 0) + 0,00 = 0,41 \text{ mm} \quad (25)$$

Quadro 9 – Valores dos neurônios obtidos para a carga $P = 0$.

Camadas Neurônios	Ocultas				Saída
	1ª	2ª	3ª	4ª	
y_1	0,995	0,468	0,019	1,000	0,1515
y_2	0,326	0,740	0,006	0,998	-
y_3	0,734	0,739	0,793	-	-
y_4	0,266	0,992	0,061	-	-
y_5	0,999	0,932	-	-	-
y_6	0,806	0,501	-	-	-
y_7	0,049	0,367	-	-	-
y_8	0,980	0,579	-	-	-
y_9	0,959	-	-	-	-
y_{10}	0,998	-	-	-	-
y_{11}	0,835	-	-	-	-
y_{12}	0,220	-	-	-	-
y_{13}	0,953	-	-	-	-
y_{14}	0,076	-	-	-	-

A Figura 12 mostra as curvas carga vertical vs. recalque obtidas a partir da previsão dos recalques para a estaca apresentada na Figura 11 por três modelos desenvolvidos a partir do emprego das redes neurais artificiais: o modelo proposto, e os modelos propostos por Dantas Neto *et al.* (2014) e Amâncio (2013). Esta comparação mostra que apesar de apresentar valores semelhantes para as correlações entre os recalques calculados e os recalques reais para o exemplos do conjunto de treinamento, o modelo proposto neste trabalho representou melhor o comportamento da estaca considerada do que os modelos propostos por Dantas Neto *et al.* (2014) e Amâncio (2013).

Convém salientar que as principais diferenças entre o modelo proposto neste trabalho e os modelos de Dantas Neto *et al.* (2014) e Amâncio (2013) são a consideração da estratigrafia do solo, representada pelas variáveis Arg, Sil e Are, e a adoção da variável d , que representa a espessura da camada deformável abaixo da ponta da estaca. A esta inclusão é que deve ser atribuída a melhoria do comportamento do modelo neuronal apresentado neste trabalho em relação àqueles citados anteriormente.

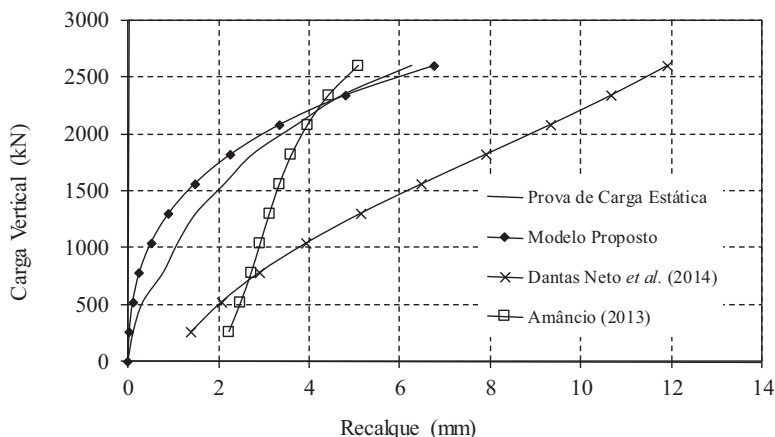


Fig. 12 – Comparação da curva carga vs. recalque real com aquelas obtidas a partir da modelagem com RNA.

5 – CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitem confirmar que as redes neurais artificiais do tipo perceptron apresentam um grande potencial quando utilizadas para a previsão de fenômenos complexos, multivariados, e não-lineares, especificamente, no caso deste trabalho, que trata da previsão de recalques em fundações do tipo estaca.

O modelo proposto deve ser apenas aplicado à previsão de recalques em estacas do tipo hélice contínua, escavada, e metálica. A arquitetura para a qual o modelo teve o melhor desempenho foi aquela formada por 10 nós na camada de entrada, 14 neurônios na primeira camada oculta, 8 neurônios na segunda camada oculta, 4 neurônios na terceira camada oculta, 2 neurônios na quarta camada oculta, e o neurônio na camada de saída que representa o recalque estimado. O coeficiente de correlação entre os valores dos recalques reais e dos recalques estimados pelo modelo para os dados existentes no conjunto de validação foi de 0,94, valor este que pode ser considerado muito satisfatório.

A definição do número de camadas ocultas é um processo de tentativa e erro, sendo definido levando-se em consideração que quanto maior a complexidade do fenômeno estudado mais complexa torna-se a estrutura da rede, portanto, maior tem que ser o número de camadas ocultas. Entretanto, o aumento indiscriminado do número de camadas, além do número de neurônios nestas camadas, além de prejudicar o processo de convergência do algoritmo de treinamento, aumentar o tempo computacional, pode ainda prejudicar a capacidade de generalização do conhecimento pela rede, razão pela qual deve sempre ser feito o processo de validação para cada arquitetura estudada, e para cada determinado número de iterações.

Da forma como foi apresentado, o modelo neuronal de previsão de recalques apresenta grande aplicabilidade na Engenharia de Fundações, pois pode ser utilizado para a estimativa dos recalques para diferentes cargas atuantes, permitindo assim a definição completa da curva carga recalque para os tipos de estacas considerados. Do ponto de vista teórico, pode-se considerar que o modelo neuronal proposto para a previsão dos recalques apresenta como variáveis de entrada muitos dos fatores que influenciam os recalques nos elementos de fundação profunda, tais como, a inércia do elemento estrutural da estaca, a compacidade ou consistência dos solos expressas pelos valores obtidos do N_{SPT} ao longo do fuste e na ponta da estaca, a estratigrafia do solo no qual a estaca está inserida, etc..

Dentre as principais vantagens para o desenvolvimento do modelo de previsão de recalques com a utilização das redes neurais artificiais podem ser citadas: o modelo usa como variáveis de entrada informações facilmente disponíveis na prática da Engenharia de Fundações; uma vez obtidos os pesos sinápticos e *bias*, o modelo pode ser facilmente implementado em simples planilhas de cálculo.

De uma forma geral, pode-se considerar que o modelo desenvolvido com o uso das redes neurais artificiais do tipo perceptron para previsão de recalques em estacas do tipo hélice contínua, escavadas e metálicas apresenta uma ótima performance, e pode, portanto, ser utilizado na prática da Engenharia de Fundações. Da forma como o modelo opera, pode-se inclusive obter capacidade de carga da estaca, a partir do conhecimento completo da curva carga vs. recalque do sistema solo-estaca.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anjos, G.J.M. (2006). *Estudo do Comportamento de Fundações Escavadas em Solos Tropicais*. Tese de Doutorado. Publicação G.TD/033/06, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 341p.
- Amâncio, L.B. (2013). *Previsão de recalques em fundações profundas utilizando redes neurais artificiais do tipo perceptron*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brasil. 90p.
- Bussab, W.O.; Morettin, P.A. (1987). *Estatística Básica*. Atual, 4ª ed. São Paulo, Brasil, 150p.
- Cintra, J.C.A.; Aoki, N. (2010). *Fundações por estacas: projeto geotécnico*. Ed. Oficina de Textos. São Paulo, SP, Brasil.
- Dantas Neto, S.A. (2004). *Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granulada de Pneus Usados*. Tese (Doutorado em Geotecnia), Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 265p.
- Dantas Neto, S.A.; Silveira, M.V.; Amâncio, L.B.; Anjos, G.M. (2014). *Pile Settlement Modeling with Multilayer Perceptrons*. Electronic Journal of Geotechnical Engineering, v. 19, pp. 4517-4528. <http://www.ejge.com/2014/Ppr2014.426ma.pdf>
- Fleming, W.G.K.; Weltman, A.J.; Randolph, M.F.; Elson, W.K. (2008). *Piling Engineering*. Third Edition. Taylor & Francis e-Library, 408p.
- Haykin S. (2001). *Redes Neurais: princípios e prática*. 2ª. ed. Porto Alegre: Bookman, 900p.
- Poulos, G.H.; Davis, E.H. (1980). *Pile Foundation Analysis and Design*, Wiley and Sons, New York, USA, 397p.
- Randolph, M.F.; Wroth, C. (1978). *Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles*, JGED, ASCE, 104 (GT12), pp. 1465-1488.
- Rumelhart, D.E.; Hinton, G.E.; Williams, R.J. (1986). *Learning Internal Representations of Back-Propagation Error*. Nature, v. 323, pp. 533-536.
- Silveira, M.V. (2014). *Modelo Neuronal para Previsão de Recalques em Estacas Hélice Contínua, Metálica, e Escavada*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, Brasil. 107p.

TALUDES DE BARRAGEM: ANÁLISES DETERMINÍSTICAS E PROBABILÍSTICAS – ESTUDO DE CASO

Dam slopes: deterministic and probabilistic analyses - case study

Vanessa Corrêa de Andrade*

Rodrigo José de Almeida Torres Filho**

Rogério Francisco K. Puppi***

Amanda Dalla Rosa Johann****

Juliana Lundgren Rose*****

Ronaldo Luis dos Santos Izzo*****

RESUMO – Atualmente, as análises determinísticas são utilizadas com grande frequência para a obtenção de um fator de segurança de taludes, apresentando todavia limitações na consideração das incertezas associadas à variabilidade dos parâmetros de resistência dos materiais. As análises probabilísticas permitem resolver este problema, porém, são pouco difundidas no meio técnico. Assim, apresenta-se neste trabalho comparações entre análises determinísticas, pelos métodos de Bishop simplificado e Spencer, e probabilísticas, pelo Método de Monte Carlo, através do estudo de caso de uma barragem utilizando o software Slope/W da GeoStudio. Também são feitas comparações com os critérios estabelecidos pela Eletrobrás e pelo USACE. Verificou-se que a barragem possui seus fatores de segurança dentro dos limites estabelecidos por ambos os critérios. Verificou-se ainda a facilidade de utilização do método probabilístico, desde que existam dados suficientes disponíveis para as análises.

SYNOPSIS – Deterministic analyses are frequently used for obtaining the safety factor of slopes but they have limitations in considering uncertainties due to variability of the material strength parameters. Probabilistic analysis provides solution to this problem; however, it is less familiar to the technical community. Therefore, this paper presents comparison between deterministic analysis, by the simplified Bishop and Spencer methods, and probabilistic, via Monte Carlo simulation, through the case study of a dam, using GeoStudio Slope/W software. Comparisons were also made with criteria established by Eletrobrás and USACE. It was verified that the dam has its safety factor within the limits set by the regulations. The probabilistic method is of simple application, provided sufficient data availability.

PALAVRAS CHAVE – Estabilidade de taludes em barragens, análises determinísticas, simulação de Monte Carlo.

* Engenheira Civil, Mestranda em Engenharia Civil na Área de Estruturas e Geotecnia, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: vanessacorreaandrade@yahoo.com.br

** Engenheiro Civil, Mestrando em Engenharia Civil na Área de Estruturas e Geotecnia, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: rodrigotorresfilho@yahoo.com

*** Professor, Doutor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: rfkpuppi@utfpr.edu.br

**** Professora Doutora, Curso de Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: amandajohann@utfpr.edu.br

***** Pós-Doutoranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: julrose@gmail.com

***** Professor Doutor, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná. E-mail: izzo@utfpr.edu.br

1 – INTRODUÇÃO

Barragens podem ser construídas com diversas finalidades; dentre elas pode-se citar reservatórios de água para geração de energia, irrigação, regularização de vazão, lazer, transporte, desvio de rios, dentre outros.

Algumas barragens chegam a alcançar grandes dimensões, da ordem de centenas de metros. Rumei na China terá 340m de altura e 800m de comprimento (Cruz *et al.*, 2009). Obviamente barragens como essas acumulam uma quantidade muito grande de água e é de suma importância garantir a segurança da estrutura sob pena de se incorrer em grandes gastos com manutenção, perda de equipamentos e até mesmo o rompimento da barragem que pode acarretar a perda de vidas humanas. Por outro lado, grandes barragens exigem a mobilização intensa de recursos durante o projeto e execução, não sendo viável economicamente executar este tipo de empreendimento superdimensionando sua estrutura de modo inconsequente, isto é, com utilização excessiva de recursos, gerando desperdício.

Para aquelas construídas com enrocamento ou terra, dentre outras características, é necessário garantir a estabilidade dos taludes que formam a barragem. Conforme Costa e Lança (2001), as barragens de terra podem ser construídas em condições menos favoráveis para fundações e devido à evolução das técnicas de terraplenagem, seus materiais exigem menos rigor quanto às suas propriedades. Em outras palavras, sua concepção pode incluir uma grande diversidade, tanto de materiais quanto de fundações, o que faz desse tipo de barragem uma opção mais flexível.

Quanto aos fatores de construção e manutenção, FAO (2011) discorre sobre as principais vantagens e desvantagens das barragens de terra. Dentre as vantagens citadas estão a possibilidade de utilização de materiais naturais locais, a boa distribuição de cargas na fundação devido à sua base larga e a melhor capacidade de resistência em comparação a estruturas mais rígidas, como, por exemplo, uma barragem de concreto, quando assentadas em locais onde há incidências mais frequentes de movimentos do solo.

Quanto às desvantagens, o autor chama a atenção sobre os problemas provenientes durante a construção, como, por exemplo, a necessidade de um controle de compactação das camadas para evitar uma barragem estruturalmente frágil, com consequentes pontos preferenciais de infiltração e problemas de erosão. Outra questão levantada por FAO (2011) é a obrigação de uma contínua manutenção nos espaldares, a fim de se reparar estragos feitos por animais assim como evitar crescimentos de vegetais no corpo da barragem.

Para a averiguação da estabilidade deste tipo de barragem têm-se dois métodos disponíveis, os métodos determinísticos e os probabilísticos.

Os fatores de segurança apresentados pelas normas vigentes têm como base os métodos determinísticos. Estes valores tabelados de fator de segurança, quando bem empregados garantem a integridade da obra, desde que a variabilidade dos parâmetros utilizados no seu dimensionamento esteja dentro dos mesmos intervalos das variabilidades utilizadas para determinação dos fatores da norma, caso contrário, a norma pode não estar atendendo o critério de segurança necessário para o talude em questão (Duncan e Wright, 2005).

Alternativamente, pode-se lançar mão dos métodos probabilísticos, que utilizam um método determinístico definido pelo projetista como base de cálculo, com a diferença de que associam funções de distribuição de probabilidade às variáveis envolvidas no problema, tais como coesão, ângulo de atrito e peso específico dos materiais, resultando, deste modo, em uma infinidade de fatores de segurança como resposta da análise. Este fator de segurança também se distribui em uma função e dela se pode obter um fator de segurança médio e a probabilidade de ruptura da estrutura em análise.

Neste trabalho é feita a comparação entre análises de estabilidade de taludes pelos métodos determinísticos de equilíbrio limite, com hipótese de ruptura circular, utilizando os métodos de

Spencer e Bishop simplificado, e o método probabilístico de Monte Carlo em uma barragem de terra. Para cada uma dessas análises serão consideradas as condições de Operação, Final de Construção e Rebaixamento Rápido.

2 – MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 – Seção transversal

Para o presente trabalho foi analisada uma seção representativa da barragem. Esta seção foi considerada crítica devido às condições de sua geometria e características de sua fundação, levando-se em conta, por exemplo, as diferenças dos materiais nela utilizados, altura da barragem e nível freático do local quando em trechos distintos.

A seção crítica escolhida, denominada seção BT, contará com uma crista na cota 306,00 m, altura máxima de aproximadamente 50 metros, uma trincheira de vedação (*cut-off*), filtros internos, além de material de preenchimento interno (*random*). É caracterizada por ser constituída de zonas de materiais distintos, apresentando nos seus espaldares um material argilo-arenoso, no seu núcleo um solo argiloso, transições de areia, um rip-rap a montante para proteção contra ondas e um pé drenante constituído de enrocamento. A barragem possui também uma ensecadeira incorporada a montante, porém, não serão feitas análises para verificação de sua estabilidade, visto que o foco deste trabalho é o comportamento da barragem principal. Mais informações e detalhes da seção são mostrados na Figura 1.

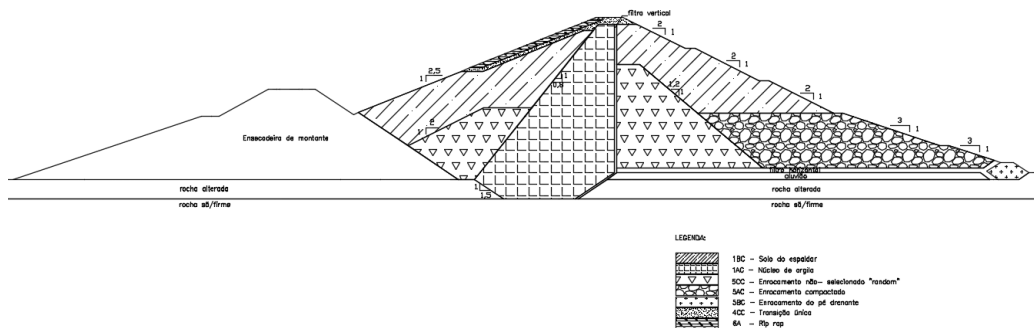


Fig. 1 – Seção representativa da barragem (adaptado de BSMTIT, 2014).

2.2 – Parâmetros geotécnicos

A barragem de terra em estudo é composta por diversos materiais, sendo que o solo componente dos seus espaldares apresenta parâmetros de resistência mais baixos. Por este motivo, espera-se que a superfície de ruptura crítica passe por este material. Devido a essa tendência de falha, o cuidado com o controle da argila usada nesta parte da barragem foi maior do que dos outros materiais, havendo, portanto, mais ensaios laboratoriais e, conseqüentemente, possibilitando uma análise mais aprofundada com métodos probabilísticos.

São apresentados nas Figuras 2 a 5 os resultados dos ensaios triaxiais realizados no solo do espaldar, sendo que estes ensaios foram do tipo Consolidado Isotropicamente e Não-Drenado (CIU) e Consolidado Isotropicamente e Drenado (CID), na umidade ótima ($W_{ót}$) e umidade 2% acima da umidade ótima ($W_{ót+2\%}$).

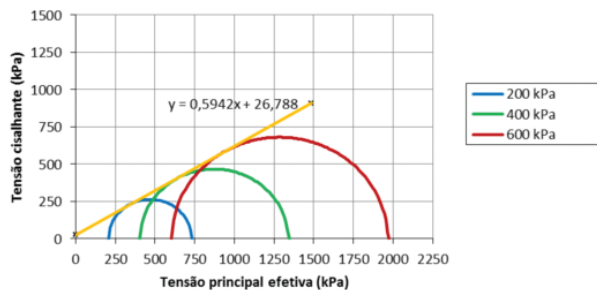


Fig. 2 – Ensaio triaxial CID – Grau de compactação GC= 98% e umidade $W_{ót}$.

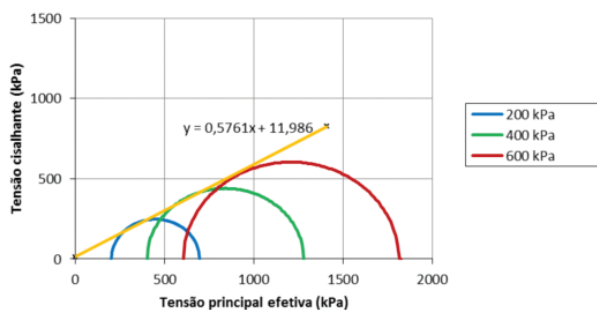


Fig. 3 – Ensaio triaxial CID – Grau de compactação GC= 95% e umidade $W_{ót+2\%}$.

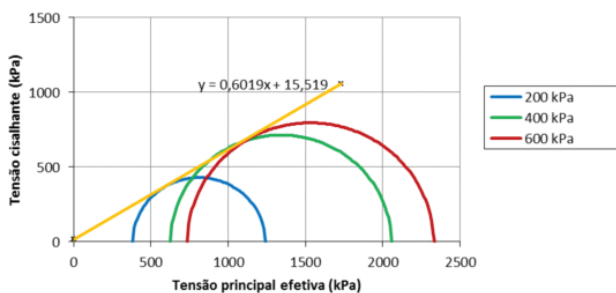


Fig. 4 – Ensaio triaxial CIU – Grau de compactação GC= 98% e umidade $W_{ót}$.

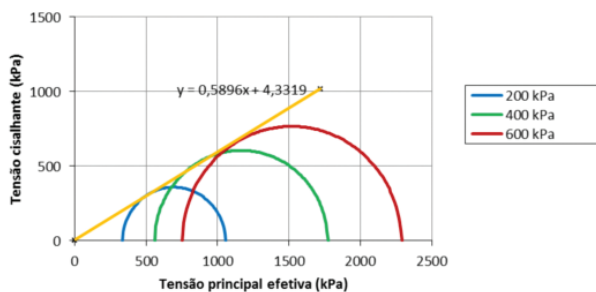


Fig. 5 – Ensaio triaxial CIU – Grau de compactação GC= 95% e umidade $W_{ót+2\%}$.

Para o solo do espaldar (material 1BC) no método determinístico foi adotada a média dos resultados dos ensaios de cada parâmetro de resistência. Já para o método probabilístico foram utilizadas a média e o desvio padrão, com hipótese de distribuição normal. No Quadro 1 são apresentados os ensaios realizados, seus respectivos resultados após a eliminação dos dados espúrios, suas respectivas médias e desvios.

Quadro 1 – Parâmetros utilizados para o solo do espaldar (adaptado de BSMTIT, 2014).

Parâmetro geotécnico	Ensaio	Média	Desvio padrão
Coesão (kPa)	Compressão triaxial (CIU e CID)	10,60	5,73
Massa específica seca máxima (g/cm ³)	Compactação	1,91	0,04
Ângulo de atrito interno (graus)	Compressão triaxial (CIU e CID)	30,73	0,25

Para fins de dimensionamento, na análise determinística e probabilística foram considerados parâmetros fixos para os demais materiais. A definição dos parâmetros adotados foi fundamentada a partir de ensaios realizados durante a fase de estudos preliminares da obra e também apoiada em parâmetros adotados em empreendimentos realizados anteriormente, levando em consideração a experiência dos projetistas envolvidos. Apresenta-se no Quadro 2 os parâmetros utilizados para os materiais não componentes do espaldar.

Quadro 2 – Parâmetros utilizados para materiais invariáveis (adaptado de BSMTIT, 2014).

Sigla	Descrição	γ (kN/m ³)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno (graus)
1AC	Solo argiloso compactado	18	10	28
4CC	Transição única compactada	20	0	35
5AC	Enrocamento compactado	22	0	Variável (*)
5BC	Enrocamento fino compactado	22	0	40
5CC	Enrocamento não selecionado das escavações obrigatórias (Random)	22	5	35
6A	Rip-rap	22	0	45

* Leps (1970)

Como citado anteriormente, para o método de Monte Carlo, é possível escolher para cada parâmetro uma curva de distribuição de probabilidade. Tem sido usada por diversos autores a distribuição normal para todos os parâmetros, inclusive Flores (2008) afirma que ao se adotar a distribuição normal para os parâmetros estima-se os resultados a favor da segurança. Independentemente disso, foi feita a verificação do conjunto de dados de cada parâmetro a fim de verificar se estes seguiam de fato uma distribuição normal.

2.3 – Dimensionamento

Como a barragem em questão se encontra no Brasil, foi utilizado como referência para o desenvolvimento das análises o documento brasileiro “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas” (Eletrobrás, 2003), que orienta o projeto de barragens para geração de energia elétrica. Para cada caso de carregamento há um fator de segurança mínimo.

O Quadro 3 apresenta os critérios de aceitação para as análises determinísticas de estabilidade de taludes de acordo com cada caso de carregamento, como recomendado pela Eletrobrás (2003).

Quadro 3 – Fatores de segurança mínimos (Eletrobrás, 2003).

Caso de carga	FS mínimo requerido
Final de construção	1,30
Operação normal	1,50
Operação normal com sismo	1,20
Rebaixamento rápido	1,10

Para as análises probabilísticas, como não há um critério específico recomendado pela Eletrobrás (2003), foi utilizado o critério de aceitação de acordo com o *U.S. Army Corps of Engineers - USACE* (1997), mostrado no Quadro 4.

Os resultados também serão comparados, como sugerido por Dell’Avanzi e Sayão (1998), com os valores indicados no Quadro 5.

Quadro 4 – Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (adaptado de USACE, 1997)

Nível de desempenho	Índice de confiabilidade (β)	Probabilidade de ruptura (Pr)
Alto	5,0	$3,0 \times 10^{-7}$
Bom	4,0	$3,0 \times 10^{-5}$
Acima da média	3,0	$1,3 \times 10^{-3}$
Abaixo da média	2,5	$6,0 \times 10^{-3}$
Pobre	2,0	$2,3 \times 10^{-2}$
Insatisfatório	1,5	$7,0 \times 10^{-2}$
Perigoso	1,0	$1,6 \times 10^{-1}$

Quadro 5 – Índice de confiabilidade e probabilidade de ruptura (adaptado de Dell’Avanzi e Sayão, 1998)

Casos	Índice de confiabilidade (β)	Probabilidade de ruptura (Pr)
Fundações	2,3 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}
Taludes de mineração	1,0 a 2,3	10^{-1} a 10^{-2}
Barragens	3,5 a 5,0	10^{-3} a 10^{-5}
Estruturas de contenção	2,0 a 3,0	10^{-2} a 10^{-3}

Para o desenvolvimento das análises de cada uma das seções foi utilizado o programa computacional *Slope/W* da Geo-Slope (2012). O *Slope/W* é um programa do GeoStudio 2012, que tem como função resolver problemas de estabilidade de taludes. Para tal, o programa lança mão da teoria do equilíbrio limite.

Em cada uma dessas análises disponíveis é possível considerar diferentes materiais, geometrias, superfícies de ruptura complexas, a influência das pressões neutras, e até mesmo sismos. Outro tipo de análises disponível para o usuário é a análise probabilística, que funciona a partir de uma análise determinística considerada. Neste tipo de simulação, considera-se a variabilidade dos parâmetros em questão, e não apenas parâmetros fixos, como na análise determinística. Obtém-se como resultado dessa simulação uma distribuição de probabilidade do fator de segurança, e considera-se como probabilidade de ruína um fator de segurança menor que a unidade.

Para cada uma das simulações foram definidas as condições de nível de água, poropressão e taludes a serem avaliados em cada um dos casos. A percolação utilizada neste trabalho foi obtida a partir de simulações de fluxo, feitas através do método dos elementos finitos, no programa *Seep/W*, disponível no próprio pacote de programas GeoStudio 2012 que contém o *Slope/W*.

A curva de retenção foi obtida tendo como condição de contorno os níveis de água na condição de operação normal do reservatório - para os taludes de montante e jusante - e os coeficientes de permeabilidade vertical e horizontal dos materiais apontados em projeto, oriundos de ensaios de permeabilidade obtidos da fase de estudo preliminar. No Quadro 6 são apresentados os coeficientes de permeabilidade horizontal (k_h) e vertical (k_v) adotados para os materiais.

Quadro 6 – Coeficientes de permeabilidade dos materiais (adaptado de BSMTIT, 2014).

Sigla	Descrição	k_h (m/s)	k_v (m/s)
1AC	Solo argiloso compactado	$5,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-8}$
1BC	Solo dos espaldares	$5,0 \times 10^{-8}$	$1,0 \times 10^{-8}$
4CC	Transição única compactada	$1,0 \times 10^{-3}$	$1,0 \times 10^{-3}$
5AC	Enrocamento compactado	$1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-1}$
5BC	Enrocamento fino compactado	$1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-1}$
5CC	Enrocamento não selecionado das escavações obrigatórias (<i>Random</i>)	$1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-1}$
6A	Rip-rap	$1,0 \times 10^{-1}$	$1,0 \times 10^{-1}$

Para a situação de Final de Construção, a análise foi feita tanto no talude de montante quanto no de jusante, sem a presença de nível de água, estando o solo na condição não saturada, uma vez que este caso simula o aterro plenamente construído, porém, antes que se faça o enchimento do reservatório. Vale ressaltar que neste trabalho não se considerou os efeitos de sucção do solo.

Para o caso de Operação Normal foi feita a análise com presença de água até o nível máximo normal, sem a presença de poropressões e com apenas o talude de jusante analisado, uma vez que se trata do caso mais crítico para sua estabilidade, pois no espaldar de montante há o peso de água atuando, que contribui para o seu equilíbrio.

A Operação Normal com Sismo, por assemelhar-se muito à condição anterior, foi realizada a partir desta com a adição apenas dos coeficientes de sismo recomendados pela Eletrobrás (2003).

O Rebaixamento Rápido, por fim, foi analisado apenas no espaldar de montante, já que esta situação apresenta-se mais desfavorável em termos de estabilidade e com as pressões neutras atuando.

3 – RESULTADOS

Para as análises determinísticas foram obtidos os fatores de segurança e a superfície de ruptura para cada uma das situações de análise; para as análises probabilísticas foram obtidas ainda as distribuições de probabilidade do fator de segurança conforme apresentado a seguir.

3.1 – Análises determinísticas

Foram realizadas análises determinísticas pelos métodos de Bishop simplificado e Spencer. Nas Figuras 6 e 7 são apresentados os resultados obtidos pelos métodos de Bishop e Spencer na condição de Operação Normal; os fatores de segurança obtidos nos demais casos são apresentados em um resumo no Quadro 7.

Quadro 7 – Resultados obtidos pelos métodos determinísticos.

Caso de carga	FS mínimo requerido	FS mínimo obtido (Bishop)	FS mínimo obtido (Spencer)
Final de construção - Montante	1,30	1,69	1,71
Final de construção - Jusante	1,30	1,61	1,62
Operação normal - Jusante	1,50	1,59	1,61
Operação normal com sismo $a_v=0,03g$ e $a_h=0,05g$ - Jusante	1,20	1,37	1,39
Operação normal com sismo $a_v=-0,03g$ e $a_h=0,05g$ - Jusante	1,20	1,33	1,35
Rebaixamento rápido - Jusante	1,10	1,39	1,40

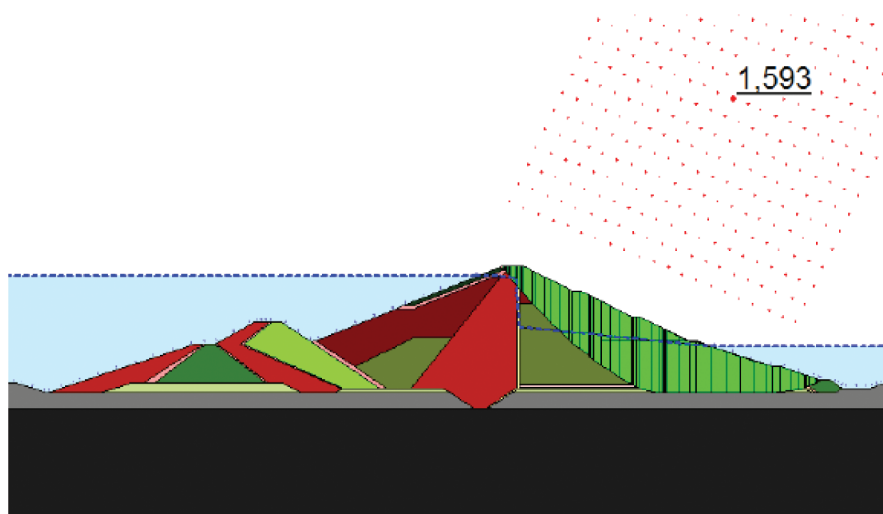


Fig. 6 – Método de Bishop – Operação Normal – Jusante.

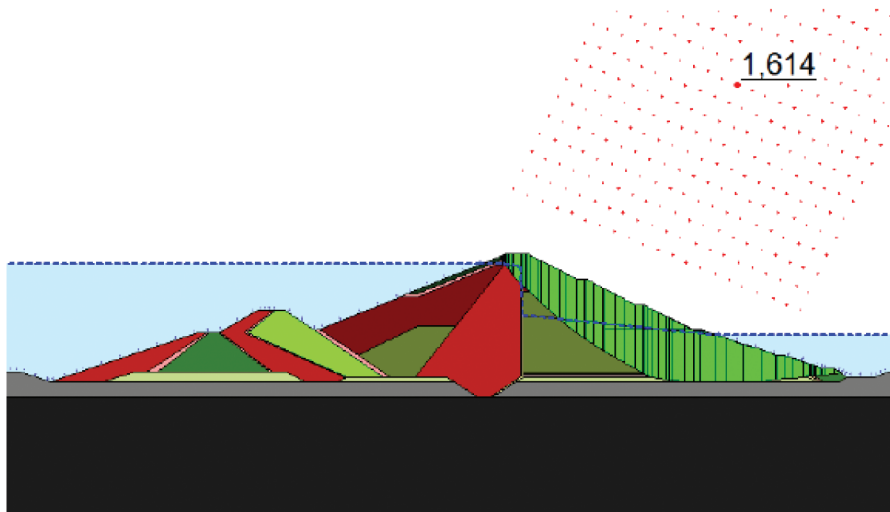


Fig. 7 – Método de Spencer – Operação Normal – Jusante.

3.2 – Análises probabilísticas

As análises probabilísticas foram desenvolvidas com base nos métodos de Bishop simplificado e Spencer. Nas Figuras 8 e 9 são apresentados os resultados obtidos pelos métodos de Bishop e Spencer na condição de Operação Normal. No Quadro 8 apresenta-se um resumo dos principais resultados obtidos nas análises probabilísticas.

Destaca-se o fato de as probabilidades de ruptura apresentarem valor nulo em todas as situações. Este valor é considerado como zero com a precisão de oito casas decimais no *Slope/W*, que abrange a menor probabilidade de ruptura, com valor de $3,0 \times 10^{-7}$.

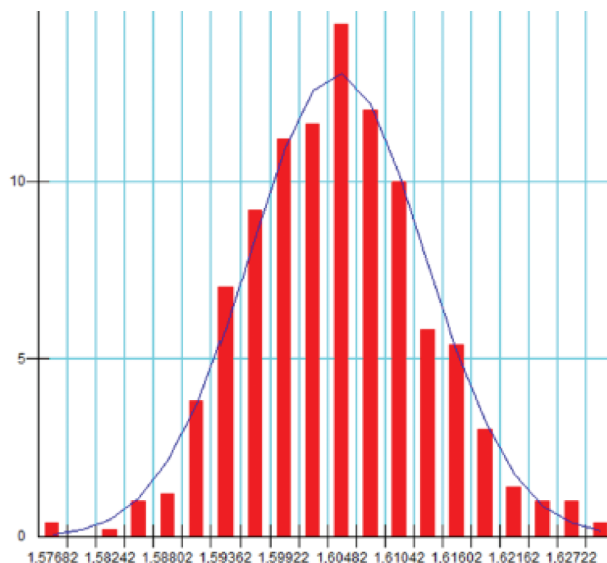


Fig. 8 – Distribuição de frequência pelo Método de Bishop – Operação Normal – Jusante.

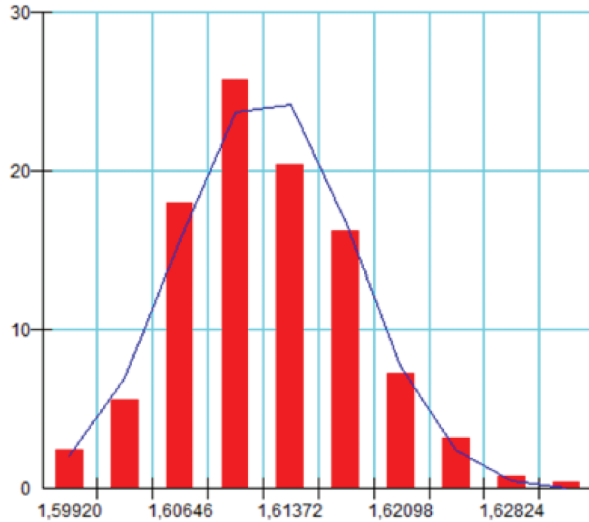


Fig. 9 – Distribuição de frequência pelo Método de Spencer – Operação Normal – Jusante.

Percebe-se que além do alto fator de segurança obtido, ou seja, ultrapassando com folga os valores mínimos estabelecidos pela Eletrobrás, as baixas variabilidades também contribuíram para o resultado.

Observa-se menores desvios nos casos em que a superfície de ruptura passa fora do espaldar; isso se deve ao fato de apenas o material do espaldar ter seus parâmetros geotécnicos variáveis.

Quadro 8 – Resultados obtidos pelos métodos probabilísticos.

Caso de carga	Bishop			Spencer		
	FS médio	Desvio padrão	Pr (%)	FS médio	Desvio padrão	Pr (%)
Final de construção - Montante	1,694	0,079	0	1,710	0,084	0
Final de construção - Jusante	1,624	0,113	0	1,623	0,122	0
Operação normal - Jusante	1,604	0,009	0	1,612	0,006	0
Operação normal com sismo $a_v = 0,03g$ e $a_h = 0,05g$ - Jusante	1,357	0,006	0	1,396	0,006	0
Operação normal com sismo $a_v = -0,03g$ e $a_h = 0,05g$ - Jusante	1,323	0,005	0	1,349	0,004	0
Rebaixamento rápido - Montante	1,394	0,081	0	1,407	0,097	0

De forma geral o fator de segurança médio teve resultado próximo ao fator de segurança determinístico de sua análise correspondente.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Conclui-se que a barragem de geometria e dados apresentados é segura, tanto do ponto de vista das análises determinísticas quanto probabilísticas. Todas as análises mostram condições que superam as recomendadas por norma. De fato, pode-se dizer que a configuração apresentada está superdimensionada e poderia ter seu custo reduzido modificando-se sua geometria. Não só os resultados determinísticos obtiveram fatores de segurança razoavelmente além do necessário como os probabilísticos apresentaram probabilidade de ruptura igual a zero.

Especificamente para o método probabilístico vê-se que as curvas de distribuição de frequência do fator de segurança ficaram bem distantes do fator de segurança 1; isso ocorre não só devido às altas médias obtidas mas principalmente aos baixos desvios. Isso se deve ao fato de que os materiais que não compõem o espaldar não tiveram seus parâmetros variados nas análises. O material do espaldar foi o mais investigado por sua baixa resistência.

De Souza e Vieira (2007), empregando um solo semelhante ao utilizado para o espaldar neste trabalho, obtiveram baixas probabilidades de ruptura, o que poderia indicar que se trata de um solo que gera baixa variação nos resultados da análise, podendo então o próprio solo ter contribuído para as baixas probabilidades de ruptura.

Para um melhor resultado é interessante que se obtenha a variação dos parâmetros de todos os materiais envolvidos na barragem, uma vez que isso aumentaria o desvio padrão do fator de segurança e poderia levar inclusive a uma mudança brusca na superfície de ruptura crítica caso um dos materiais apresentasse uma variação excessiva em seus parâmetros.

Observando-se os fatores de segurança dos métodos determinísticos nota-se que há uma grande proximidade dos valores para os métodos de Bishop simplificado e Spencer. Nota-se também que os fatores de segurança médios dos métodos probabilísticos assemelham-se entre si e também estão próximos aos valores encontrados nas análises determinísticas, indicando a proximidade da superfície crítica encontrada em ambos os casos.

Pereira (2013) apresenta em seu trabalho a proximidade entre os fatores de segurança dos métodos de Spencer e Bishop simplificado para barragens de terra em função de sua altura, indicando valores muito próximos entre os métodos para barragens com alturas superiores a 16m. De acordo com o autor, este fenômeno ocorre devido ao aumento do peso das fatias com a altura, que é a variável de maior relevância.

Outro fator possível para este resultado pode ser o grande número de fatias utilizadas, que reduz a influência das forças entre fatias.

Com relação à aplicabilidade do método probabilístico, na disponibilidade do *software* não há dificuldades adicionais quando comparado com a aplicação do método determinístico, exceto pelo tempo de processamento, que pode levar muitas horas dependendo da quantidade de superfícies e casos a serem analisados. O maior limitante, por ser mais trabalhoso e envolver questões econômicas de tempo e recursos, é a necessidade de um maior número de dados para a execução dos ensaios, o que normalmente inviabiliza o procedimento. Para o caso específico do dimensionamento de barragens há uma boa chance de que haja a disponibilidade suficiente desses ensaios, já que no projeto executivo procura-se um bom detalhamento dos materiais envolvidos na sua construção.

Por fim, conclui-se que a maior vantagem do método probabilístico sobre o determinístico é a maior quantidade de dados que aquele gera, além da possibilidade de expressar a análise em termos de uma probabilidade de falha da obra. Com isso é possível conhecer melhor o comportamento do talude em estudo e refinar o projeto final de forma a deixá-lo mais econômico, porém ainda seguro.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BSMTIT (2014). *Dados Técnicos da Barragem*. Comunicação pessoal, recebida em Curitiba.
- Costa, T.; Lança, R. (2001). *Barragens*. Universidade do Algarve. Núcleo de Hidráulica e Ambiente. Faro. 25p.
- Cruz, P.T.; Materón, B.; Freitas, M. (2009). *Barragens de enrocamento com face de concreto*. Oficina de Textos. São Paulo. 448p.
- De Souza, V.A.D; Vieira, V.P.P.B. (2007). *Análise probabilística do talude de jusante de uma barragem de terra em regime de operação*. Comitê Brasileiro de Barragens. XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belém, Pará. 16p.
- Dell'Avanzi, E.; Sayão, A.S. (1998). *Avaliação da probabilidade de ruptura de taludes*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (COBRAMSEG), Brasília, pp. 1289-1295.
- Duncan, J.M.; Wright, S.G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*. New Jersey: John Wiley & Sons. 312p.
- Eletrobrás (2003). *Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas*. Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB). 278p.
- FAO (2011). *Manual sobre pequenas barragens de terra: guia para a localização, projeto e construção*. United Nations Food and Agriculture Organization, Roma. 120p.
- Flores, E.A.F. (2008). *Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes Considerando a Variabilidade Espacial do Solo*. Dissertação de mestrado, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 177p.
- Geo-Slope (2012). *Slope/W for slope analysis – User's guide*. GeoSlope International Ltd., Canadá.
- Leps, T.M. (1970). *Review of Shearing Strength of Rockfill*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. V. 96, July, pp. 1159-1170.
- Pereira, T.S. (2013). *Avaliação do desempenho de diferentes métodos de análise de estabilidade de taludes em barragens de terra*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Santa Maria, Centro de Ciências Rurais, Programa de Pós Graduação em Engenharia Agrícola, Santa Maria, RS. 77p.
- USACE (1997). *Engineering and Design Introduction to Probability and Reliability Methods for Use in Geotechnical Engineering*. Department of the Army, U.S. Army Corps of Engineers. ETL 1110-2-547. Washington, DC.

APLICAÇÃO DE UMA METODOLOGIA MULTICRITÉRIO CONSTRUTIVISTA À AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE DE BARRAGENS E REGIÕES A JUSANTE

Application of a constructivist multicriteria methodology to the vulnerability assessment of dams and downstream regions

Sandra Keila de Oliveira Baima*

José Nilson Bezerra Campos**

Adriano Frutuoso da Silva***

RESUMO – Este artigo apresenta um modelo de classificação da vulnerabilidade de barragens, baseado em uma Metodologia Multicritério de Apoio à Decisão – MCDA (Multicriteria Decision Aid) que se caracteriza por adotar uma abordagem construtivista. A ferramenta escolhida para implementar esta MCDA-C foi o MACBETH por se tratar de uma metodologia que torna possível explicitar a forma como são atribuídos os pesos empregados neste tipo de classificação, através de um modelo formal e teoricamente robusto. A construção do modelo seguiu as fases da metodologia MACBETH e teve como base o sistema de classificação por categoria de risco e de dano potencial associado, estabelecido pela Resolução CNRH nº 143. Ao final aplica-se o modelo desenvolvido, avaliando um conjunto de 15 barragens de terra, e propõe-se um Índice de Vulnerabilidade de Barragens (IVB) e um Índice de Vulnerabilidade a Jusante (IVJ_B), a partir do suporte informático M-MACBETH.

SYNOPSIS – This paper presents a classification model for the vulnerability of dams based on a Multicriteria Decision Support Methodology - MCDA (Multicriteria Decision Aid) which is characterized by adopting a constructivist approach. The tool chosen to implement this MCDA-C was MACBETH because it is a methodology that makes it possible to explain how the weights used in this type of classification are assigned, through a formal, theoretically robust model. The construction of the model followed the phases of the MACBETH methodology and was based on the classification system by category of risk and potential associated damage, established by Resolution CNRH No. 143. Finally, the model developed is applied on the evaluation of a set of 15 earth dams, and both a Dam Vulnerability Index (IVB) and a Downstream Vulnerability Index (IVJ_B) are proposed using the software M-MACBETH.

PALAVRAS CHAVE – Barragens, vulnerabilidade, multicritério.

* Engenheira Civil, Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS).
E-mail: sandra.baima@dnocs.gov.br

** Professor Doutor, Universidade Federal do Ceará. E-mail: nilson@ufc.br

*** Professor Doutor, Universidade Federal do Ceará. E-mail: adrianofrutuoso@deha.ufc.br

1 – INTRODUÇÃO

No Brasil a Lei nº 12 334, sancionada em 20 de setembro de 2010, estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens e definiu também, em seu Artigo 6º, sete instrumentos de gestão da segurança, tornando-os obrigatórios a partir de então. São eles:

- I. Sistema de classificação de barragens por categoria de risco e por dano potencial associado;
- II. Plano de segurança de barragens;
- III. Sistema nacional de informações sobre segurança de barragens (SNISB);
- IV. Sistema nacional de informações sobre o meio ambiente (SINIMA);
- V. Cadastro técnico federal de atividades e instrumentos de defesa ambiental;
- VI. Cadastro técnico federal de atividades potencialmente poluidoras ou utilizadoras de recursos ambientais;
- VII. Relatório de segurança de barragens.

O sistema de classificação de barragens, por categoria de risco e por dano potencial associado, é o primeiro e, de certo modo, o mais importante dos sete instrumentos da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), pois deverá ser o dosador das medidas e procedimentos de monitoramento a serem adotados, de forma a tornar mais seguras as barragens, determinando a periodicidade e o conteúdo mínimo das inspeções regulares e especiais, da revisão periódica de segurança, e a obrigatoriedade ou não de elaboração do plano de ação de emergência (PAE) da barragem.

O sistema de classificação, estabelecido pela Resolução ANA nº 91, divide as barragens em 5 classes (A, B, C, D e E), e a aplicação dos dispositivos de aferição e controle da segurança depende da classificação da barragem. Posteriormente, a Resolução CNRH nº 143 estabeleceu os critérios gerais para classificação. Ocorre que, na prática, a aplicação desta última tem resultado na ocorrência de um grande número de barragens classificadas na categoria A, cujas obrigações dos empreendedores são maximizadas em termos de quantidade e periodicidade.

Frente a esta constatação, este trabalho apresenta um modelo estruturado (consistente, transparente e racional) de avaliação da vulnerabilidade de barragens e região a jusante, construído sob a perspectiva do apoio multicritério a decisão (AMD), e propõe um Índice de Vulnerabilidade de Barragens (IVB) e um Índice de Vulnerabilidade a Jusante (IVJ_B), a partir do suporte informático M-MACBETH.

A designação de índices de vulnerabilidade, ao invés de índices de risco, provém do fato do conceito de risco estar intimamente ligado ao conceito de probabilidade, e ainda de sua associação imediata a situações de eminência de desastres.

Baptista (2009) define vulnerabilidade como a suscetibilidade à materialização de estados limite ou de consequências, decorrente, no essencial, de fatores intrínsecos do subsistema ou sistema em questão.

Segundo Gallopín (2006) é importante definir quais perturbações são o foco do estudo da vulnerabilidade, uma vez que um sistema pode ser vulnerável a um tipo de perturbação, enquanto a outras não apresentar suscetibilidade.

2 – APOIO MULTICRITÉRIO À DECISÃO

O Apoio Multicritério à Decisão se constitui em métodos capazes de identificar diversos critérios (objetivos) a serem avaliados, mensurá-los, integrar avaliações individuais e gerar ações de melhoria ou aperfeiçoamento (Bortoluzzi *et al.*, 2011).

Por *decisão* entende-se, em geral, qualquer processo de que resulte uma escolha cuja implementação possa conduzir à obtenção de determinado(s) objetivo(s), definido(s) à custa de um ou vários critérios (Rocha, 2011, p. 16).

O diferencial das Metodologias Multicritério de Apoio à Decisão Construtivistas – MCDA-C, em relação às metodologias tradicionais de MCDA, é permitir a construção do conhecimento do contexto decisório e dos aspectos considerados relevantes pelo decisor, favorecendo um entendimento maior do contexto decisório, o que possibilita a construção de uma escala global de vulnerabilidade e a geração de ações de aperfeiçoamento.

A construção de um modelo multicritério de apoio à decisão requer uma sequência de fases a serem exploradas. Na visão de Bana e Costa (1993) esta construção evolui passando por três fases principais e cada fase se desdobra em etapas.

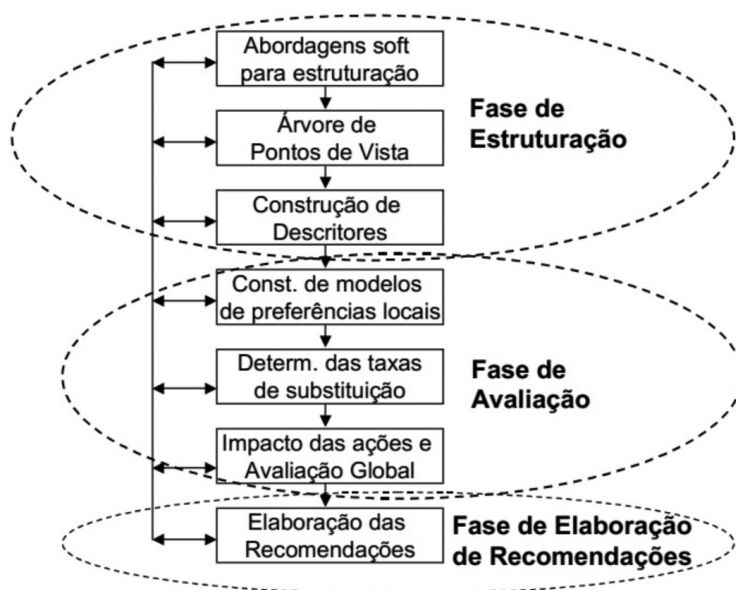


Fig. 1 – Fases do processo MCDA-C (Ensslin *et al.*, 2000, p. 81).

2.1 – Fase de estruturação

Na literatura, encontram-se propostas diferentes de conduzir o trabalho de estruturação, diferenciáveis segundo o ângulo escolhido para apreciá-las. Existem duas abordagens principais, bem distintas: ou elas se focam fundamentalmente sobre os *objetivos dos atores* ou sobre as *características das ações*. Bana e Costa (1993) defende uma abordagem de estruturação de *pontos de vista* que corresponde a uma junção das características das ações e objetivos dos atores.

Os pontos de vista (PV) se dividem em Fundamental (PVF) e Elementar (PVE). Ter-se-á um PVF quando este for um fim em si mesmo, ou seja, quando o decisor afirmar que o ponto de vista é importante porque reflete um valor fundamental, dando origem ao que se tornará um *critério*.

Segundo Bana e Costa (1992, p.16) cada ponto de vista, candidato a PVF, deve obedecer às seguintes propriedades:

- *Consensualidade*: todos os valores representados pelo ponto de vista são realmente importantes;
- *Operacionalidade*: é possível construir uma escala de preferência local associada aos níveis de impacto deste ponto de vista, assim como um indicador de impacto associado ao PV;
- *Inteligibilidade*: quando atuar como uma ferramenta que permita a elaboração das preferências dos atores, quanto como um instrumento que sirva de base à comunicação, à argumentação e à confrontação de valores e convicções, entre estes mesmos atores;
- *Isolabilidade (independência)*: quando for possível avaliar as ações segundo este PVF considerando todos os demais constantes, ou seja, considera-se que há independência preferencial, e somente esta independência é exigida entre os PVFs.

Aqueles pontos de vista que não foram considerados fundamentais, mas que são meios para se alcançar PVFs, são chamados pontos de vista elementares, PVEs. Muitas vezes diversos PVEs formam um PVF, ou seja, o PVF representa um fim comum para o qual contribuem diversos valores mais elementares.

Para que os PVFs sejam operacionais, conforme exposto anteriormente, associa-se a cada PVF um *descriptor de impactos*. De acordo com Bana e Costa *et al.* (2011), descriptor é um conjunto constituído por níveis de impacto plausíveis N_1, N_2, \dots, N_n .

De acordo com Ensslin *et al.* (2001), depois de construir os descriptors, devem ser definidos, em cada um deles, dois níveis de impacto de referência: o nível “*Bom*” e o nível “*Neutro*”.

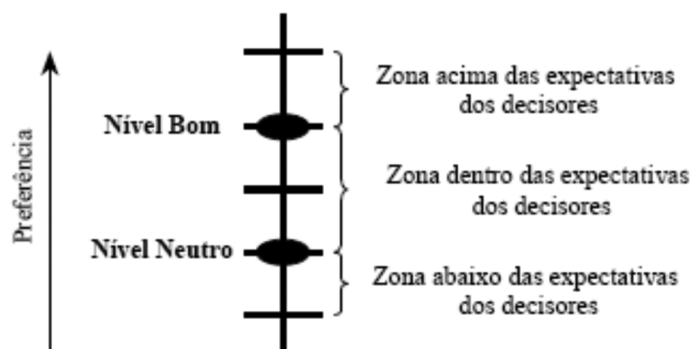


Fig. 2 – Definição e significado dos níveis de impacto de referência Bom e Neutro em um descriptor (adaptado de Ensslin *et al.*, 2001, p. 164).

2.2 – Fase de avaliação

A fase de avaliação passa pela construção de uma *função de valor cardinal* associada a cada descriptor e, depois, pela determinação dos respectivos coeficientes de ponderação.

O termo *função de valor cardinal* representa aquela função de valor que pode ser usada para ordenar diferenças de intensidade de preferências entre pares de alternativas ou, mais simplesmente, a diferença de preferências entre as alternativas (Dyer e Sarin, 1979, *apud* Azevedo, 2001, p. 62).

Para a construção das funções de valor, existem diferentes metodologias: as técnicas numéricas (Pontuação Direta e Método da Bissecção) e as técnicas não numéricas (Julgamento Semântico).

Segundo Ensslin *et al.* (2001), nos métodos de julgamento semântico, a função de valor é obtida mediante comparações par-a-par da diferença de atratividade entre as ações potenciais. Essas comparações são feitas solicitando aos decisores que expressem qualitativamente, por meio de uma escala ordinal semântica (com palavras), a intensidade de preferência de uma ação sobre a outra.

Um desses métodos é o MACBETH (*Measuring Attractiveness by a Categorical Based Technique*), desenvolvido por Bana e Costa *et al.* (1995), implementado através do *software* M-MACBETH. Neste trabalho, a tarefa de construção das funções de valor será feita através deste método.

Usando julgamentos semânticos, o MACBETH evita que os decisores tenham que fazer estimativas quantitativas sobre as diferenças de atratividade. Desta forma, são usadas categorias semânticas de preferências para expressar as diferenças. Estas categorias permitem a passagem de um valor semântico para um valor cardinal. Em suma, os decisores são questionados do seguinte modo: “A diferença de atratividade entre os níveis de impacto N_i e N_j é: ‘nula’, ‘muito fraca’, ‘fraca’, ‘moderada’, ‘forte’, ‘muito forte’ ou ‘extrema’?”. Na Figura 3 são representadas as categorias de diferença de atratividade.

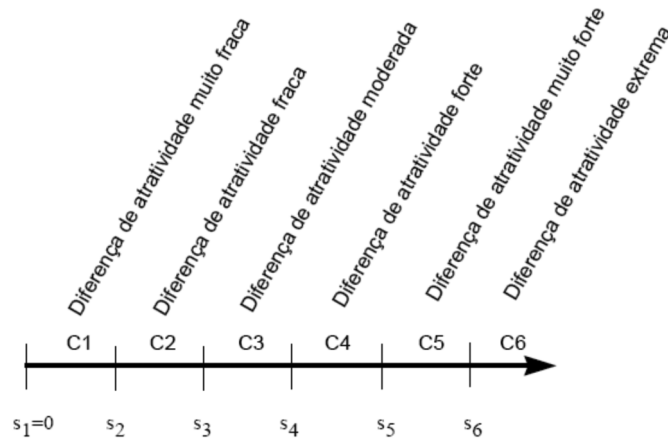


Fig. 3 – Categorias de diferença de atratividade do método MACBETH (Matzenauer, 2003, p. 168).

Neste contexto, segundo Silva (2012, p. 102), para cada descritor é preenchida uma matriz de juízos de valor, Figura 4, em que o elemento $a_{ij} = 0$, se $i > j$, sendo i, j os índices que indicam a linha e coluna, respectivamente, em que o elemento se encontra na matriz. Assim para cada par de níveis de impacto (N_i, N_j) de um dado descritor, é requerido aos decisores que expressem qualitativamente a diferença de atratividade entre N_i e N_j , utilizando em suas respostas uma (ou mais) das sete categorias semânticas do MACBETH.

	N1	N2	N3	N4
N1	nula	moderada	mod-fort	forte
N2		nula	?	?
N3		?	nula	?
N4		?	?	nula

Julgamentos consistentes

Fig. 4 – Matriz de juízos de valor.

A partir de uma matriz de julgamentos consistentes, o M-MACBETH propõe uma pontuação para cada opção. Estas pontuações formam a escala numérica MACBETH de base, obtida por programação linear (Bana e Costa *et al.*, 2012), que é uma escala numérica de intervalos, ancorada em dois níveis de referência, BOM e NEUTRO, previamente definidos, atribuindo-lhes as pontuações 100 e 0, respectivamente (Bana e Costa *et al.*, 2013). Em resumo, após se ter preenchido a matriz de juízos MACBETH e a mesma ter sido validada pelo decisor, a função de valor é apresentada no M-MACBETH ancorada em $v_j(bom) = 100$ e $v_j(neutro) = 0$.

$$\left\{ \begin{array}{l} v_j(a^+) = 100 \\ v_j(a^0) = 0 \end{array} \right\} \text{ para } j=1, \dots, n \quad (1)$$

Na fase de avaliação, objetivando transformar unidades de atratividade local (medida nos critérios) em unidades de atratividade global, utiliza-se um método de agregação, que pode ter várias formas. Neste trabalho, será utilizado um procedimento de *agregação aditiva* (Bana e Costa, 2008 *apud* Silva, 2012, p. 99), na forma de uma soma ponderada, onde a avaliação global da ação a é expressa por:

$$V(a) = p_1 v_1(a) + p_2 v_2(a) + \dots + p_n v_n(a) \quad (2)$$

$V(a)$ - valor global da ação a ;

p_j - coeficiente de ponderação (“peso” em linguagem comum) do critério (ou PVF) j ;

$v_j(a)$ - função-critério cardinal (valor parcial da ação a segundo o critério j);

n - número de critérios de avaliação.

Estes pesos são representados no *software* M-MACBETH, sob a forma de um histograma. Ao decisor é, então, facultativo alterar os valores dos pesos, dentro dos limites estabelecidos pelo M-MACBETH. No entanto, ao se alterar um dos limites para um dos PVF, todos os valores de pesos para os demais PVF também são alterados, de modo a manter soma igual a 1 (ou 100%).

2.3 – Fase de elaboração de recomendações

Objetivando obter resultados que conduzam a recomendações confiáveis acerca da situação da decisão em pauta, faz-se necessário realizar *análises de sensibilidade* das respostas do modelo.

A análise de sensibilidade é o exame da robustez das respostas do modelo frente à variação de seus parâmetros (Goodwin e Wright, 1991, *apud* Matzenauer, 2003, p. 181). Além disso, ela fornece maiores subsídios para as recomendações do facilitador quanto aos caminhos a serem seguidos pelos decisores.

De acordo com Ensslin *et al.* (2001), usualmente, esta análise consiste em alterar os valores dos parâmetros e observar o que acontece com o resultado final, na avaliação das alternativas do modelo. Esta fase é importante na aplicação de qualquer modelo, porque contribui para superar a falta de precisão na determinação dos valores dos parâmetros, gerando conhecimentos sobre o problema e aumentando a confiança nos resultados obtidos.

Além da análise de sensibilidade clássica, é muito interessante analisar a “robustez” dos resultados da aplicação do modelo, ou seja, analisar que conclusões robustas se podem extrair do modelo para níveis variados de escassez, imprecisão ou incerteza na informação.

Na análise de robustez, procura-se encontrar conclusões que sejam válidas independentemente do valor que se escolha para os parâmetros, de entre as combinações aceitáveis: são as conclusões ditas robustas (Dias, 2000). A análise baseia-se no conceito de *dominância aditiva* (Bana e Costa, 1992).

3 – FORMULAÇÃO DO MODELO

Neste estudo, a metodologia MACBETH foi utilizada para construir dois índices multicritério. O primeiro, designado por Índice de Vulnerabilidade de Barragens (IVB), visa mensurar o quanto as estruturas do barramento estão vulneráveis a uma possível ruptura, considerando os critérios de projeto, desempenho estrutural, situação das deteriorações existentes e dados de monitoramento; em outras palavras, este índice busca revelar a fragilidade da barragem enquanto sistema ou conjunto. O segundo índice, designado por Índice de Vulnerabilidade a Jusante de Barragens (IV_{J_B}), visa mensurar as consequências de uma ruptura em termos de vidas humanas, perdas socioeconômicas e ambientais.

O processo de construção do modelo requereu a passagem por diversas fases, que são descritas nas seções que se seguem.

3.1 – Fase de estruturação

A fase de estruturação procura identificar e organizar os fatores relevantes a respeito do contexto decisional e se subdivide em: (i) caracterização do contexto (apresentar o ambiente onde o problema está inserido, identificando também os atores e suas percepções atuais e pretendidas); (ii) árvore de pontos de vista ou construção da estrutura hierárquica (consiste em identificar os critérios a serem avaliados); (iii) construção dos descritores (construção das escalas ordinais de mensuração).

O presente estudo foi desenvolvido a partir das características das barragens construídas pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS), por considerar que as demandas geradas pela classificação imposta têm impacto financeiro substancial sobre os, já escassos, recursos deste órgão, para a manutenção e recuperação de suas 317 barragens.

Os atores incluídos neste estudo são os engenheiros especialistas em barragens, atuando como decisores, e a primeira autora do trabalho em pauta, cujo papel foi de facilitadora, esclarecendo o grupo sobre o procedimento proposto, confrontando os pontos de vistas expressos pelos decisores e modelando seus julgamentos.

O critério de seleção dos decisores, Quadro 1, foi baseado na experiência e no conhecimento que demonstravam, relativamente ao projeto, construção e atividades de consultoria, assim como sua disponibilidade para participar no questionário inicial e nas entrevistas.

A etapa de estruturação do modelo foi construída a partir da informação e perspectivas recolhidas em entrevistas iniciais com decisores, e não a partir de conferências de decisão como pressupõe Thomaz (2005). Foram realizadas entrevistas iniciais, individualmente, com os especialistas. Nestas entrevistas, de cerca de uma hora de duração, foi aplicado um questionário, onde se colocaram diversas perguntas, com o propósito de avaliar a importância, ou não, dos critérios pré-definidos pela Resolução 143 e sobre os níveis utilizados para estabelecer as pontuações para a classificação das barragens; ou seja, a Resolução 143 serviu como base de estruturação e forneceu os elementos primários de avaliação (EPAs) para a definição dos pontos de vistas fundamentais (PVFs) e de seus níveis de impacto.

A informação, recolhida através dos questionários, permitiu iniciar a estruturação do modelo, possibilitando, entre outras coisas, que a partir dos critérios pré-definidos pela Resolução 143 fossem verificados quais destes atenderiam as propriedades que devem ter os PVFs, como visto em 2.1, ou seja, que os mesmos foram validados.

Quadro 1 – Descrição da formação e experiência dos especialistas.

Especialista 1	Engenheiro Civil, Pós Doutor em Geotecnia, professor universitário, com extensa produção técnica, experiência de 22 anos no serviço público atuando no acompanhamento, projeto e construção de barragens pelo DNOCS.
Especialista 2	Engenheiro Civil, PhD em Mecânica dos Solos, professor universitário, consultor em segurança de barragens do Ministério da Integração Nacional, com extensa produção técnica e experiência em projetos e consultoria.
Especialista 3	Engenheira Civil, Mestre e Doutora em Recursos Hídricos, professora universitária, engenheira do DNOCS de 1984 a 2011 atuando no acompanhamento de projeto e construção de barragens, com extensa produção técnica.
Especialista 4	Engenheiro Civil, Doutor em Recursos Hídricos, professor universitário, elaborou estudos hidrológicos em mais de 50 reservatórios do Nordeste, atua como membro do Painel de Segurança de Barragens desde 1992, possui livros publicados e extensa produção técnica.

Após esta validação, alguns critérios pré-definidos foram eliminados e outros ajustados ou agrupados, resultando, por fim, na consideração de treze PVFs para o cálculo do IVB e três PVFs para o cálculo do IV_{J_B}, com os quais se iniciou a construção do modelo multicritério no *software* M-MACBETH versão 2.3.0, agrupando-os nas áreas de interesse estabelecidas. O *software* agrupa os PVFs em vários níveis, de acordo com as áreas de interesse, e apresenta-os em forma de árvore.

A árvore para o cálculo do IVB é apresentada na Figura 5, em que estão presentes as quatro áreas de interesse (projeto, manutenção e operação, comportamento estrutural e monitoramento) e os treze PVFs que serão tomados como critérios de avaliação. Note-se que o *software* M-MACBETH distingue dois tipos de nós, os “nós critérios” que correspondem aos PVF e os “nós não critérios”.

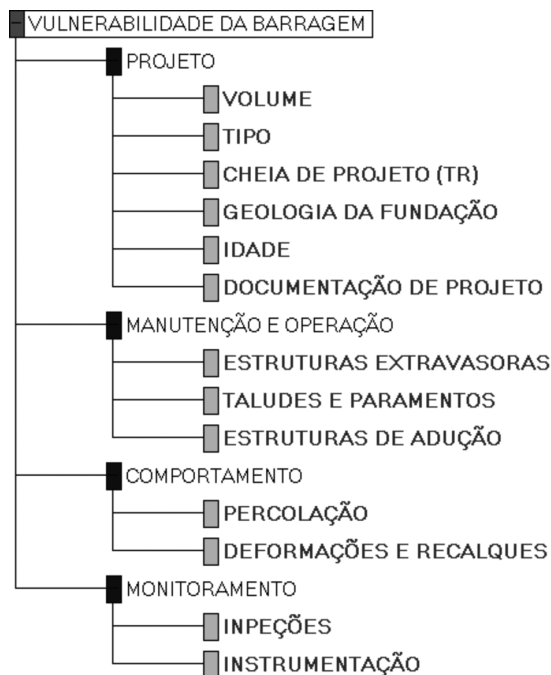


Fig. 5 – Árvore de pontos de vista para a vulnerabilidade da barragem (Baima, 2015).

A árvore para o cálculo do IVJ_B é apresentada na Figura 6, em que estão presentes os PVFs considerados.

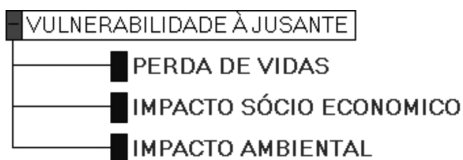


Fig. 6 – Árvore de pontos de vista para a vulnerabilidade a jusante (Baima, 2015).

Completada a etapa de identificação dos PVFs pelos especialistas, deve-se então torná-los operacionais, portanto a próxima etapa é descrever, da forma mais objetiva possível, os plausíveis níveis de impacto a eles associados.

Para cada PVF foi definido, com base nos níveis pré-existentes e nas modificações propostas pelos especialistas durante a aplicação do questionário, um conjunto de níveis de impacto, em ordem decrescente. Os impactos nos PVFs foram descritos qualitativamente e, para cada um deles, foram ancorados dois níveis de referência como já referido.

Segundo Silva (2012), dependendo do contexto do problema de decisão, os níveis de referência, *bom* e *neutro*, podem ter outra designação mais apropriada. Assim neste trabalho, em particular, uma vez que se pretende aferir a vulnerabilidade e as consequências da ruptura de barragens, usaram-se os níveis *crítico* e *neutro*, como níveis de referência, respectivamente, por ser mais intuitivo para o grupo de especialistas. Sob tal entendimento, o nível *crítico* corresponde ao nível a partir do qual a barragem se encontra no “limiar de vulnerabilidade” no respectivo PVF e o nível neutro corresponde ao nível de vulnerabilidade “minimamente satisfatório”.

Os descritores de impacto para cada um dos pontos de vista fundamentais, definidos nas Figuras 5 e 6, foram introduzidos no M-MACBETH, tal como se indica na Figura 7. Na aplicação do *software*, quando se selecionaram os níveis de referência, estes passaram a apresentar a cor verde para o nível crítico e a cor azul para o nível neutro.



Fig. 7 – Introdução dos critérios e níveis de impacto no software MACBETH (Baima, 2015).

Ao final desta etapa teremos obtido as referências de ponderação para cada descritor.

3.2 – Fase de avaliação

3.2.1 – Determinação das funções de valor

Nesta etapa os Especialistas julgaram qualitativamente as diferenças de atratividade entre os vários níveis dos descritores de desempenho de cada um dos PVFs.

À medida que se completa a matriz de julgamentos, Figura 8, o *software* testa a compatibilidade da informação introduzida e caso ocorra alguma inconsistência, uma mensagem de aviso é emitida com as sugestões das possíveis formas de resolver o problema. Se inseguro sobre esta diferença de atratividade, foi permitido ao Especialista escolher categorias sucessivas.

VOLUME												
	MUITO GRANDE	GRANDE	MÉDIO	PEQUENO	Escala actual							
					<table border="1"> <tr><td>extrema</td></tr> <tr><td>mt. forte</td></tr> <tr><td>forte</td></tr> <tr><td>moderada</td></tr> <tr><td>fraca</td></tr> <tr><td>mt. fraca</td></tr> <tr><td>nula</td></tr> </table>	extrema	mt. forte	forte	moderada	fraca	mt. fraca	nula
extrema												
mt. forte												
forte												
moderada												
fraca												
mt. fraca												
nula												
MUITO GRANDE	nula	forte	mt. forte	extrema	100							
GRANDE		nula	mod-fort	mt. forte	43							
MÉDIO			nula	fraca	0							
PEQUENO				nula	-28							

Julgamentos consistentes

Fig. 8 – Matriz de juízos de valor e função de valor para o PVF₁ – volume (Baima, 2015).

O questionamento MACBETH foi realizado para cada par de níveis de impactos, possibilitando a construção de matrizes de juízos de valor (ou de julgamentos absolutos de diferença de

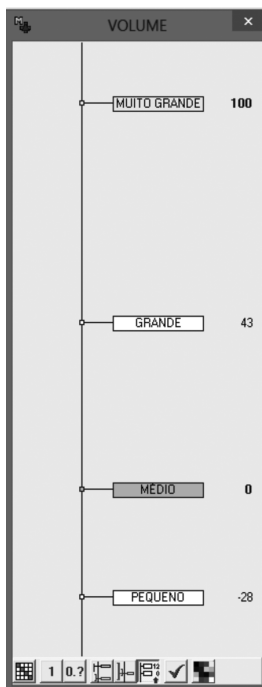


Fig. 9 – Função de valor para o PVF1- volume (Baima, 2015).

atratividade) para cada um dos pontos de vista fundamentais. O preenchimento destas matrizes de juízos de valor, dezessete no total, requereram esforços cognitivos distintos, em função da complexidade dos níveis de impactos considerados. No entanto, na maioria dos casos não ocorreu nenhum tipo de inconsistência.

O *software* M-MACBETH propiciou a geração de escalas de pontuações (escalas de valor cardinais ou de preferências locais). A apresentação das escalas obtidas em forma de termômetro, Figura 9, foi fundamental no processo de validação das mesmas, pois as informações gráficas são de mais rápida interpretação do que as informações numéricas em forma tabular.

Completada a etapa de avaliações locais, a próxima seção apresenta o trabalho desenvolvido para a determinação dos pesos dos critérios.

3.2.2 – Determinação dos coeficientes de ponderação

Para que seja possível uma avaliação global, um passo ainda necessita ser dado: a obtenção de informações inter-critérios, ou seja, os pesos que vão possibilitar agregar as avaliações locais.

A determinação de coeficientes de ponderação (pesos), envolve duas etapas: primeiramente, realizou-se a ordenação dos critérios que estavam sendo analisados, para em seguida, a partir de uma matriz de juízos de valor, gerar uma escala que normalizada forneceu os pesos entre estes critérios, utilizando-se os níveis crítico e neutro dos descritores para os julgamentos.

Ao ser finalizado o preenchimento da matriz de juízos de ponderação, Figura 10, o *software* M-MACBETH gerou os coeficientes de ponderação para o IVB e IVJ_B, Figuras 11 e 12 respectivamente.

Ponderação (VULNERABILIDADE)															Escala actual	
	[FUNDAÇÃO]	[PERCOLAÇÃO]	[RECALQUES]	[VERTEADOR]	[ADUÇÃO]	[TALUDES]	[INSTRUMENTAÇÃO]	[TR]	[VOLUME]	[TIPO]	[INSPEÇÕES]	[IDADE]	[PROJETO]	[todo neutro]		
[FUNDAÇÃO]	nula	nula	mt. fraca	mt. fraca	frac-mod	frac-mod	moderada	moderada	moderada	moderada	forte	mt. forte	mt. forte	extrema	11.92	extrema
[PERCOLAÇÃO]	nula	nula	mt. fraca	mt. fraca	frac-mod	frac-mod	moderada	moderada	moderada	moderada	forte	mt. forte	mt. forte	extrema	11.92	mt. forte
[RECALQUES]			nula	nula	moderada	moderada	moderada	mod-fort	mod-fort	moderada	moderada	fort-mfort	fort-mfort	mfort-extr	11.81	moderada
[VERTEADOR]			nula	nula	moderada	moderada	mod-fort	mod-fort	mod-fort	mod-fort	mod-fort	mt. forte	mt. forte	mfort-extr	11.81	fraca
[ADUÇÃO]					nula	fraca	fraca	fraca	fraca	moderada	moderada	forte	forte	forte	9.18	mt. fraca
[TALUDES]					nula	nula	mt. fraca	mt. fraca	frac-mod	moderada	moderada	forte	forte	forte	8.23	mt. fraca
[INSTRUMENTAÇÃO]							nula	mt. fraca	fraca	fraca	fraca	forte	forte	mod-fort	7.70	fraca
[TR]								nula	mt. fraca	fraca	fraca	moderada	moderada	mod-fort	7.38	fraca
[VOLUME]									nula	fraca	fraca	moderada	moderada	mod-fort	6.75	fraca
[TIPO]										nula	mt. fraca	moderada	moderada	moderada	5.70	fraca
[INSPEÇÕES]											nula	moderada	moderada	moderada	5.38	fraca
[IDADE]												nula	mt. fraca	fraca	1.16	fraca
[PROJETO]													nula	fraca	1.06	fraca
[todo neutro]														nula	0.00	fraca

Julgamentos consistentes

Fig. 10 – Ponderação dos pontos de vista fundamentais para o IVB (Baima, 2015).

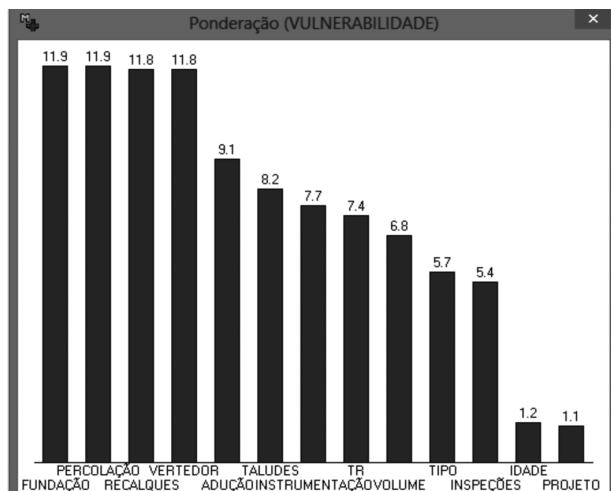


Fig. 11 – Histograma dos coeficientes de ponderação do IVB (Baima, 2015).

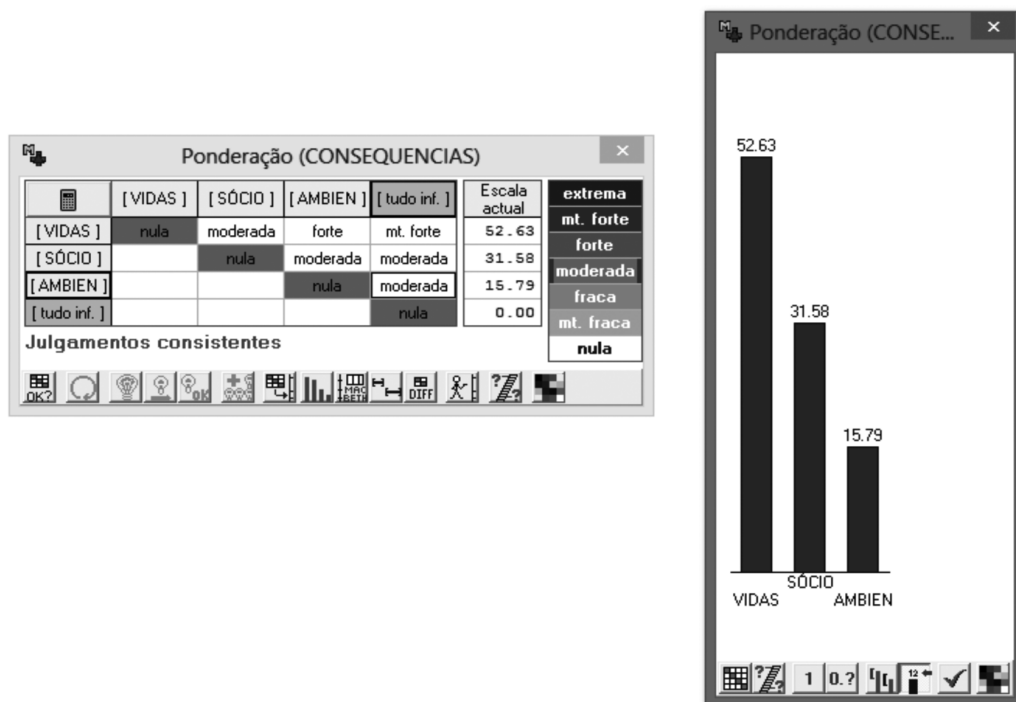


Fig. 12 – Ponderação dos PVFs e histograma dos coeficientes de ponderação do IVJB (Baima, 2015).

Concluídas as etapas de determinação das funções de valor e dos coeficientes de ponderação resta proceder a avaliação da vulnerabilidade de cada barragem. De posse dos valores dos coeficientes de ponderação, a determinação dos valores globais de uma barragem, ou seja, cálculo do IVB e IVJB, é dada pela Equação 2.

3.2.3 – Avaliação global das opções

Objetivando-se validar o modelo aqui proposto, realizou-se uma análise da avaliação global das opções (barragens).

Como para a implementação do método faz-se essencial a realização de vistorias, bem como o levantamento de informações relativas ao projeto, estes foram fatores limitantes ao número de barragens consideradas. Estes dois fatores levaram à escolha de barragens cujas vistorias encontram-se documentadas através de *check-lists*, relatórios e documentação fotográfica, no entanto, a maior dificuldade encontrada para a aplicação do modelo proposto, residiu na escassez de informações sobre o projeto das barragens.

Em vista às limitações, ora apresentadas, foram selecionadas 15 barragens. Este número foi considerado suficiente, visto se tratar de um trabalho essencialmente acadêmico que não pretende ser exaustivo e sim reproduzível.

O Quadro 2 mostra as barragens selecionadas e os resultados da classificação destas barragens segundo os critérios arbitrados pela Resolução 143. Todas as barragens obtiveram classificação A, segundo a matriz de categoria de risco e dano potencial associado (Resolução ANA nº 91), Quadro 3.

No total, o método da Resolução 143 utiliza 21 descritores, agrupados em categorias. Os descritores possuem níveis e a cada nível são atribuídos pesos, que são somados para a definição da classe de risco e da classe de dano (Equações 3 e 4).

$$classe\ de\ risco = \sum_1^6 CT + \sum_7^{12} EC + \sum_{13}^{17} PS \quad (3)$$

$$classe\ de\ dano = \sum_{18}^{21} DPA \quad (4)$$

CT - características técnicas;
EC - estado de conservação;
PS - plano de segurança;
DPA - dano potencial associado.

Para a fase de avaliação do método proposto, cujo objetivo é a avaliação global da vulnerabilidade da barragem através dos IVB e IVJ_B, inicialmente foram definidas as opções (barragens) e, a partir das informações disponíveis, foram preenchidos os níveis de performance, em cada PVF (Figura 13).

A Figura 13 mostra a atribuição dos níveis de performances das barragens, no *software*, segundo cada PVF. Observa-se que são barragens de terra em sua maioria de médio porte, com idade superior a 30 anos, informações de projeto desconhecidas ou incompletas, desempenho estrutural satisfatório e condições de operação e manutenção deficientes; todas as barragens possuem o nível crítico nos PVF₂ (tipo), PVF₃ (período de retorno) e PVF₁₃ (instrumentação).

Quadro 2 – Classificação das barragens selecionadas, pela Resolução 143 (Baima, 2015).

	Nome	Tipo	Volume (hm³)	Altura (m)	RISCO				DANO		Classe	
					Pontuação				Classe	Total		Classe
					CT	EC	PS	Total				
1	Cocorobó	BTH	245,38	33,5	22	22	5	49	Médio	28	Alto	A
2	Cachoeira I	BTH	5,95	21,5	26	18	11	55	Médio	21	Alto	A
3	Curimataú	BTH	5,98	15,18	26	11	11	48	Médio	25	Alto	A
4	Caldeirão de Parelhas	BTH	10,19	20	26	17	7	50	Médio	21	Alto	A
5	Vira Beiju	BT	11,8	15	26	15	16	57	Médio	17	Alto	A
6	Santa Luzia	BTH	11,96	15,5	26	15	11	52	Médio	25	Alto	A
7	Abóbora	BT	14,35	10,5	25	15	16	56	Médio	21	Alto	A
8	São Mamede	BTH	15,79	14,93	26	22	11	59	Médio	25	Alto	A
9	Escondido I	BTH	16,58	12,46	21	18	7	46	Médio	25	Alto	A
10	Arcoverde	BTZ	16,8	30,8	27	8	16	51	Médio	21	Alto	A
11	Japi II	BTH	20,65	20,55	27	11	7	45	Médio	21	Alto	A
12	Tremendal	BTH	23,75	32	24	18	5	47	Médio	21	Alto	A
13	Santa Inês	BTH	26,11	28,1	23	9	11	43	Médio	21	Alto	A
14	Sabugi	BT	65,33	20,5	22	11	5	38	Médio	21	Alto	A
15	Itans	BTZ	81,75	25	26	11	11	48	Médio	26	Alto	A

Quadro 3 – Fatores de segurança mínimos (Eletrobrás, 2003).

Classe da Barragem		Classe de dano potencial associado		
		Alto	Médio	Baixo
Classe de Risco	Alto	A	B	C
	Médio	A	C	D
	Baixo	A	C	E

Tabela de performances													
Opções	VOLUME	TIPO	TR	FUNDAÇÃO	IDADE	PROJETO	VERTEDOR	TALUDES	ADUÇÃO	PERCOLAÇÃO	RECALQUES	INSPECÇÕES	INSTRUMENTAÇÃO
Cocorobó	MUITO GRANDE	TERRA	TR:500	SATISFATORIA	>30	PE ou AS BUILT	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	REGULAR	REGULAR	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Cachoeira I	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	DEFICIENTE	REGULAR	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Cumataú	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	REGULAR	REGULAR	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Caldeirão	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	PB ou parte PE	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Via Beijú	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	DEFICIENTE	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	PARCIALMENTE	INEXISTENTE
Sta Luzia	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	REGULAR	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Abóboras	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	DEFICIENTE	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	PARCIALMENTE	INEXISTENTE
S. Mamede	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	REGULAR	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	REGULAR	REGULAR	ATENDE	INEXISTENTE
Escovado	MÉDIO	TERRA	TR:500	MUITO BOA	>30	PB ou parte PE	DEFICIENTE	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Arcoverde	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	INSATISFATORIA	REGULAR	REGULAR	SATISFATORIO	SATISFATORIO	PARCIALMENTE	INEXISTENTE
Japi II	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	PB ou parte PE	REGULAR	REGULAR	REGULAR	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Tremendal	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	PB ou parte PE	DEFICIENTE	DEFICIENTE	REGULAR	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Sta. Inês	MÉDIO	TERRA	TR:500	REGULAR	15-30	INEXISTENTE	DEFICIENTE	DEFICIENTE	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Sabugi	MÉDIO	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	PE ou AS BUILT	REGULAR	DEFICIENTE	REGULAR	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE
Itans	GRANDE	TERRA	TR:500	MEDIOCRE	>30	INEXISTENTE	REGULAR	REGULAR	INSATISFATORIA	SATISFATORIO	SATISFATORIO	ATENDE	INEXISTENTE

Fig. 13 – Níveis de performance das barragens em cada PVF do IVB (Baima, 2015).

A Figura 14, além de apresentar a avaliação global de cada barragem em ordem decrescente de vulnerabilidade, inclui as pontuações parciais de cada uma das barragens e os coeficientes de ponderação (linha dos pesos).

Tabela de pontuações												
Opções	Global	VOLUME	TIPO	TR	FUNDAÇÃO	IDADE	PROJETO	VERTEDOR	TALUDES	ADUÇÃO	PERCOLAÇÃO	RECALQUES
Todo crítico	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
Via Beijú	36.79	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	57.14	57.14	100.00	-80.00
Abóboras	36.79	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	57.14	57.14	100.00	-80.00
Cocorobó	36.27	100.00	100.00	100.00	33.33	-42.86	0.00	57.14	100.00	0.00	60.00	-66.67
S. Mamede	34.82	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	0.00	57.14	100.00	-80.00
Caldeirão	30.39	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	50.00	57.14	100.00	100.00	-80.00
Arcoverde	28.07	0.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	100.00	0.00	0.00	100.00	-80.00
Sta. Inês	24.34	0.00	100.00	100.00	100.00	66.67	0.00	133.33	57.14	57.14	100.00	-80.00
Cachoeira I	23.11	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	57.14	0.00	100.00	-80.00
Sta Luzia	21.05	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	0.00	57.14	100.00	-80.00
Itans	19.29	43.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	0.00	0.00	100.00	-80.00
Tremendal	17.78	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	50.00	57.14	57.14	0.00	-80.00
Cumataú	16.37	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	133.33	0.00	0.00	100.00	-80.00
Escovado	11.01	0.00	100.00	100.00	100.00	-33.33	-42.86	50.00	57.14	57.14	100.00	-80.00
Sabugi	10.48	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	0.00	0.00	57.14	0.00	-80.00
Japi II	6.35	0.00	100.00	100.00	100.00	100.00	-42.86	50.00	0.00	0.00	0.00	-80.00
Todo neutro	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
Pesos:		0.0680	0.0570	0.0740	0.1190	0.0120	0.0110	0.1180	0.0820	0.0910	0.1190	0.1180

Fig. 14 – Avaliação global das barragens pelo IVB (Baima, 2015).

O gráfico tipo termômetro, Figura 15, possibilita uma visualização das distâncias de cada barragem às suas referências, os perfis “crítico” e “neutro”, determinadas pelos respectivos valores do IVB.

A Figura 16 apresenta a tabela de pontuações globais e escala termométrica para o IV_B. Pode-se constatar a existência de oito barragens acima do nível crítico, ou seja, estas podem ocasionar consequências a jusante acima do limiar de vulnerabilidade.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho pretendeu desenvolver e testar um modelo multicritério para a avaliação da vulnerabilidade de barragens, mais transparente e menos arbitrário, e que resolvesse o problema das ferramentas de classificação de risco já construídas, qual seja, a forma implícita e intuitiva de atribuição de pesos para a quantificação da performance das barragens.

O modelo multicritério desenvolvido baseou-se na metodologia MACBETH, sendo esta uma abordagem que se baseia nas preferências do decisor na construção do modelo quantitativo. Esta metodologia fez uso da árvore de pontos de vista, na estruturação do problema (construída a partir das respostas dos atores a um questionário realizado), que levou à identificação dos critérios e dos respectivos descritores de impacto, depois os restantes passos de construção do modelo (determinação das funções de valor, pesos dos critérios e avaliação das barragens).

Na fase de estruturação, a seleção dos PVFs, a partir dos elementos primários de avaliação proporcionou, sobretudo, a explicitação de algumas relações de dependência que poderiam afetar diretamente os resultados globais do modelo.

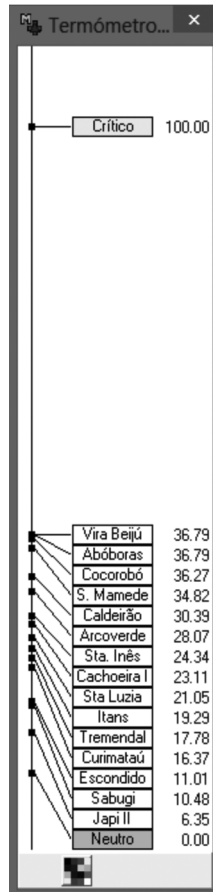


Fig. 15 – Resultados globais do modelo IVB numa escala termométrica (Baima, 2015).

No desenvolvimento do modelo, quando da construção dos descritores de impacto de alguns critérios, houve dificuldade em descrever de forma mais clara e inequívoca os respectivos níveis de impacto. Isto aconteceu por diversas razões, entre elas a necessidade de respeitar a generalidade do modelo, por dificuldade em obter informação, ou simplesmente por inexistência da mesma. Entre os critérios mais problemáticos incluem-se o PVF₄ (geologia da fundação), o PVF₁₁ (deformações e recalques) e o PVF₈ (taludes e paramentos), pois a impossibilidade de criar descritores mais precisos conduziu a algumas incertezas na atribuição dos níveis de impacto destes critérios.

Embora não seja inteiramente correto afirmar que os PVF₃ (cheia de projeto - TR) e PVF₄ (geologia da fundação) mantêm relação de dependência com o PVF₆ (documentação de projeto), os dois primeiros tiveram seus níveis de impacto diretamente influenciados pelo fato de não existirem ou não terem sido localizados os projetos de algumas barragens e tais informações não serem comumente disponibilizadas através das fichas técnicas das barragens.

A aplicação do IVB ao conjunto de 15 barragens selecionadas permitiu concluir que nenhuma se encontra acima do limiar de vulnerabilidade estabelecido, ou mesmo apresenta pontuação preocupante (próxima a atingir o nível crítico). Estes resultados, embora não possam ser diretamente comparados numericamente, guardam semelhança com aqueles obtidos no Quadro 2, segundo o qual todas as barragens avaliadas pela Resolução 143, apresentaram classificação de risco média. Este fato indica que o número de descritores utilizados na Resolução 143 poderá ser otimizado, se

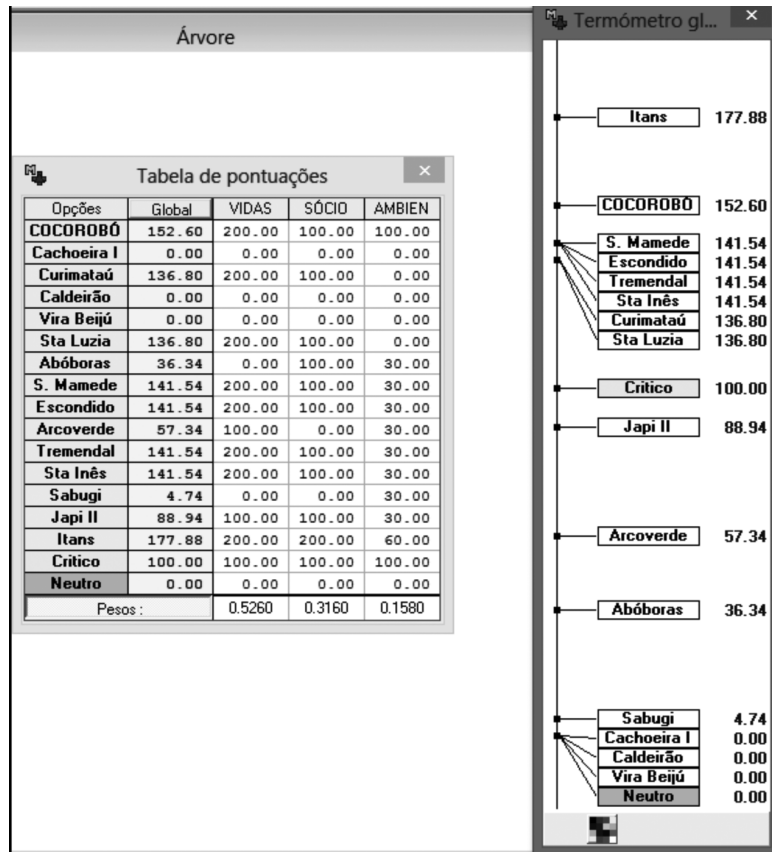


Fig. 16 – Tabela de pontuações globais e escala termométrica para o IVJ_B (Baima, 2015).

for considerado em sua reformulação que os mesmos devem obedecer às propriedades dos PVFs (consensualidade, operacionalidade, inteligibilidade e isolabilidade).

Quanto ao IVJ_B sua estruturação foi mais simples, devido ao menor número de PVFs associados, bem como ao suporte proporcionado pelas legislações consultadas para o estabelecimento dos níveis de impacto dos critérios.

Os resultados da aplicação do IVJ_B ao conjunto de 15 barragens, evidenciaram 8 barragens acima do nível crítico e 7 barragens entre o crítico e o neutro. Não se pode comparar diretamente estes resultados com os de dano potencial constantes no Quadro 2, entretanto, com base na tendência das legislações consultadas e no sentimento evidenciado pelos especialistas, os resultados do modelo sugerem que o cálculo do dano potencial pela Resolução 143 encontra-se sobrevalorizado. Este fato se deve, sobretudo, à relação de dependência existente entre o EPA₁₈ - volume e os demais EPAs para o cálculo do dano, e ainda devido aos níveis de impacto destes EPAs; por exemplo, os níveis estabelecidos para o EPA₁₉ - perda de vidas consideram também pessoas eventualmente transitando na região de jusante, e não são estabelecidos níveis de impacto baseados na densidade populacional; o EPA₂₀ - impacto ambiental é dicotômico (2 níveis de performance) e seus níveis são notadamente imprecisos.

Finalmente destaca-se a contribuição deste trabalho na área acadêmica, uma vez que reúne duas áreas de conhecimento: a segurança de barragens e a metodologia multicritério. Essa experiência mostrou que esta junção é possível e gera a contribuição do conhecimento científico e técnico, constituindo uma inovação na literatura da segurança de barragens.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Azevedo, J. (2001). *Aplicações da metodologia multicritério de apoio à decisão na seleção de centros de usinagem para uma central de usinagem*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Departamento de Engenharia de Produção, Florianópolis-SC.
- ANA (2012). *Resolução nº 91/2012*. Agência Nacional de Águas. Disponível em: <http://arquivos.ana.gov.br/resolucoes/2012/91-2012.pdf>. Acesso em: 21/04/2013.
- Baima, S.K.O. (2015). *Uma metodologia multicritério construtivista para a avaliação da vulnerabilidade de barragens e regiões a jusante*. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos), Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental, Fortaleza-CE. Disponível em: <http://www.posdeha.ufc.br/>
- Bana e Costa, C.A.; Meza, L.A.; Oliveira, M.D. (2013). *O método MACBETH e aplicação no Brasil*. *Engevista*, v. 15, n. 1, pp. 3-27.
- Bana e Costa, C.A.; De Corte, J.M.; Vansnick, J.C. (2012). *MACBETH*. *International Journal of Information Technology & Decision Making*, v.11, no.2.
- Bana e Costa, C.A.; Beinat, E. (2011). *Estruturação de Modelos de Análise Multicritério de Problemas de Decisão Pública*. In: S. Costa, P. Nijkamp, T.P. Dentinho (eds.), *Compêndio de economia regional*. Vol. II: Métodos e técnicas de análise regional, Cap. 20, pp. 611-645.
- Bana e Costa, C.A.; Vansnick, J.C. (1995). *Uma nova abordagem ao problema da construção de uma função de valor cardinal: MACBETH*. *Investigação Operacional*. v. 15, n. 1, pp. 15-35.
- Bana e Costa, C.A. (1993). *Processo de apoio à decisão: actores e acções; estruturação e avaliação*. Publicação do CESUR, nº 618, Lisboa, 34 p. Disponível em: <http://web.ist.utl.pt/carlosbana/bin/Processosdeapoioadecisao.pdf>.
- Bana e Costa, C.A. (1992). *Structuration, Construction et Exploitation d'un Modèle Multicritère d'Aide à la Décision*. Tese de Doutoramento em Engenharia de Sistemas. Universidade Técnica de Lisboa, IST, Lisboa.
- Baptista, M.L.P. (2009). *Abordagens de riscos em barragens de aterro*. Tese de Doutoramento, UTL (2008). LNEC. Lisboa, Portugal.
- Bortoluzzi, S.C.; Ensslin, S.R.; Ensslin, L. (2011). *Avaliação de desempenho multicritério como apoio à gestão de empresas: Aplicação em uma empresa de serviços*. *Gestão & Produção*, v. 18, n. 3, pp. 633-650.
- CNRH (2012). *Resolução nº 143/2012*. Conselho Nacional de Recursos Hídricos. Imprensa Nacional, Seção 1 do Diário Oficial da União de 4 de setembro de 2012. Disponível em: www.in.gov.br.
- Dias, L.M.C. (2000). *Informação imprecisa e os modelos multicritério de apoio à decisão*. Tese de Doutorado, Universidade de Coimbra, Faculdade de Economia.
- Ensslin, L.; Dutra, A.; Ensslin, S.R. (2000). *MCDAs: A constructivist approach to the management of human resources at a governmental agency*. *International Transactions in Operational Research*, no. 7, pp. 79-100.
- Ensslin, L.; Montibeller, G.N.; Noronha, S.M. (2001). *Apoio à Decisão – Metodologia para estruturação de problemas e avaliação multicritério de alternativas*. Florianópolis, Insular.

- Gallopin, G.C. (2006). *Linkages between vulnerability, resilience, and adaptive capacity*. Global Environmental Change, v. 16, no. 3, pp. 293-303.
- Matzenauer, H.B. (2003). *Uma metodologia multicritério construtivista de avaliação de alternativas para o planejamento de recursos hídricos de bacias hidrográficas*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Instituto de Pesquisas Hidráulicas.
- Rocha, M.C.S.P. (2011). *Métodos de classificação multicritério com classes parcialmente ordenadas*. Tese de Doutorado, Faculdade de Economia, Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Silva, M.B.F.A. (2012). *Formulação de um modelo de remoção de barragens sob um enfoque multicritério*. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos), Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Hidráulica e Ambiental. Disponível em: <http://www.posdeha.ufc.br/>
- Thomaz, J.P.C.F. (2005). *Apoio à tomada de decisão na avaliação do desempenho de pessoas: contributos para o processo de decisão militar em tempo de paz*. Tese de Doutorado, Universidade de Lisboa, IST, Lisboa.

UTILIZAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

The use of lateritic soils as road pavement material

Sónia Dutra*

Cecília Vale**

RESUMO – A utilização dos solos lateríticos por parte de empresas Europeias, concretamente das Portuguesas, está a ganhar nova importância, pois a necessidade de sustentabilidade no processo de internacionalização das mesmas impõe a procura de opções mais económicas e sustentáveis na construção civil que ofereçam vantagens competitivas através da diferenciação nos mercados onde atuam. A informação acerca dos materiais lateríticos encontra-se temporal e espacialmente dispersa, pelo que o presente artigo pretende agregar a informação mais relevante e divulgar a importância e a utilidade dos solos lateríticos como material de pavimentação.

SYNOPSIS – The use of lateritic soils by European companies, particularly the Portuguese ones, is gaining new importance, due to the need for sustainability in the companies' internationalization process, which requires the use of more economical and sustainable options in construction, providing competitive advantage through differentiation in the markets where those companies operate. The information on lateritic materials is temporally and spatially scattered, therefore this paper aims to compile the most relevant information on the subject and to highlight the importance of lateritic soils as road pavement material.

PALAVRAS CHAVE – Solos lateríticos, pavimentos rodoviários, especificações.

1 – INTRODUÇÃO

Segundo Viana da Fonseca (1988), os “solos residuais são aqueles que resultam da decomposição *in situ* das rochas que lhe são originárias”. Na decomposição referida, o intemperismo pode ser de origem química, física ou mecânica e biológica. No caso dos solos residuais tropicais, que existem apenas nos trópicos, os processos geomorfológicos de formação mais importantes são o químico e o físico, que se descrevem no Quadro 1.

Quanto à composição mineralógica, os solos residuais tropicais são constituídos por minerais argilosos, minerais silicatados, óxidos metálicos hidratados, quartzo e SiO₂, cuja proporção depende da intensidade do intemperismo e do avanço da degradação. O perfil destes solos consiste na existência de camadas horizontais distintas, mais ou menos paralelas à superfície, que geralmente estão mais degradadas à superfície, devido às intempéries.

Relativamente à distribuição geográfica dos solos residuais, há a referir que, nas zonas tropicais húmidas, estes materiais encontram-se em grandes extensões e até grandes profundidades, sendo o intemperismo químico o que mais influencia o processo de formação (Huat *et al.*, 2012).

* Mestre, Engenheira Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto, svm.dutra@gmail.com

** Professora Auxiliar, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto. cvale@fe.up.pt

Quadro 1 – Processos geomorfológicos de formação de solos residuais tropicais (adaptado de Huat *et al.*, 2012).

Zona morfoclimática	Temperatura média anual (°C)	Precipitação média anual (mm)	Importância relativa dos processos geomorfológicos
Tropical Húmida	20-30	>1500	Intemperismo químico elevado; intemperismo mecânico limitado; ativo e episódico movimento do maciço; taxas de corrosão moderadas a baixas.
Tropical Húmida-Seca	20-30	600-1500	Intemperismo químico ativo durante a estação húmida; intemperismo mecânico baixo a moderado; movimento do maciço bastante ativo; ação fluvial elevada durante a estação chuvosa; ação do vento normalmente mínima, mas localmente moderada na estação seca.
Tropical Semiárida	10-30	300-600	Intemperismo químico moderado a baixo; intemperismo mecânico localmente ativo, especialmente nas margens mais secas e frias; movimento do maciço localmente ativo mas esporádico; taxas de ação fluvial altas mas episódicas; ação do vento moderada a elevada.
Tropical Árida	10-30	0-300	Intemperismo mecânico elevado (em especial intemperismo com soluções salinas); intemperismo químico mínimo; movimento do maciço mínimo; taxas de atividade fluvial geralmente muito baixas mas esporadicamente altas; máxima ação do vento.

Assim, há acumulação destes materiais em camadas bastante espessas devido à intensa meteorização, acelerada pelas altas temperaturas e pela presença de água típica dos trópicos. A distribuição dos solos residuais tropicais encontra-se ilustrada na Figura 1.

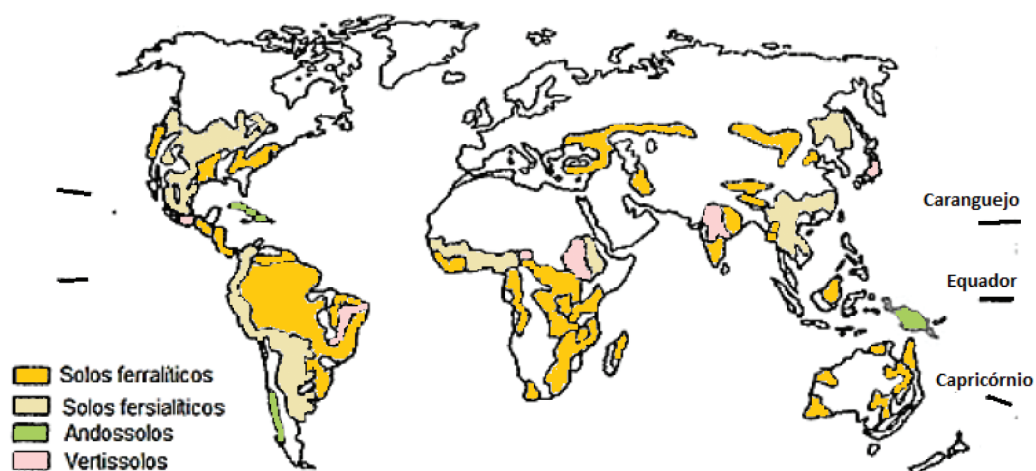


Fig. 1 – Distribuição geográfica dos solos residuais tropicais (adaptado de Huat *et al.*, 2012)

O termo laterite derivou do latim *later*, que significa tijolo, e a primeira menção a este termo surgiu na Índia, em 1807 (Bell, 1993). Trata-se de uma referência apenas com significado histórico, já que as laterites conhecidas não permitem fazer tijolos para construção. Atualmente, existem variadas definições de laterites, havendo, no entanto, consenso nessas definições acerca da sua cor

avermelhada, devido à presença de óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio. Alguns autores fazem ainda distinção entre laterites e solos lateríticos, referindo que estes apresentam uma menor concentração de óxidos (Amu *et al.*, 2011).

Quanto à distribuição geográfica, as laterites encontram-se em zonas tropicais, surgindo principalmente na Guiné, Angola, Moçambique e Índia, estando também registadas muitas ocorrências no Brasil e Austrália.

Neste artigo faz-se uma síntese da informação relativa a laterites de modo a divulgar a importância da sua utilização como material de pavimentação. Informação detalhada acerca deste tipo de solo residual tropical pode ser consultada em Dutra (2014), que inclui uma base de dados com indicação de várias referências bibliográficas sobre solos residuais.

2 – ENSAIOS PARA AVALIAÇÃO FÍSICA E MECÂNICA DE SOLOS RESIDUAIS

Não é fácil caracterizar as propriedades dos solos residuais em laboratório, pelo facto de serem solos difíceis de amostrar, daí que as propriedades destes materiais são normalmente determinadas *in situ*. Os ensaios de caracterização de solos residuais tropicais mais comuns são os conhecidos SPT, CPT, VST, PMT, CBR *in situ* e PLT (Cook e Newill, 1988). Ainda segundo estes autores, as amostras devem ser conservadas e estudadas no estado natural do solo, sem este ter sido remexido. A Metodologia MCT (Miniatura, Compactado e Tropical) tem-se também revelado muito útil para identificar solos com comportamento laterítico.

2.1 – Recolha e preparação de amostras

Devido à heterogeneidade e à anisotropia dos solos residuais tropicais, é importante definir convenientemente o plano de amostragem para que este seja representativo do local em estudo. Para além disso, a Mecânica dos Solos Clássica não é completamente aplicável a este tipo de solos; alguns ensaios clássicos, na sua forma convencional, podem conduzir a resultados não fiáveis, havendo necessidade, em alguns casos, de fazer ajustes aos ensaios clássicos. As amostras devem ser fechadas em recipientes de vidro ou plástico, sacos de plástico ou latas. A estrutura do solo, índice de vazios, interligação entre partículas e teor em água devem ser preservados, pois algumas dessas propriedades, nos solos residuais tropicais, são muito variáveis. Por exemplo, a variabilidade do índice de vazios deste tipo de solo pode conduzir a resultados da resistência ao corte e da permeabilidade relativamente distintos. Refere-se ainda que é importante secar o menos possível as amostras de solos residuais tropicais, pois este processo pode implicar a alteração da estrutura do solo (Huat *et al.*, 2012).

2.2 – Ensaios

Na determinação do teor em água do solo, Huat *et al.* (2012) referem que Fookes sugere que se realizem ensaios laboratoriais comparativos em amostras duplicadas, medindo o teor em água na secagem até que não haja perda de massa, pois alguns solos residuais tropicais podem conter água cristalizada na sua estrutura mineral, que se liberta para temperaturas entre 105°C e 110°C. Este procedimento pretende ser uma forma de identificar este tipo de água, que faz parte das partículas sólidas, e que não deve ser contabilizado no teor em água.

Existe ainda a sugestão da realização do ensaio de retração em laboratório, já que os solos residuais tropicais tendem a alterar consideravelmente o seu volume aquando da molhagem ou secagem. Ao determinar-se a densidade das partículas, o teor em água do solo deve ser conservado e não deve ser realizado nenhum pré-tratamento, de modo a obter-se valores corretos.

É também importante medir a sucção matricial por ter muita influência na estabilidade da estrutura, na condutividade hidráulica, na resistência ao corte, na rigidez e na variação de volume, tendo-se verificado a existência de resistência adicional ao corte nos solos não saturados devido à sucção (Huat *et al.*, 2012). Esta sucção pode ser medida em laboratório pelo método do papel filtro.

No Quadro 2, indicam-se os ensaios necessários para a classificação MCT, assim como a sua finalidade e os parâmetros medidos.

Quadro 2 – Ensaios realizados para classificação MCT (adaptado de Bastos *et al.*, 2008).

Ensaio/Referência	Finalidade	Parâmetros
Compactação miniatura (mini-Proctor) DNER-ME 228/94	Definir os parâmetros de compactação: teor em água ótimo e peso específico seco máximo	$w_{ótimo}$ (%) e γ_{dmax} (kN/m ³)
Compactação mini-MCV* DNER-ME 258/94	Definir os índices para a classificação MCT	Índices c' , d' e e'
Perda de massa por imersão* DNER-ME 256/94	Definir os índices para a classificação MCT	Perda de massa por imersão (Pi em %)
Mini-CBR e expansão DNER-ME 254/97	Avaliar a capacidade de suporte e o potencial de expansão	Índice mini-CBR (em %) e Índice RIS** (em %)
Contração por secagem ao ar Nogami e Villibor (1995)	Avaliar o potencial de contração por secagem	Contração por secagem (em %)
Infiltrabilidade Nogami e Villibor (1995)	Avaliar a velocidade de ascensão capilar	Coefficiente de sorção (em cm/min ^{1/2})

* Ensaios destinados à classificação MCT do solo.

** O índice RIS representa o inverso da perda percentual de capacidade de suporte (pelo mini-CBR) com a imersão.

Relativamente aos ensaios a realizar *in situ*, refere-se que a distância entre furos de sondagem deve ser pequena, de modo a confirmar o local dos depósitos e espessura (Amu *et al.*, 2011). A revisão bibliográfica realizada indica que: i) o valor $(N_1)_{60}$ correspondente ao SPT é geralmente maior nos solos lateríticos; ii) o CPTU tem pouca aplicação em solos não saturados; iii) há dificuldade de interpretação do PLT nos solos cimentados (Huat *et al.*, 2012). Quanto à sucção matricial, esta pode ser medida *in situ* com tensiómetros.

3 – CARACTERIZAÇÃO DE LATERITES

3.1 – Caracterização física

Na década de 60 do século passado, a classificação litológica dos materiais lateríticos, baseada na cor, dimensão das partículas, grau de concreção e dureza das partículas, era a classificação mais corrente em geotecnia (MOPU, 1959). No entanto, com o evoluir do conhecimento verificou-se que estes aspetos macroscópicos não são suficientes para classificar os materiais lateríticos. Assim, novos parâmetros de caracterização, tais como a expansibilidade e a petrificação, foram introduzidos para uma melhor caracterização destes materiais.

Em termos granulométricos, as laterites apresentam normalmente uma curva muito bem graduada, contendo desde argila a cascalho e até partículas maiores (Bell, 1993).

3.2 – Caracterização mineralógica e físico-química

Uma das condições mineralógicas dos solos lateríticos é a cimentação, que confere estabilidade aos microagregados pela diminuição do volume de vazios, originado pelas fraturas provocadas pelo intemperismo (Martinez, 2003). A cimentação dos solos lateríticos também influencia a compactação, a sucção e o ângulo de atrito. Os solos lateríticos tendem a ser ácidos devido à concentração dos sesquióxidos de ferro e alumínio.

Em geotecnia, a relação molecular $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$ é considerada a mais apropriada para classificação físico-química, permitindo distinguir o solo de laterite, do solo laterítico e do solo não laterítico (Quadro 3). Deve salientar-se que esta relação é apenas complementar, não sendo admitida como conclusiva. Segundo Autret (1983), vários autores recomendam ainda uma caracterização baseada nos processos pedogénicos.

Quadro 3 – Classificação físico-química baseada na relação molecular (MOPU, 1959).

Tipo	Relação $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$
Solo de laterite	<1,33
Solo laterítico	>1,33; <2,00
Solo não laterítico	>2,00

3.3 – Caracterização mecânica

Como referido anteriormente, o clima tem um papel decisivo na saturação do solo. Os solos residuais estão normalmente situados acima do lençol freático, daí que não seja comum estarem saturados e, portanto, as pressões neutras negativas desempenham um papel fundamental no seu comportamento mecânico. É de referir que o volume dos solos lateríticos, as suas propriedades hidráulicas e a sua resistência ao corte variam face às variações climáticas. Apresenta-se, de seguida, alguns aspetos do comportamento mecânico dos solos lateríticos, relativos a características não só intrínsecas do material, como a resistência e dureza, mas também a características extrínsecas, como a compactação.

3.3.1 – Resistência ao corte e dureza

Alguns autores afirmam que a resistência ao corte dos solos depende do arranjo das partículas e da cimentação natural dos mesmos (Martinez, 2003). Assim, os ensaios mais utilizados para avaliar a resistência ao corte são os ensaios triaxiais, o CPT, o SPT, os ensaios de corte direto e os ensaios de carga.

Quanto à dureza, as partículas concrecionadas são classificadas como concreções brandas ou duras (MOPU, 1959). As primeiras, ao contrário das concreções duras, desfazem-se por pressão entre os dedos. Segundo Bell (1993), o endurecimento das laterites quando expostas ao ar pode ser devido a uma alteração na hidratação dos óxidos presentes.

3.3.2 – Compressibilidade e sucção

A compressibilidade é a capacidade de um solo se deformar, com diminuição de volume, se submetido a uma força de compressão. Para se avaliar a compressibilidade, realizam-se ensaios edométricos com controlo de sucção (Martinez, 2003). Refere-se que a cimentação típica dos solos lateríticos tende a restringir a compressibilidade.

Quando o solo se encontra não saturado, a pressão da água é igual ou inferior à pressão atmosférica, designando-se sucção. Esta depende da granulometria, estrutura, mineralogia do solo, assim como das trajetórias de molhagem e secagem e pode ser matricial ou osmótica (Martinez, 2003). A sucção matricial é referente à matriz do solo e suas propriedades físicas, sendo uma das componentes do potencial hidráulico do solo não saturado. É devida à ação das forças capilares e de adsorção que surgem da interação da água e das partículas minerais constituintes do solo (Soto, 2004). É uma variável da tensão necessária para definir o estado de tensão nos solos não saturados. Segundo Soto (2004), Jiménez Salas (1993a, b) afirma que a sucção osmótica resulta de os sais em dissolução na água dos poros exercerem uma sucção osmótica para que a água do solo chegue ao estado padrão (água pura).

Segundo Huat *et al.* (2012), é importante ter em conta a influência da sucção matricial na resistência ao corte e na permeabilidade do solo, assim como a sua influência na tensão efetiva.

3.3.3 – Expansibilidade, plasticidade, atividade e limites de consistência

Apesar das laterites e dos solos lateríticos terem normalmente baixa expansibilidade (visto que a humidade tem grande influência na variação de volume dos solos), é importante realizar ensaios que determinem o potencial de expansão. De forma geral, a atividade dos solos lateríticos é normalmente muito baixa. Dado que a parte ativa do solo é a principal causa da expansão, é importante determinar a fração argilosa (MOPU, 1959).

Quanto à plasticidade das laterites, esta varia de baixa a média (MOPU, 1959). Ensaios descritos em MOPU (1959) permitiram concluir que quanto maior for a temperatura de secagem, menores serão os valores do limite de liquidez e os valores do índice de plasticidade e que, quando a secagem é realizada à temperatura ambiente, os resultados não são inferiores aos da secagem feita em estufa. Foi ainda concluído, neste estudo, que a remoldagem tem grande influência nos valores dos limites de consistência.

3.3.4 – Compactação

Relativamente à compactação, Blight e Leong (2012) referem a importância da rocha-mãe, pois para as especificações de compactação serem cumpridas, é necessário conhecer a dimensão das partículas, a coesão, e outros aspetos importantes do solo que estão ligados à rocha da qual derivaram as laterites. Estes autores afirmam também que a maioria das tecnologias de compactação aplicadas a solos transportados se pode aplicar a solos residuais. Os solos lateríticos que não estão demasiado compactados são os que apresentam bom comportamento mecânico, já que a compactação em demasia conduz à desagregação da estrutura natural do terreno. A compactação excessiva do solo pode dever-se à existência de um teor de água superior ao ótimo durante a compactação ou devido à destruição das partículas grossas por ação mecânica. No entanto, estes efeitos não são exclusivos dos solos lateríticos (MOPU, 1959). Refere-se que alguns autores e engenheiros civis com experiência com solos lateríticos afirmam que a compactação deve ser realizada com o teor em água acima do ótimo neste tipo de solos.

Em síntese, no Quadro 4, apresentam-se as características correntes das laterites. Como se pode constatar pela sua análise, as laterites apresentam normalmente um teor em água, assim como os limites de plasticidade e liquidez, baixos a médios. Verifica-se ainda que algumas laterites apresentam mais argila do que outras, apesar de a atividade da fração argilosa ser quase sempre baixa, como indicado em 3.3.3. Foi também já referido que as laterites são solos cimentados, pelo que os valores de coesão e de ângulo de atrito são elevados, enquanto que a compressibilidade é muito baixa e a resistência à compressão pode atingir valores bastante altos.

Quadro 4 – Características comuns das laterites (Bell, 1993).

Propriedade	Valores correntes
Teor em água (%)	10-49
Limite de liquidez (%)	33-90
Limite de plasticidade (%)	13-31
Fração argilosa (%)	15-45
Peso volúmico seco (kN/m ³)	15,2-17,3
Coesão, c_u (kPa)	466-782
Ângulo de atrito interno, ϕ_u (°)	28-35
Resistência à compressão não confinada (kPa)	220-825
Índice de compressibilidade	0,0186
Coefficiente de consolidação (m ² /ano)	262
Módulo de Young (kPa)	$5,63 \times 10^4$

4 – APLICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

4.1 – Tipologia de pavimentos

O pavimento rodoviário é um sistema multiestratificado, ou seja, é uma estrutura composta por várias camadas de espessura finita, apoiada numa fundação. Esta estrutura tem como funções principais: i) resistir às solicitações induzidas pelo tráfego e pela temperatura, durante a vida útil do pavimento; ii) fornecer uma superfície que possibilite a circulação dos veículos com garantia de segurança, conforto e sustentabilidade económica e ambiental. A forma como um pavimento flexível responde funcional e estruturalmente depende muito da sua estrutura geométrica e mecânica, isto é, depende do número, da espessura e das características materiais das camadas constituintes, bem como das características da fundação que o suporta. Quanto à tipologia, os pavimentos classificam-se genericamente em flexíveis, rígidos e semirrígidos, existindo ainda os pavimentos constituídos por blocos. As camadas do pavimento devem dispor de qualidade e resistência decrescente, da superfície para o interior do pavimento. Note-se que cabe a cada camada a função de suportar a camada sobrejacente.

Neste artigo pretende abordar-se a questão da utilização de solos lateríticos em pavimentos flexíveis, estruturas constituídas por camadas de desgaste, de regularização, de base e de sub-base apoiadas sobre o leito da fundação. Nos pavimentos flexíveis, as laterites são utilizadas essencialmente como material granular das camadas de base e de sub-base, sendo usual a utilização de seixos lateríticos. Ainda sobre esta tipologia de pavimentos, estes podem ser ou não revestidos. No caso de pavimentos não revestidos não está garantida a impermeabilização das camadas granulares de base e de sub-base dada a inexistência de camadas betuminosas superficiais. Esta situação é particularmente nefasta quando se utilizam solos lateríticos, dado que estes são muito sensíveis a variações do teor em água, como referido anteriormente.

4.2 – Especificações de utilização de laterites em pavimentos flexíveis

O *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux* (CEBTP, 1984) refere a utilização de seixos lateríticos naturais em camadas de sub-base e de base, para além dos princípios base do dimensionamento. Ainda para a camada de sub-base, este documento menciona os seixos lateríticos tratados com cimento ou com cal.

O *Manuel sur les Routes dans les Zones Tropicales et Désertiques* (BCEOM, 1975) contém quadros síntese, com algumas normas de utilização de laterites africanas em pavimentos (Autret, 1983), que se apresentam nos Quadros 5 a 7.

Quadro 5 – Normas de utilização de laterites africanas em pavimentos (Autret, 1983).

	Senegal	Costa do Marfim
% Passados #2	60	30-65
% Passados #0,08	20-35	16-30
Índice de plasticidade	10-25	15-28

Quadro 6 – Normas de utilização de laterites africanas em camadas de sub-base de pavimentos revestidos (Autret, 1983).

	Costa do Marfim	Moçambique	África do Sul	Rodésia do Sul	Rodésia do Norte
Índice de plasticidade	20	12	-	18	25
Índice CBR	30	45	-	-	-
% de finos	20	50	-	-	-

Quadro 7 – Normas de utilização de laterites africanas em camadas de base de pavimentos revestidos (Autret, 1983).

	Costa do Marfim	Moçambique	África do Sul	Rodésia do Sul	Rodésia do Norte
Índice de plasticidade	12	-	8	6	10
Índice CBR	60 (para 95% OPM)	67	75	-	-
% de finos	15	25	-	-	20
Limite de liquidez	-	-	30	-	-
Contração linear	-	-	4%	-	-
Expansão máxima para OPM	-	-	0,5%	-	-

* OPM - teor em água ótimo do Ensaio Proctor Modificado.

O *Manual de Pavimentação* do DNIT (2006), apesar de não ser um manual específico para laterites, faz referência aos materiais lateríticos e à metodologia MCT. A Norma DNIT 098/2007 apresenta uma especificação de serviço para camadas de base de solo laterítico. Esta norma

sistematiza a execução da camada de base com material laterítico, e estabelece requisitos para o material, equipamento, execução da base, manejo ambiental, e ainda inspeção e critérios de medição.

Mais recentemente, na *Specification 504 – Asphalt Wearing Course* (MRWA, 2012) da *MAIN ROADS Western Australia* é descrita a utilização de vários tipos de asfalto em camadas de desgaste de pavimentos, que consideram misturas granulares com laterites, assim como algumas recomendações para a sua aplicação.

4.3 – Estabilização de laterites para aplicação em pavimentos flexíveis

A estabilização dos solos é usada para melhorar e estabilizar as características dos mesmos, podendo considerar-se a estabilização mecânica e a estabilização química, sendo a primeira conseguida pela estabilização granulométrica ou pela compactação.

De seguida, descrevem-se alguns dos tipos de estabilização química mais utilizados na área da pavimentação, assim como técnicas mais recentes de melhoria de solos.

4.3.1 – Estabilização com cal

A estabilização com cal pertence à categoria da estabilização química, e trata-se de um dos processos mais antigos de estabilização de solos, que pode ser aplicado tanto em materiais para sub-bases como para bases de pavimento. Refere-se que são a cal hidratada e a dolomite as mais utilizadas normalmente, já que a cal viva é mais perigosa de utilizar (Amu *et al.*, 2011). Para além de melhorar a resistência, o uso da cal melhora a trabalhabilidade do solo, reduz o potencial de expansão e também a plasticidade, melhorias que são não só imediatas, como permanecem a longo prazo.

Relativamente à percentagem de cal a considerar, Amu *et al.* (2011) realizaram ensaios de resistência em três amostras de um solo laterítico, usando percentagens de cal de 0 a 10%, com o intuito de estudar a sua estabilização com cal. Em duas das amostras, a adição de cal fez com que diminuísse o potencial de expansão, já que esta adição diminui o volume de vazios. Os ensaios de compactação realizados sobre laterites estabilizadas com cal mostraram que o teor em água ótimo é tanto maior quanto maior for a percentagem de cal utilizada, o que pode ser explicado pela quantidade de água adicional necessária para que se deem as reações pozolánicas entre o solo e a cal, que conduzem à estabilização do material. Assim, a percentagem ideal de cal foi definida quando se atingiu o peso específico máximo. Também se constatou, no referido estudo, que os valores do CBR são máximos quando se atinge a percentagem ótima de cal. Amu *et al.* (2011) referem ainda que, para cada tipo de solo existente, existe uma percentagem ótima de cal que deve ser utilizada na sua estabilização: para a maioria dos solos finos e dependendo do seu peso seco, essa percentagem é de 3 a 10%. Neste estudo, verificou-se também que quanto maior o índice de plasticidade do solo laterítico, maior será a diferença entre os valores do CBR do solo não saturado e os valores do CBR do solo saturado, sendo essa diferença bastante superior se o solo não estiver estabilizado, devido à água poder percolar pelos vazios que ainda não estão preenchidos. Foi ainda realizado um ensaio triaxial não drenado e não consolidado, que confirmou que o uso de cal aumenta a resistência ao corte e diminui o ângulo de atrito.

4.3.2 – Estabilização com cimento

Outra técnica de estabilização química dos solos lateríticos é a utilização de cimento. O solo-cimento é obtido misturando cimento com solo e uma certa quantidade de água é adicionada, de modo a ocorrer o processo de hidratação que leva à cimentação. Posteriormente, ocorre a troca de cátions e reações

pozolânicas, que fazem com que a resistência do solo aumente com o tempo. Quando os solos lateríticos podem ser tratados com cimento, deve-se respeitar uma granulometria e plasticidade específicas, no entanto, refere-se que este tipo de estabilização pode tornar-se inviável economicamente, caso não se consiga respeitar a plasticidade exigida, pois isso implica utilizar grandes quantidades de cimento.

Os resultados dos ensaios descritos em MOPU (1959) mostraram que, mesmo considerando-se baixas percentagens de cimento, pode obter-se material com boa resistência, e que a redução da resistência, aquando da imersão em água, é inferior nos solos lateríticos. Jaritngam *et al.* (2012) realizaram também investigações com solo-cimento, concluindo que o custo do mesmo é inferior em cerca de 48% ao custo da brita, e que as suas propriedades físicas são influenciadas pelo tipo de solo, quantidade de cimento, quantidade de água, mistura, tempo de cura e compactação. O estudo de Jaritngam *et al.* (2012) confirmou ainda que é apenas necessário 3% de cimento para estabilizar solo-cimento laterítico, o que se traduz em menores custos e menor impacte ambiental. Este material surge então como alternativa sustentável e é apropriado na utilização em camadas de base, já que tem uma elevada resistência ao corte.

4.3.3 – Precipitação de calcite por atividade microbiana (MICP)

Este tipo de melhoramento do solo surgiu recentemente como uma alternativa sustentável, já que a cal, o cimento e outros químicos utilizados para estabilização podem contaminar os solos e as águas subterrâneas, ao contrário deste processo biológico.

O tratamento MICP é conseguido devido à biocimentação, que consiste em utilizar bactérias para hidrolisar ureia, resultando iões de carbonato que reagem com uma solução rica em cálcio para dar origem a carbonato de cálcio (calcite), que por sua vez liga as partículas do solo, e reduz a condutividade hidráulica, o que resulta no preenchimento dos vazios e, portanto, no aumento da resistência e rigidez do solo (Cheng *et al.*, 2014). Continuam a ser estudados diversos micro-organismos, para se identificar o mais eficiente para este tipo de estabilização.

Ensaio realizados em solos residuais tropicais melhorados através desta técnica mostraram que esta é eficaz, podendo-se aumentar a resistência ao corte, sendo esse aumento tanto maior quanto maior for a densidade do solo, e diminuindo a condutividade hidráulica em solos residuais, cerca de 50% em média (Soon *et al.*, 2013). Os resultados também sugeriram que a MICP foi desencadeada por microrganismos, mais especificamente por bactérias *bacillus megaterium*, que habitam naturalmente no solo.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os solos residuais tropicais, que resultam de meteorização avançada, são solos peculiares, de características únicas, o que torna a sua utilização em engenharia civil, em particular nos pavimentos, exigente.

As laterites possuem um pH ácido devido à presença de óxidos e hidróxidos de ferro e apresentam, normalmente, uma curva granulométrica muito bem graduada. A cimentação, condição mineralógica das laterites, restringe a sua compressibilidade. Assim, estes materiais geralmente têm baixa expansibilidade, plasticidade e atividade. É ainda de referir a importância da sucção neste tipo de solos, já que a maioria das laterites se encontra não saturada ou parcialmente saturada, o que influencia na resistência ao corte e na permeabilidade, devendo-se o seu comportamento único às pressões negativas.

De modo a classificar as laterites, têm surgido diversas classificações, sendo a mais utilizada a baseada na relação molecular $\text{SiO}_2/\text{R}_2\text{O}_3$. No entanto, a Metodologia MCT e o ensaio do azul-de-metileno são a melhor forma de identificação de solos com comportamento laterítico.

Ao realizar a pesquisa acerca de laterites de África, do Brasil, e da Índia, verificou-se que as laterites apresentam características muito diversificadas, apesar de apresentarem algumas características comuns, tais como, baixa atividade da fração argilosa, cimentação das partículas constituintes do solo e elevados valores de coesão e ângulo de atrito.

O trabalho de investigação realizado permitiu verificar que há falta de especificações para ensaio e para aplicação de laterites, existindo apenas algumas referências a estes solos, em algumas normas ou manuais, referências insuficientes para lidar com estes solos tão peculiares, dado que não exibem um comportamento que possibilite a aplicação direta da mecânica dos solos clássica de forma correta.

A utilização das laterites em pavimentos parece ser uma alternativa económica e sustentável, para as camadas de sub-base e de base do pavimento. Refere-se a necessidade de registar e estudar os casos de rotura que ocorrem com laterites, de modo a haver melhor compreensão do seu comportamento para que seja mais fácil evitar estes acidentes, prevenindo consequências económicas drásticas e perdas humanas. Os casos já registados apontam para a drenagem inadequada e para o não cumprimento das especificações como causas principais.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Professor Doutor António Campos e Matos, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, à Doutora Ana Cristina Freire do Laboratório Nacional de Engenharia Civil e ao Professor Doutor Américo Dimande da Universidade Eduardo Mondlane, Moçambique, pela disponibilização de documentos e informações relevantes para o trabalho apresentado.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Amu, O.O.; Bamisaye, O.F.; Komolafe, I.A. (2011). *The Suitability and Lime Stabilization Requirement of Some Lateritic Soil Samples as Pavement*. Int. J. Pure Appl. Sci. Technol., 2(1), pp. 29-46. ISSN 2229 - 6107. Disponível em: www.ijopaasat.in.
- Autret, P. (1983). *Latérites et graveleux latéritiques*. ISTED - LCPC. Paris, França.
- Bastos, C.A.B.; Schmitt, L.A.; Vasconcellos, S.M.; Rabassa, C.M.; Souza, E.W. (2008). *Propriedades geotécnicas de um solo arenoso fino laterítico de barreira litorânea na Planície Costeira Sul do Rio Grande do Sul*. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n.12, p.59-67. Editora Dunas. http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art6_N12.pdf. ISSN 1677-3047.
- BCEOM (1975). *Manuel sur les Routes dans les Zones Tropicales et Désertiques*. Bureau central d'études pour les équipements d'outre-mer. França. Paris: Ministère de la Coopération.
- Bell, F.G. (1993). *Engineering Geology*. 1ª ed. Department of Geology and Applied Geology University of Natal, Durban, South Africa: Blackwell Scientific Publications. ISBN-10: 0632032235, ISBN-13: 978-0632032235.
- Blight, G.E.; Leong, E.C. (2012). *Mechanics of Residual Soils*. 2ª ed. Leiden: CRC Press / A.A.Balkema. ISBN 9780415621205.
- CEBTP (1984). *Guide Pratique de Dimensionnement des Chaussées pour les Pays Tropicaux*. Centre Expérimental de Recherches et d'Études du Bâtiment et des Travaux Publics. França: Ministère des Relations Extérieures Coopération et Développement.

- Cheng, L.; Shahin, M.A.; Cord-Ruwisch, R.; Addis, M.; Haranto, T.; Elms, C. (2014). *Soil Stabilisation by Microbial-Induced Calcite Precipitation (MICP): Investigation into Some Physical and Environmental Aspects*. In: 7th International Congress on Environmental Geotechnics. Melbourne, Australia: Murdoch University and Curtin University. Disponível em: http://researchrepository.murdoch.edu.au/25303/1/soil_stabilisation_by_microbial_induced_calcium_carbonate_precipitation.pdf
- Cook, J.R.; Newill, D. (1988). *The field description and identification of tropical residual soils*. Proc. 2nd Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Soils. Singapura: A.A.Balkema. pp. 3-10.
- DNER-ME 228/94 (1994). *Solos – compactação em equipamento miniatura*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 14p.
- DNER-ME 256/94 (1994). *Solos compactados com equipamento miniatura - determinação da perda de massa por imersão*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 6p.
- DNER-ME 258/94 (1994). *Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-MCV*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 14p.
- DNER-ME 254/97 (1997). *Solos compactados em equipamento miniatura - Mini-CBR e expansão*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro. 14p.
- DNIT IPR-719 (2006). *Manual de Pavimentação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias Rio de Janeiro. 278p.
- DNIT 098/2007–ES (2007). *Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de serviço*. IPR - Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Rio de Janeiro. 7p.
- Dutra, S.V.M. (2014). *Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de Mestrado.
- Huat, B.B.K.; Toll, D.G.; Prasad, A. (2012). *Handbook of Tropical Residual Soils Engineering*. Leiden: C.R.C.Press/Balkema. ISBN 9780415457316.
- Jaritngam, S.; Somchainuek, O.; Taneerananon, P. (2012). *An Investigation of Lateritic Soil Cement for Sustainable Pavements*. Indian Journal of Science & Technology. Vol. 5, Issue 11, pp. 3603-3606. Disponível em: <http://www.indjst.org/index.php/indjst/article/view/30647/26544> . ISSN:0974-6846.
- Jiménez Salas, J.A. (1993a). *Hacia una mecánica de suelos no saturada*. Revista Ingeniería Civil, Vol. 88, 1ª parte, pp. 145-164.
- Jiménez Salas, J.A. (1993b). *Hacia una mecánica de suelos no saturada*. Revista Ingeniería Civil, Vol. 90, 2ª parte, pp. 77-92.
- Martinez, G. (2003). *Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras*. Rio Grande do Sul: Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Tese de Doutorado. 291p.
- MOPU (1959). *As Laterites do Ultramar Português*. Ministério das Obras Públicas e do Ultramar Lisboa: Lab. Nacional de Eng.Civil, Lab. de Eng. de Angola (Luanda), Lab. de Ensaios de Materiais e Mecânica dos Solos (Lourenço Marques). Memória.

- MRWA Specification 504 (2012). *Asphalt Wearing Course*. MAIN ROADS Western Australia Australia. Document 04/10112, Issue 14/02/13. Disponível em:
<https://www.mainroads.wa.gov.au/Documents/Specification%20504%20Asphalt%20Wearing%20Course%2014%20Feb%202013.RCN-D13%5E2356947.PDF>
- Nogami, J.S.; Villibor, D.F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. São Paulo: Editora Vilibor. p.213.
- Soon, N.W.; Lee, L.M.; Khun, T.C.; Ling, H.S. (2013). *Improvements in Engineering Properties of Soils through Microbial-Induced Calcite Precipitation*. KSCE Journal of Civil Engineering. Volume 17, Issue 4, pp 718-728.
- Soto, M. (2004). *Comparação entre métodos de imposição e de controlo de sucção em ensaios com solos não saturados*. São Carlos: Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Tese de Doutorado.
- Viana da Fonseca, A. (1988). *Caracterização geotécnica de um solo residual do granito da região do Porto*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Dissertação de Mestrado.

COMPORTAMENTO DE MISTURAS DE SOLO-BENTONITA E SOLO-CIMENTO-BENTONITA PARA A APLICAÇÃO EM BARREIRAS DE CONTENÇÃO DE CONTAMINANTES

Behavior of soil-bentonite and soil-cement-bentonite mixes for use in vertical cutoff walls

Karla Salvagni Heineck*

Lidiane Ibeiro**

Rafael Menna Barreto Azambuja***

RESUMO – Barreiras verticais de contenção de contaminantes constituem atualmente uma solução rápida e eficaz na solução de problemas geotécnicos ambientais de contenção de contaminações subsuperficiais. Com o objetivo de estudar o comportamento de materiais de preenchimento para estas barreiras, ensaios triaxiais convencionais adensados não drenados (CIU) e ensaios de condutividade hidráulica foram realizados em misturas de solo-bentonita (SB) e solo-cimento-bentonita (SCB). Foram analisados diferentes fatores água-cimento, teores de umidade e tensões confinantes, assim como três valores distintos de teor de bentonita nas amostras de SCB e dois teores de bentonita para as amostras de SB. A análise global dos resultados permitiu identificar as alterações provocadas no comportamento mecânico e condutividade hidráulica, mediante a variação dos parâmetros citados. Os ensaios CIU indicaram que, para um mesmo teor de bentonita, a diminuição do fator água-cimento ocasionou um aumento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento do material. Para um fator $a/c=6$, o aumento do teor de bentonita também ocasionou um aumento nos parâmetros de resistência do material. A condutividade hidráulica das misturas de SB apresentou valores inferiores em relação às misturas de SCB.

SYNOPSIS – Vertical cutoff walls are a quick and effective solution in solving geotechnical and environmental problems concerning containment of subsurface contamination. With the objective of studying the behaviour of materials suitable to use as a fill for these barriers, undrained triaxial tests (CIU) and hydraulic conductivity tests were carried out in soil-bentonite (SB) and soil-cement-bentonite (SCB) mixtures. Different water-cement ratios, water contents and confining pressures were analysed, as well as three different bentonite contents for SCB mixes and two for SB mixes. The global analysis of the results allowed identifying changes in mechanical behaviour and hydraulic conductivity due to parameter variation. The results of the CIU tests indicated that for the same bentonite content, decreasing the water/cement ratio resulted in an increase in material strength parameters. For a w/c ratio of six, increasing the bentonite content also caused an increase in material strength parameters. Results of hydraulic conductivity tests revealed that SCB mixes had higher hydraulic conductivity than SB mixes.

PALAVRAS CHAVE – Ensaios triaxiais, barreiras, SCB, condutividade hidráulica.

* Professor Associado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil E-mail: karla@ppgec.ufrgs.br

** Aluna de doutorado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil E-mail: lidi249@hotmail.com

*** Ex-aluno de mestrado, Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

1 – INTRODUÇÃO

Desde a década de 40, as *slurry walls*, ou barreiras verticais de contenção, têm sido empregadas com o objetivo de confinar o lençol freático. A partir dos anos 70, essas barreiras começaram a ser aplicadas na geotecnia ambiental, com o propósito do confinamento do lençol freático contaminado. É uma técnica que tem sido largamente utilizada na Europa e nos Estados Unidos, substituindo outros processos construtivos consagrados de barreiras de contenção (paredes diafragma, estacas prancha, etc.) devido, essencialmente, a maior rapidez na construção e ao seu menor custo (Xanthakos, 1979; LaGrega *et al.*, 1994).

As barreiras têm a finalidade de evitar a contaminação do lençol freático ou de áreas específicas através de seu confinamento, de tal forma que impeçam o contato com as plumas de contaminantes encontradas no solo. O método de construção das *slurry walls* consiste basicamente na escavação de um trecho, normalmente com 0,6 a 1,50 m de largura (D'Appolonia, 1980), onde as paredes da escavação são suportadas por uma lama contendo bentonita, que posteriormente é substituída por um material geotécnico compósito, objetivo do presente estudo.

Diversos materiais podem ser utilizados como material de preenchimento do trecho escavado, sendo os mais usuais o solo-bentonita, cimento-bentonita, solo-cimento-bentonita e até mesmo escória-cimento-bentonita (Opdike e Evans, 2005).

O material de preenchimento dessas paredes é sempre uma mistura com bentonita, cuja composição deve ser definida na fase de projeto. Para Xanthakos (1979), a bentonita pode desempenhar diferentes papéis, quando misturada com materiais distintos: em barreiras de solo-bentonita, ela contribui para uma distribuição granulométrica mais extensa do material, enquanto que nas barreiras de cimento-bentonita, ela “suporta” as partículas de cimento, evitando a segregação da lama. Os teores de bentonita usuais variam, podendo chegar até 20%, segundo Ryan e Spaulding (2008).

Por ser um método construtivo bastante difundido, alguns autores estudaram as propriedades mecânicas e hidráulicas dos materiais componentes das barreiras (Evans, 1993, 1994; Jefferis, 2012; Andromalos e Fisher, 2001; D'Appolonia, 1980; Bouazza *et al.*, 1999), porém são escassos os dados de parâmetros publicados na literatura sobre o seu desempenho após a completa execução da obra.

A interação entre o cimento e os argilominerais tem sido estudada a nível microestrutural. Read *et al.* (2001), Chew *et al.* (2004) e Gaucher e Blanc (2006) estudaram a geoquímica e a mineralogia dos argilominerais quando expostos ao cimento. Já o efeito da adição de cimento nas propriedades hidráulicas e mecânicas de argilas foi estudado por Chew *et al.* (2004), Lorenzo e Bergado (2004), Horpibulsuk *et al.* (2005), entre outros.

Propõe-se no presente trabalho a análise do comportamento mecânico e hidráulico de um material compósito constituído de uma matriz de solo residual areno-siltoso, junto com o cimento Portland CP V (ARI) e bentonita sódica, bem como somente solo e bentonita sódica, visando o uso como material de preenchimento de barreiras de contenção de contaminantes do tipo *slurry walls*.

2 – METODOLOGIA

2.1 – Descrição do programa experimental

O programa experimental foi dividido em três etapas. Na primeira etapa foram realizados ensaios de caracterização dos solos utilizados: solo residual de arenito Botucatu (SRAB) e bentonita. Na segunda etapa, foram definidas as dosagens das misturas de SB e SCB a serem trabalhadas na pesquisa. O estudo do comportamento mecânico e hidráulico dos materiais foi

realizado na terceira etapa do programa experimental, através da realização de ensaios triaxiais convencionais não drenados (CIU), levados a grandes deformações (dentro de uma faixa de 15% a 20%) e avaliação da condutividade hidráulica, durante a realização dos ensaios triaxiais.

2.2 – Dosagens

A definição da dosagem dos materiais utilizados nas misturas foi feita baseada em valores publicados na literatura (Xanthakos, 1979; D'Appolonia, 1980; Evans, 1993; Pearlman, 1999; Andromalos e Fisher, 2001, Ryan e Spaulding, 2008) e através de testes realizados. Estas informações estão resumidas no Quadro 1.

Quadro 1 – Dosagens dos materiais utilizados no programa experimental.

Fator água-cimento	Teor de bentonita (%)	Teor de umidade (%)
Sem cimento	18 e 22	80
2, 4 e 6	6	80, 100, 150 e 200
2, 4 e 6	15 e 18	80

2.3 – Materiais

O solo utilizado na pesquisa é uma areia fina siltosa, mal graduada, fracamente plástica. Trata-se de um solo residual (horizonte C), substrato de arenito, pertencente à denominada Formação Botucatu. Verifica-se que o material é composto por 5% de argila ($< 0,002$ mm), 38,9% de silte (0,002 a 0,074 mm) e 56,1% de areia, sendo que 47,3% é areia fina (0,074 a 0,42 mm) e somente 8,8% areia média (0,042 a 2,0 mm), podendo ser classificado geotecnicamente como uma areia siltosa, segundo a NBR 6502 (1995) e segundo a classificação unificada definida na ASTM D 2487 (1993). Possui um peso específico dos grãos de $26,5 \text{ kN/m}^3$. Os limites de plasticidade (LP) e de liquidez (LL) obtidos para esse solo foram de 19% e 22%, respectivamente. A bentonita utilizada na matriz de arenito e cimento foi uma bentonita sódica comercial ativada com carbonato de sódio, comercializada na forma pulverizada, classificada como argila, segundo a NBR 6502 (1995) e como CH (argila inorgânica de alta plasticidade), segundo a classificação unificada. Possui um limite de plasticidade de 58%, limite de liquidez de 420% e peso específico dos grãos de $30,9 \text{ kN/m}^3$.

A Fig. 1 apresenta a curva granulométrica obtida para o solo residual com o uso de defloculante, assim como para a bentonita.

O cimento utilizado na pesquisa foi o Cimento Portland de Alta Resistência Inicial (CPV-ARI). Este tipo de cimento possui a vantagem de atingir altos valores de resistência em baixos períodos de cura, permitindo uma desforma mais rápida. Desta forma, o período de cura definido no programa experimental foi de apenas 7 dias.

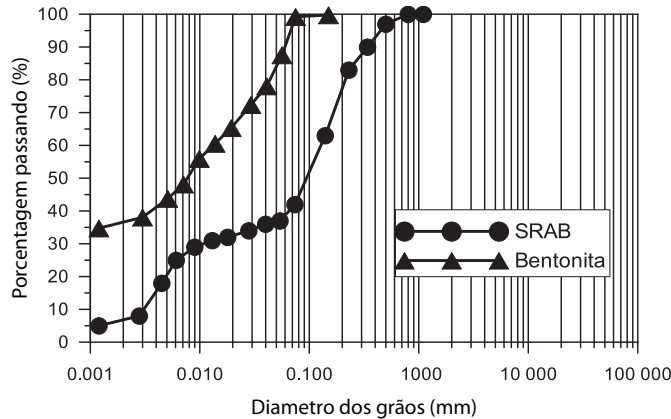


Fig. 1 – Curva granulométrica do solo residual de arenito Botucatu (SRAB) e da bentonita (Heineke, 2002).

2.4 – Preparação das amostras e procedimentos de ensaios

A moldagem dos corpos de prova para os ensaios triaxiais foi realizada em moldes bipartidos de PVC com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Devido aos altos teores de umidade das misturas, os moldes de PVC foram vedados lateralmente e inferiormente através da aplicação de borracha de silicone, com o objetivo de evitar a fuga de água através do molde. Como não foi possível a compactação da amostra em camadas, a mistura dos materiais foi devidamente despejada dentro dos moldes até uma altura de 100 mm, demarcada internamente no molde de PVC.

Os componentes foram adicionados em um recipiente em duas etapas distintas: bentonita e água foram adicionadas e misturadas manualmente até ser obtida a homogeneização, verificada visualmente. Terminada a primeira etapa, solo e cimento foram adicionados e misturados até atingir um aspecto homogêneo. Esta seqüência foi a mais apropriada, pois permitiu que os grumos de bentonita formados em contato com a água fossem facilmente desagregados, propiciando assim uma melhor homogeneização da mistura. Os corpos de prova foram preparados um a um. Durante este processo todas as precauções foram tomadas no sentido de se evitar as perdas de umidade por evaporação.

Os procedimentos gerais adotados na preparação e execução dos ensaios triaxiais seguiram basicamente os princípios descritos por Bishop e Henkel (1962), Head (1980) e pelos procedimentos de ensaios já consolidados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos da UFRGS. As deformações axiais foram medidas no interior da câmara triaxial através de dispositivos baseados em sensores de efeito Hall (Clayton e Khatrush, 1986; Clayton *et al.*, 1989), que permitem uma medição acurada das deformações, e também por um transdutor (LVDT) externo. Após a colocação do corpo de prova na câmara triaxial e do ajuste dos sensores de efeito Hall, era iniciada a fase de saturação da amostra. O processo de saturação foi realizado em duas fases: (1) nesta fase a amostra era submetida a uma tensão efetiva de 20 kPa para impedir um fluxo preferencial entre o corpo de prova e a membrana, e posterior percolação de água, da base para o topo do corpo de prova; esta etapa era interrompida quando o volume de água percolado equivalia ao dobro do volume do corpo de prova; (2) aplicação de contra-pressão, onde estágios de incrementos de 50 kPa na tensão confinante e na contra-pressão eram aplicados, sendo a tensão efetiva mantida a um nível ligeiramente superior (20 kPa); quando a poro-pressão monitorada na base do corpo de prova equalizava-se com a contra-pressão aplicada em seu topo, um novo incremento de pressão era aplicado; o processo continuava até se chegar a um valor médio de aproximadamente 430 kPa, para assegurar a dissolução completa das bolhas de ar e a saturação das amostras.

Após a fase de saturação, o ensaio de condutividade hidráulica era realizado, e somente após o término deste a amostra era submetida à tensão confinante na qual o ensaio triaxial seria conduzido, tomando-se o cuidado de esperar o tempo necessário para a amostra adensar.

A garantia de saturação da amostra foi monitorada através da medição do parâmetro B (Skempton, 1954), medida após a aplicação de um incremento de tensão, realizada nos três últimos níveis de tensões possíveis, limitado pela contra-pressão utilizada na fase de cisalhamento.

A fim de determinar as características de resistência e deformabilidade da mistura de SB e SCB, foram realizados ensaios triaxiais convencionais adensados isotropicamente e com ruptura não drenada (CIU), com deformação controlada, com velocidade de deformação de 0,017mm/min. Os ensaios foram realizados a níveis de tensões efetivas variando de 20 a 200 kPa, com diferentes teores de umidade e fatores a/c. Estes ensaios estão resumidos no Quadro 2.

Quadro 2 – Resumo dos ensaios triaxiais realizados no programa experimental.

Fator água-cimento	Teor de bentonita (%)	Teor de umidade (%)	Tensão efetiva (kPa)	Total de ensaios
2	6	80	20	1
	15	80	20	1
4	6	80	20	1
	15	80	20	1
	18	80	20	1
	6	100	20	1
	6	150	20	1
	6	200	20	1
6	6	80	20, 60, 100 e 200	4
	15	80	20, 60 e 100	3
	18	80	20, 60 e 100	3
	6	100	20	1
	6	150	20	1
SB	18	80	20, 60 e 100	3
SB	22	80	20	1

Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados no próprio equipamento triaxial, ao final da fase de saturação e previamente ao adensamento e carregamento dos corpos de prova. Desta forma, a amostra foi ensaiada aproximadamente 48 horas após sua instalação na câmara triaxial, tempo necessário para a fase de percolação e saturação. Todos os ensaios foram executados com uma tensão efetiva de 20 kPa e sob carga hidráulica constante, com um gradiente hidráulico de 25 e teor de umidade de 80%.

3 – RESULTADOS

3.1 – Comportamento mecânico de misturas de solo-bentonita (SB)

Para esta etapa do programa experimental foram previstos 4 ensaios triaxiais adensados não drenados em amostras de SB com teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 18% e 22%. Não foram realizados ensaios em corpos de prova com teores de bentonita de 6% e 15% devido à falta de consistência das amostras no momento da desmoldagem. As tensões efetivas utilizadas nos ensaios com 18% de bentonita foram de 20, 60 e 100 kPa, a fim de se obter a envoltória de ruptura e os parâmetros de resistência da mistura. Para o teor de 22% de bentonita foi realizado somente um ensaio, para fins de comparação.

A Fig. 2 apresenta os resultados para as amostras com teor de bentonita de 18%. Pode-se observar que esse material possui uma resistência ao cisalhamento sob condição não drenada muito baixa. Com relação às curvas de geração de poro-pressão, verifica-se um aumento sistemático da poro-pressão, indicando que esse material apresenta uma tendência clara de contração durante o processo de cisalhamento sob condição drenada.

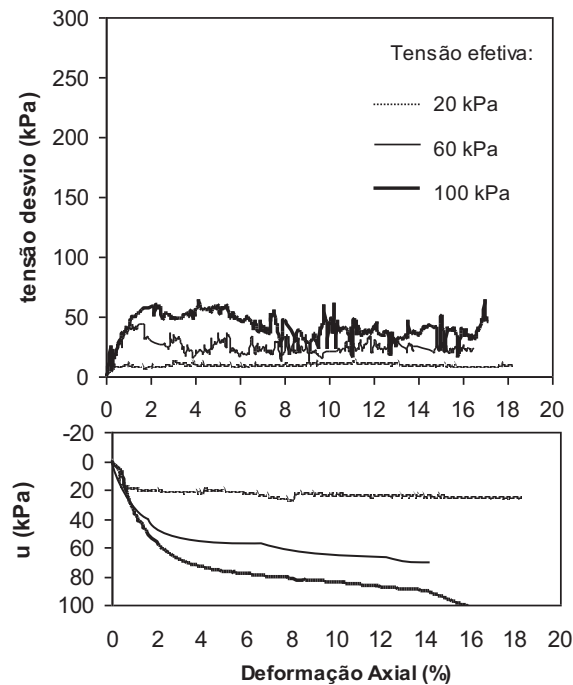


Fig. 2 – Comportamento tensão e variação de poro-pressão vs. deformação axial para misturas de SB com teor de bentonita de 18%.

A Fig. 3 ilustra as mesmas curvas em função do teor de bentonita, para uma tensão efetiva de 20 kPa. Pelo gráfico, pode ser observado que apesar da bentonita ser um material bastante compressível e com uma resistência ao cisalhamento muito baixa, verifica-se que o aumento do teor de bentonita de 18 para 22% não causou uma queda de resistência no compósito. Isto deve estar associado à diminuição do índice de vazios do material, formando uma estrutura mais coesa, e por consequência, resultando no aumento da resistência. Para teores de bentonita mais altos, espera-se que o aumento da quantidade de bentonita diminua a resistência do compósito.

A Fig. 4 mostra a envoltória de resistência de pico e as trajetórias de tensões efetivas dos ensaios triaxiais CIU da mistura de SB com teor de bentonita de 18%. Observa-se na figura que o intercepto coesivo obtido para esse material foi de 4,5 kPa, enquanto que o ângulo de atrito interno de pico resultante foi de 16,6°, valores estes característicos de um material com alto teor de bentonita e umidade.

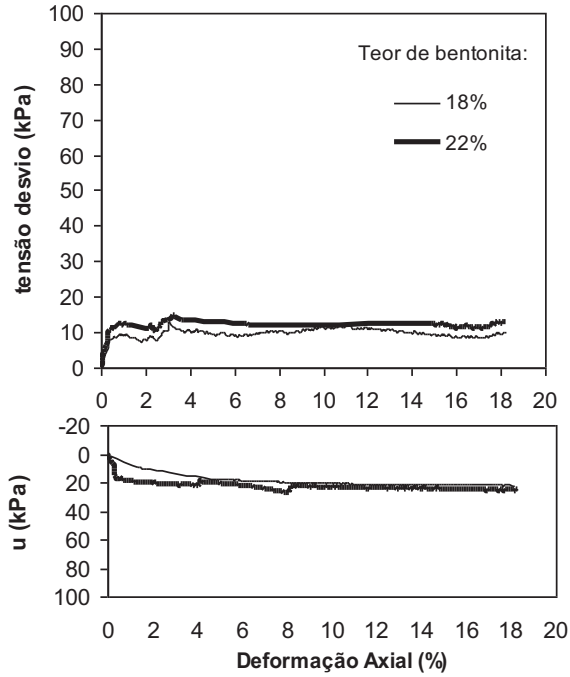


Fig. 3 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e poro-pressão vs. deformação axial para uma tensão efetiva de 20 kPa.

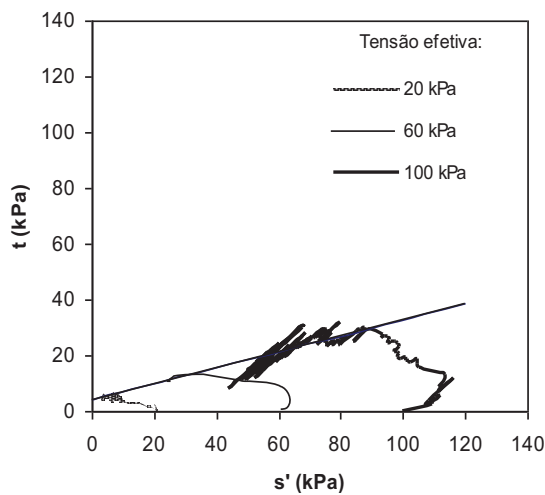


Fig. 4 – Trajetória de tensões de misturas de SB com teor de bentonita de 18%.

3.2 – Comportamento mecânico de misturas de solo-cimento-bentonita (SCB)

3.2.1 – Comportamento mecânico - 6% de bentonita

As curvas tensão desvio vs. deformação axial e de variação de poro-pressão vs. deformação axial obtidas nos ensaios triaxiais não drenados são apresentadas nas Figs. 5 e 6. A Fig. 5 apresenta os gráficos em função do teor de umidade, para uma mesma tensão efetiva de 20 kPa e 6% de bentonita. A Fig. 6 mostra a influência do fator água-cimento, para uma tensão efetiva de 20kPa e um teor de umidade de 80%.

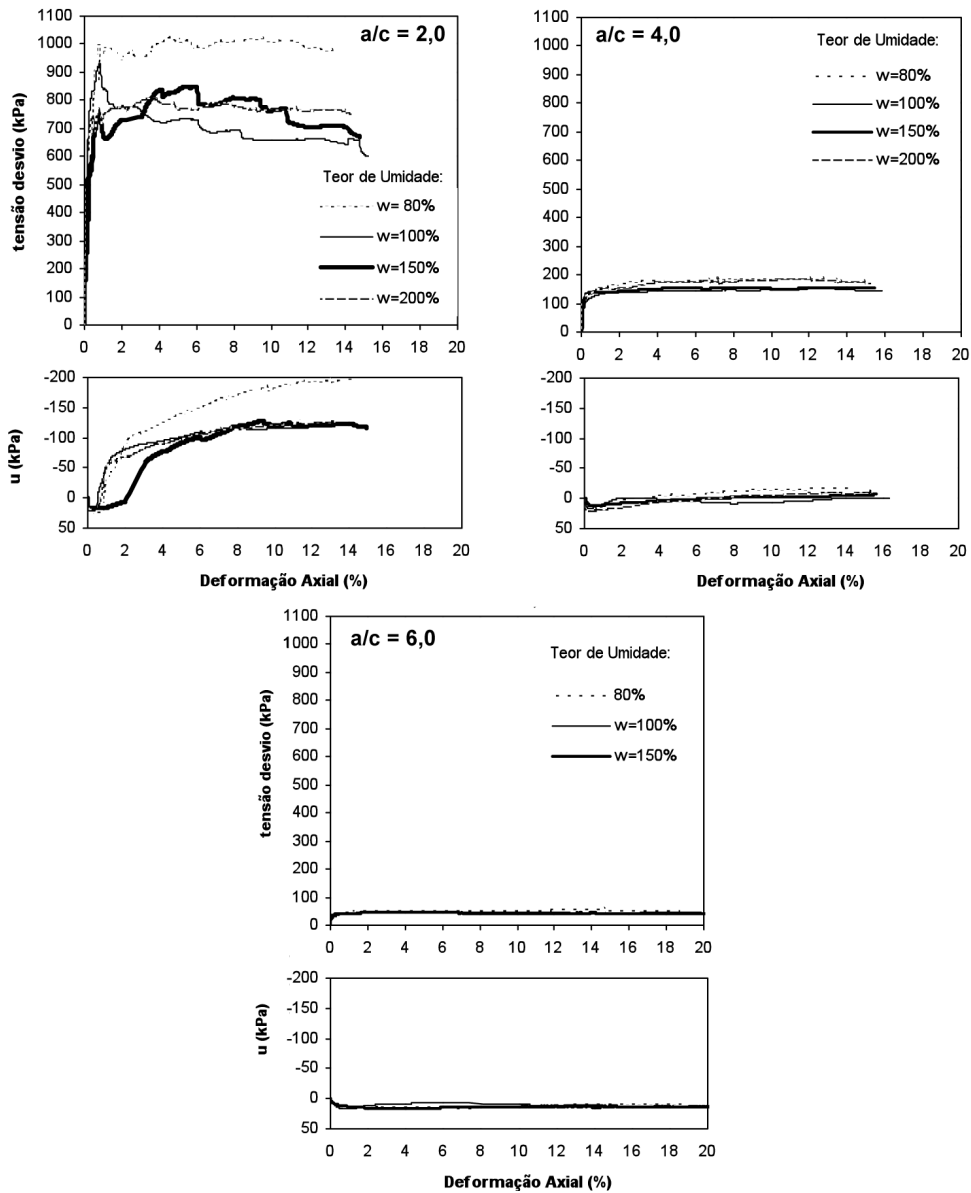


Fig. 5 – Comportamento tensão desvio e poro-pressão vs. deformação axial para as misturas de SCB com teor de bentonita de 6%, com fator a/c 2, 4 e 6 e tensão efetiva de 20kPa.

Analisando as curvas da Fig. 5, com exceção do corpo de prova com $a/c=2$ e $w=80\%$, se verifica que apesar da mudança do teor de umidade não houve uma variação de resistência de ruptura considerável entre as amostras de mesma relação água-cimento. Na Fig. 6 evidencia-se a diferença de resistência ao cisalhamento não drenada existente entre o corpo de prova de $a/c=2$ e os demais.

Analisando as Figs. 5 e 6, referentes às curvas com $a/c=2$ e tensão efetiva de 20 kPa, um padrão de comportamento distinto em relação às misturas com $a/c=4$ e $a/c=6$ foi verificado: após um aumento de poro-pressão positiva inicial, segue-se uma queda brusca dos valores de poro-pressão indicando que esse material apresenta uma alta rigidez e uma forte tendência dilatante. Após, a taxa de variação da poro-pressão diminui, convergindo para um estado final quase estável correspondente a altos valores de deformações axiais, enquanto que para as misturas com $a/c=6$ as poro-pressões são sistematicamente crescentes devido à tendência clara de contração do material durante o processo de cisalhamento sob condições não drenadas, sendo que a partir de deformações axiais superiores a 1% as poro-pressões se estabilizam convergindo para um estado final estável em todos os casos.

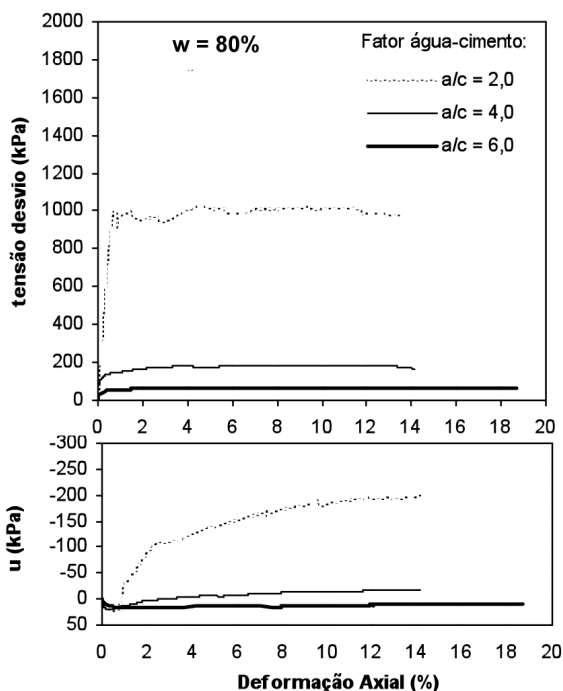


Fig. 6 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão desvio e poro pressão vs. deformação axial - teor de umidade 80% e tensão efetiva de 20kPa.

3.2.2 – Comportamento mecânico - 15 e 18% de bentonita

As curvas tensão vs. deformação axial e variação de poro-pressão vs. deformação axial das misturas com teor de bentonita de 15% estão ilustradas nas Figs. 7 e 8. Analisando a Fig. 7, as curvas tensão vs. deformação axial das amostras de fator água-cimento 2 e 4 apresentaram o comportamento típico de materiais cimentados, ou seja, rígido no início do processo, passando por uma fase linear até atingir um ponto de escoamento, a partir do qual o material experimenta

deformações plásticas ou irreversíveis. A ruptura ocorre em um valor de tensão desvio de pico bem definido. Com relação ao corpo de prova de fator água-cimento 6 não houve a formação de um pico definido (com exceção do ensaio com maior tensão confinante) e a resistência permanece aproximadamente constante até o fim do ensaio.

As curvas variação da poro-pressão vs. deformação axial indicam claramente a existência de dois comportamentos típicos distintos nas amostras. Na amostra de fator água-cimento 2 ocorre um acréscimo de poro-pressão positiva inicial, seguido de uma redução brusca da poro-pressão, indicando tratar-se de um material altamente rígido e com uma forte tendência para dilatar no processo de cisalhamento drenado. Para as amostras de fator água-cimento 4 e 6 o comportamento é parecido ao que ocorre em relação às misturas de fator água-cimento 2, com a diferença que a queda da poro-pressão é muito menos acentuada e ocorre para valores bastante maiores de deformações axiais, indicando tratar-se de materiais muito menos rígidos e com uma tendência bem menor de dilatação.

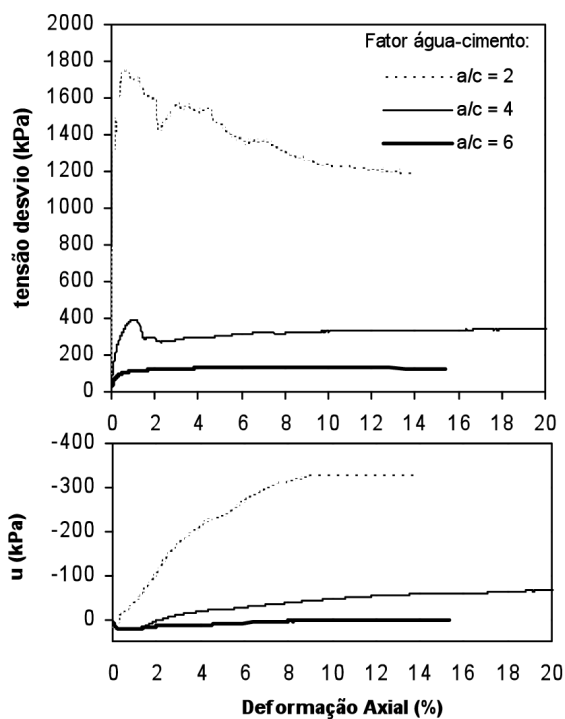


Fig. 7 – Influência do fator água-cimento no comportamento tensão e variação de poro-pressão vs. deformação axial – 15% de bentonita, 80% de umidade e tensão efetiva de 20kPa.

As curvas mostrando o comportamento das misturas com teor de bentonita de 18% estão ilustradas na Fig. 9 e na Fig. 10, sendo que os resultados obtidos sobre o comportamento mecânico para esses materiais seguem a mesma tendência que os encontrados para as amostras de teor de bentonita de 15%.

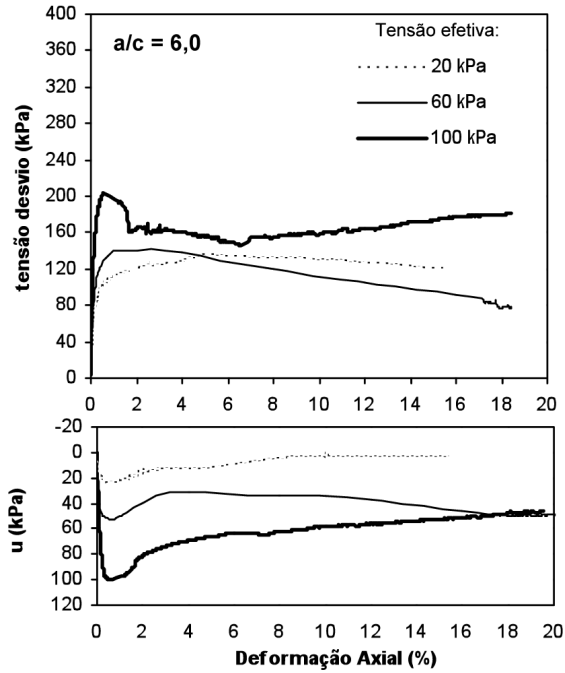


Fig. 8 – Influência da tensão efetiva no comportamento tensão desvio e poro-pressão vs. deformação axial – 15% de bentonita, 80% de umidade e fator a/c 6.

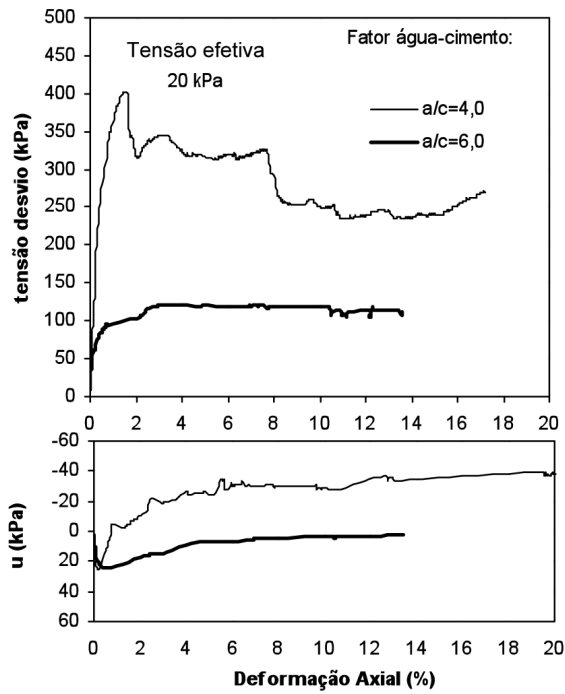


Fig. 9 – Influência do fator a/c no comportamento tensão e variação de poro-pressão vs. deformação axial para uma tensão efetiva de 20 kPa – 18% de teor de bentonita.

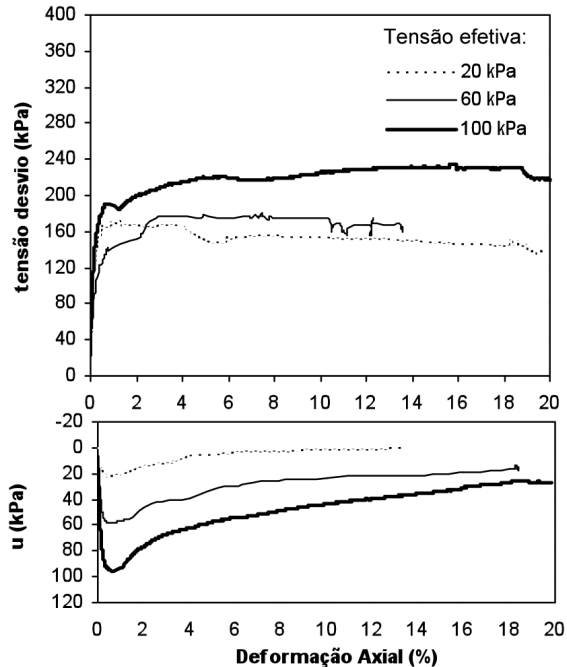


Fig. 10 – Influência da tensão efetiva no comportamento tensão desvio e poro-pressão vs. deformação axial para corpos de prova com a/c 6 e 18% de bentonita.

3.3 – Análise global do comportamento mecânico das misturas de SB e SCB

Os resultados que são confrontados neste item têm como objetivo analisar o efeito do cimento no comportamento mecânico dos materiais. As curvas tensão vs. deformação axial e variação de poro-pressão vs. deformação axial das misturas de fator água-cimento 2, 4 e 6 e teor de bentonita de 6, 15 e 18% estão ilustradas nas Figs. 11 e 12.

Da observação da Fig. 11 pode-se concluir que o acréscimo do teor de bentonita acarretou um aumento na resistência ao cisalhamento dos compósitos, independentemente do fator água-cimento analisado. Esse acréscimo de resistência justifica-se pela diminuição dos vazios dentro da estrutura do compósito devido ao aumento do teor de bentonita. Porém, espera-se que a partir do momento em que exista uma estrutura coesa com baixos índices de vazios, a tendência é que a resistência decresça com o aumento do teor de bentonita na amostra. Essa queda de resistência deve-se fundamentalmente à baixa resistência ao cisalhamento e à alta compressibilidade da bentonita. Portanto, a partir de um teor de bentonita superior ao estudado, espera-se que a resistência desses materiais tenda a decrescer com o acréscimo de bentonita no compósito.

Analisando a Fig. 12, verificou-se que a presença de cimento gerou um ganho muito significativo na resistência das amostras. Com relação à presença de cimento na geração de poro-pressão, as curvas mostraram que existe uma mudança de comportamento entre as amostras com fator água-cimento de 4 e 6. Para amostras com fator água-cimento 6, verifica-se uma tendência de contração das misturas, ao passo que para as misturas com fator água-cimento menor que 4 nota-se uma tendência de dilatação devido à geração de poro-pressão negativa, apresentada por estes materiais.

A Fig. 13 mostra a envoltória de resistência de pico das misturas de SCB com fator água-cimento 6, teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 6, 15 e 18% apresentadas no

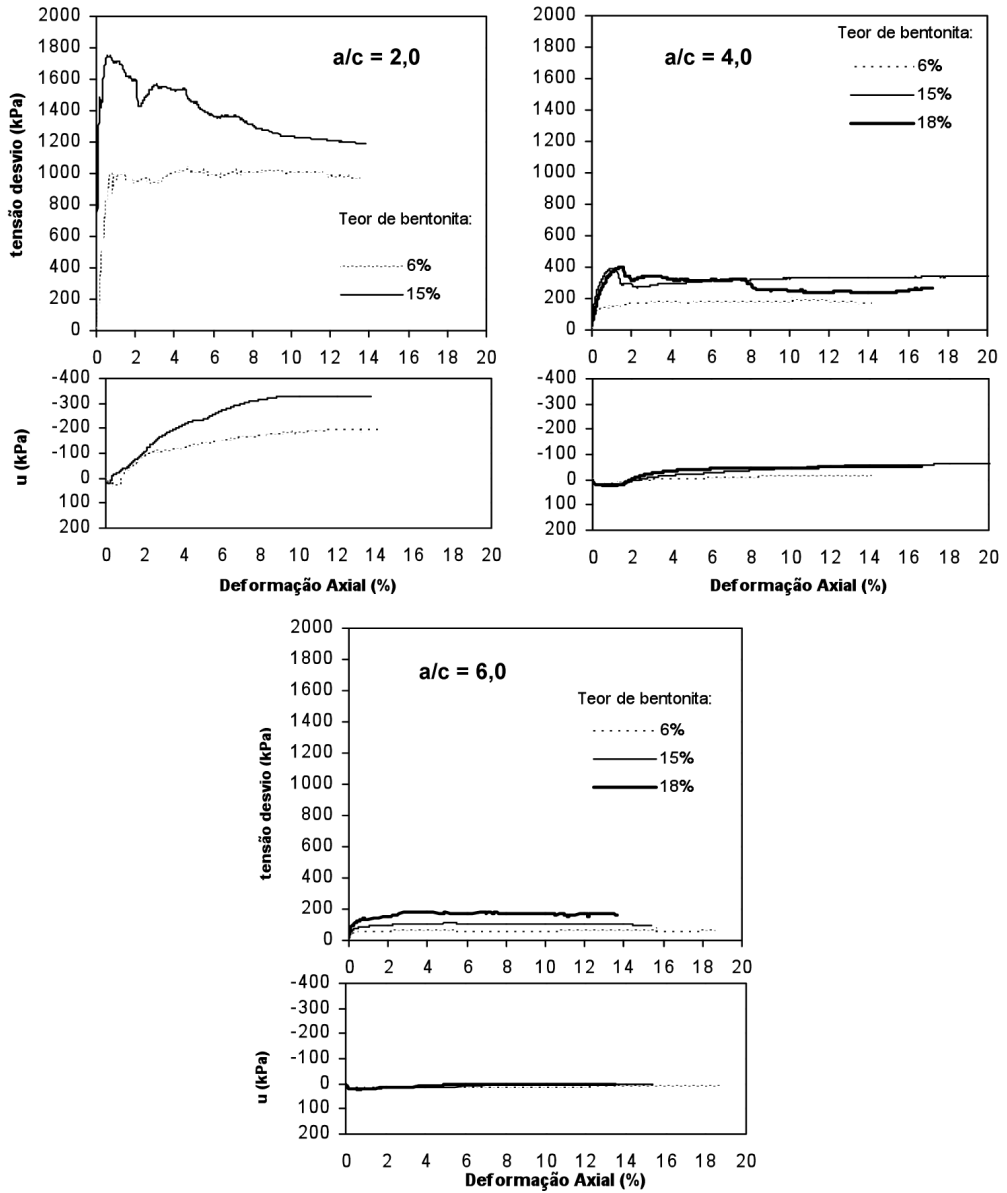


Fig. 11 – Influência do teor de bentonita no comportamento tensão desvio e variação de poro pressão vs. deformação axial das amostras de SCB, com fator a/c 2, 4 e 6 e tensão efetiva de 20 kPa.

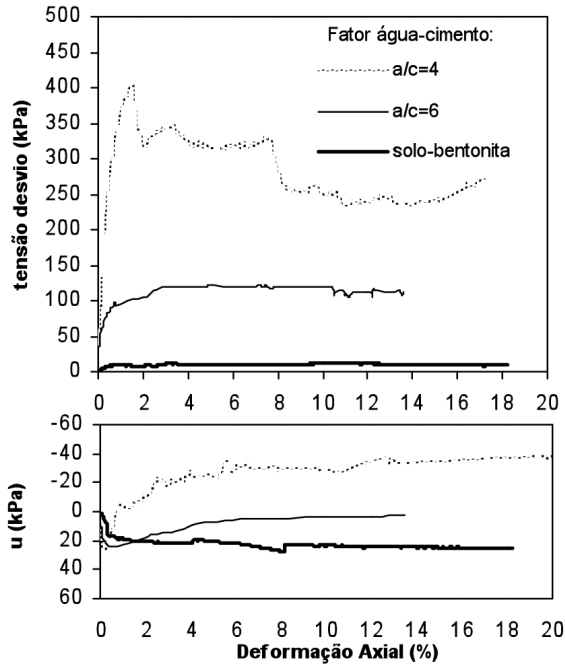


Fig. 12 – Influência da presença de cimento no comportamento tensão desvio e variação de poro-pressão vs. deformação axial das amostras de SCB - 18% de bentonita.

espaço $s' \times t$. Já na Fig. 14 são comparadas as envoltórias de SB com 18% de bentonita com a envoltória obtida para as misturas de SCB de fator água-cimento 6 com teor de bentonita de 18%. A influência do teor de bentonita e do fator água-cimento nos parâmetros de resistência está resumida no Quadro 3.

Quadro 3 – Parâmetros de resistência para as misturas de SB e SCB com $a/c=6$ e $w=80\%$.

Fator água-cimento	Teor de bentonita (%)	c' (kPa)	ϕ' (°)
6	6	13,5	27,3
	15	19,0	32,5
	18	19,8	37,0
SB	18	4,3	16,7

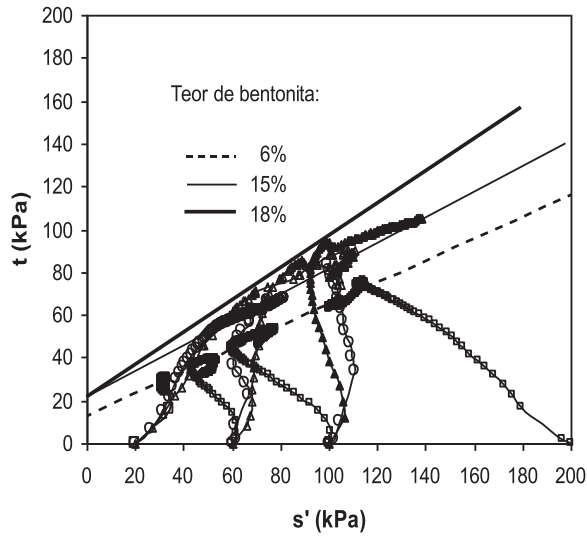


Fig. 13 – Envolvórias de resistência de pico das misturas de SCB com fator água-cimento 6, teor de umidade de 80% e teores de bentonita de 6, 15 e 18%.

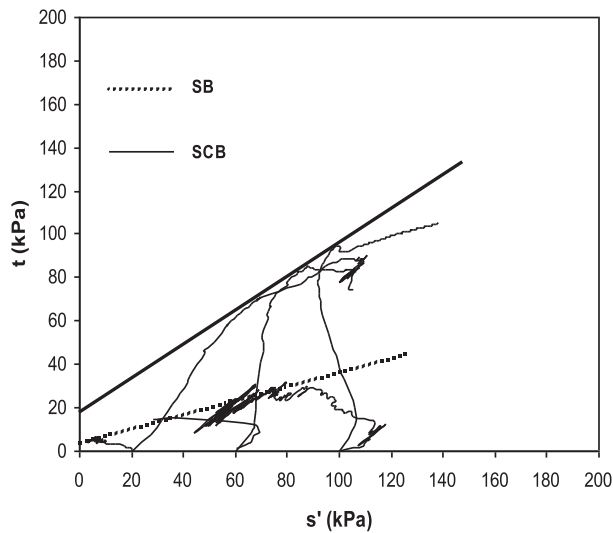


Fig. 14 – Comparação das envoltórias de ruptura entre as misturas de SB e SCB.

3.4 – Comportamento hidráulico das misturas de SB e SCB

Não existe uma norma que regulamente limites mínimos de coeficiente de condutividade hidráulica utilizados como parâmetros de projeto, mas segundo Andromalos e Fisher (2001) a condutividade hidráulica nas barreiras de SCB e SB deve atingir valores inferiores respectivamente a 10^{-8} m/s e 10^{-9} m/s.

O efeito do teor de bentonita e da presença de cimento na condutividade hidráulica das misturas de SB e SCB está ilustrado na Fig. 15. Em todos os casos, o aumento do teor de bentonita

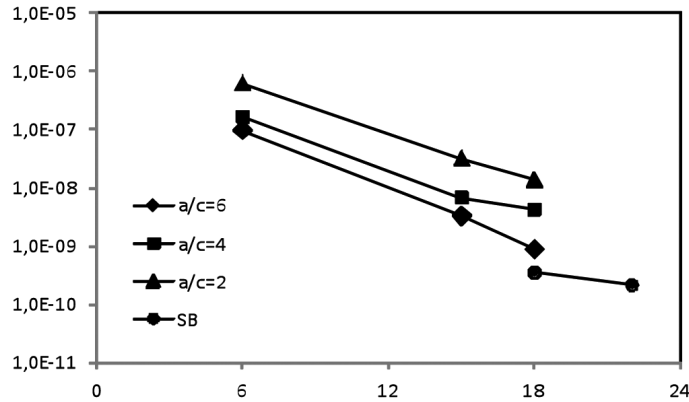


Fig. 15 – Influência do teor de bentonita na condutividade hidráulica das misturas de SB e SCB para um teor de umidade de 80%.

ocasionou a diminuição da condutividade hidráulica, como esperado. Ainda, nota-se que quanto menor for o fator água-cimento da amostra, maior a condutividade hidráulica das misturas de SCB, independentemente do teor de bentonita utilizado, devido ao aumento da quantidade de cimento.

O resultado das amostras de SB com teores de bentonita de 18% e 22% mostram que a presença do cimento nas misturas aumenta os valores de condutividade hidráulica das amostras cimentadas em relação às amostras não cimentadas e, quanto maior a quantidade de cimento (menor o fator a/c), maior a condutividade hidráulica. Os resultados corroboram o descrito na literatura: Bellezza e Pasqualini (1997) afirmam que a adição de cimento pode provocar valores de condutividade hidráulica maiores ou menores em relação ao solo não tratado. De maneira geral, a condutividade hidráulica é reduzida nos solos granulares, mas pode aumentar nos solos argilosos, conforme observado no presente estudo.

De maneira análoga, Chew *et al.* (2004) observaram o aumento da condutividade hidráulica com a adição de cimento em solos argilosos, o que foi justificado pelos autores pelo fato de que, para uma mesma tensão efetiva e teor de umidade, a mistura contendo cimento possui maior índice de vazios.

De uma maneira geral, as misturas com fator água-cimento 6 e todas com teor de bentonita de 6% mostraram ser bastante permeáveis para a aplicação em barreiras verticais de contaminantes, por apresentarem $k > 10^{-8}$ m/s.

4 – CONCLUSÕES

A partir dos resultados dos ensaios laboratoriais realizados neste trabalho e das análises destes resultados foram estabelecidas algumas conclusões.

As resistências ao cisalhamento alcançadas para as misturas de SB foram muito baixas, não ultrapassando o valor de 60 kPa. O acréscimo do teor de bentonita não provocou uma redução na resistência ao cisalhamento de pico para as amostras de SB, o que indica que provavelmente o acréscimo do teor de bentonita levou a uma diminuição do índice de vazios do material.

Para as misturas de SCB, a diminuição do fator água-cimento provocou um aumento na resistência de pico, independentemente do teor de bentonita e do teor de umidade considerados. O acréscimo do teor de bentonita, para o fator a/c=6, causou um aumento na resistência ao cisalhamento de pico para as misturas de SCB. Acredita-se que, para teores maiores, a tendência é que a resistência decresça com o aumento do teor de bentonita nas misturas de SCB, devido à baixa resistência ao cisalhamento e à alta compressibilidade da bentonita.

A diminuição do fator água-cimento, para um mesmo teor de bentonita, provocou um aumento progressivo do ângulo de atrito interno efetivo e do intercepto coesivo, causado pela presença de uma quantidade maior de cimento na amostra. Para as amostras com teor de bentonita de 6% e mesmo fator água-cimento, a variação do teor de umidade não causou uma mudança significativa na resistência ao cisalhamento das misturas.

As amostras de SB apresentaram valores de condutividade hidráulica inferiores aos das misturas de SCB, indicando que a introdução de cimento aumentou a condutividade hidráulica das misturas. Para as amostras cimentadas, quanto menor o fator água-cimento, maior foi a condutividade hidráulica observada. Estas conclusões corroboram o trabalho de Chew *et al.* (2004), onde os autores, ao estudarem o efeito da introdução de cimento em argilas, observaram o aumento da condutividade hidráulica das amostras cimentadas em relação às não cimentadas.

O aumento do teor de bentonita, para um mesmo fator água-cimento, causou uma diminuição da condutividade hidráulica dos materiais. As misturas SB com teores de bentonita de 18 e 22% apresentaram coeficientes de condutividade hidráulica inferiores aos usualmente utilizados como parâmetros de projeto. As misturas de fator água-cimento 2, 4 e 6 e teor de bentonita de 6% mostraram ser bastante permeáveis para a aplicação em barreiras verticais de contaminantes. De maneira geral, as misturas de SCB com $a/c = 2$ e 4 e teor de bentonita de 15 e 18% podem ser utilizados em barreiras para a contenção de contaminantes, por possuírem condutividades hidráulicas inferiores a 10^{-8} m/s.

5 – AGRADECIMENTOS

Agradecemos ao CNPq (Projetos Produtividade em Pesquisa 307993/2014-0 e Edital Universal 441471/2014-5) pelo apoio financeiro ao grupo de pesquisa.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Andromalos, K.B.; Fisher, M.J. (2001). *Design and Control of Slurry Wall Backfill Mixes for Groundwater Containment*. In: International Containment and Remediation Conference. Orlando. Disponível em: <http://www.containment.fsu.edu/cd/content/pdf/041.pdf>. Acesso em: 15 jan. 2004.
- ASTM D 2487 (1993). *Standard Classification of Soils for Engineering Purposes*. American Society for Testing and Materials. Philadelphia. 11p.
- Bellezza, I.; Pasqualini, E. (1997). *Hydraulic performance of soil-cement liners*. Proceedings of GeoEnvironment 97. Bouazza, Kadikara & Parker (Eds.). Balkema, Rotterdam. pp. 271-276.
- Bishop, A.W.; Henkel, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial test*. London: Edward Arnold, 2nd ed., 277p.
- Bouazza, A.; Manassero, M.; Smith, N. (1999). *Cement-bentonite Slurry Walls for Waste Containment* [online]. In: N.D. Vitharana e R. Colman (Eds.). Proceedings of 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics: Consolidating Knowledge. Barton, ACT: Australian Geomechanics Society, pp. 679-684.
- Chew, S.H.; Kamruzzaman, A.H.M.; Lee, F.H. (2004). *Physicochemical and engineering behavior of cement treated clays*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(7), pp. 696-706.
- Clayton, C.R.I.; Khatrush, S.A. (1986). *A new device for measuring local axial strain on triaxial specimens*. Géotechnique, London, v.25, n.4, pp. 657-670.

- Clayton, C.R.I.; Khatrush, S.A.; Bica, A.V.D.; Siddique, A. (1989). *The use of Hall effect semiconductor in geotechnical instrumentation*. Geotechnical Testing Journal, v.12, n.1, pp. 69-76.
- D'Appolonia, D.J. (1980). *Soil-Bentonite Slurry Trench Cutoffs*. Journal of the Geotechnical Engineering Division ASCE, v.107, no. 4, pp. 399-417.
- Evans, J.C. (1994). *Hydraulic conductivity of vertical cutoff walls*. In: D.E. Daniel and S.J. Trautwein (Eds.). Hydraulic Conductivity and Waste Contaminant Transport in Soil. ASTM STP 1142, American Society for Testing and Materials, Philadelphia.
- Evans, J.C. (1993). *Vertical cutoff walls*. In: D.E. Daniel (Ed.). Geotechnical Practice for Waste Disposal. London: Chapman & Hall. Ch. 17, pp. 430-454.
- Gaucher, E.C.; Blanc, P. (2006). *Cement/clay interactions – a review: experiments, natural analogues, and modeling*. Waste Management, 26(7), pp. 776-788.
- Head, K.H. (1980). *Manual of Soil Laboratory Testing. Vol 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests*. London: Pentech Press. 402p.
- Heineck, K.S. (2002). *Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis*. Tese de doutorado. PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, Brasil. 251p.
- Horpibulsuk, S.; Miura, N.; Nagaraj, T.S. (2005). *Clay–water/cement ratio identity for cement admixed soft clays*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 131(2), pp. 187-192.
- Jefferis, S. (2012). *Cement-Bentonite Slurry Systems*. In: LF. Johnsen *et al.* (Eds.), Grouting and Deep Mixing 2012, pp. 1-24. doi: 10.1061/9780784412350.0001.
- LaGrega, M.D.; Buckingham, P.L.; Evans, J.C. (1994). *Hazardous waste management*. McGraw-Hill, 1146 p.
- Lorenzo, G.A.; Bergado, D.T. (2004). *Fundamental parameters of cement admixed clay - new approach*. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 130(10), pp. 1042-1050.
- NBR 6502 (1995). *Rochas e solos*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Rio de Janeiro. 18p.
- Opdiike, S.M.; Evans, J.C. (2005). *Slag-cement-bentonite slurry walls*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, v. 131, no. 6, pp. 673-681.
- Pearlman, L. (1999). *Subsurface Containment and Monitoring Systems: Barriers and Beyond*. Disponível em: www.slurrywall.com/articles/4.pdf. Acesso: 10 dez. 2003.
- Read, D.; Glasser, F.P.; Ayora, C.; Guardiola, M.T.; Sneyers, A. (2001). *Mineralogical and microstructural changes accompanying the interaction of Boom Clay with ordinary Portland cement*. Advances in Cement Research, 13(4), 175-183.
- Ryan, C.; Spaulding, C. (2008). *Strength and Permeability of a Deep Soil Bentonite Slurry Wall*. GeoCongress 2008, pp. 644-651. doi: 10.1061/40970(309)81.
- Skempton, A.W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Géotechnique, London, v.4, pp. 143-147.
- Xanthakos, P.P. (1979). *Slurry Walls*. New York: McGraw-Hill. 622p.

DESENVOLVIMENTO DE UMA CÉLULA PARA REALIZAÇÃO DE ENSAIOS TRIAXIAIS EM SOLOS COMPACTADOS RÍGIDOS

Development of a cell for triaxial tests in rigid compacted soils

Alex Duarte de Oliveira*

Francisco Chagas da Silva Filho**

José Rafael Diógenes Pessoa***

RESUMO – Este trabalho apresenta uma célula triaxial desenvolvida para realizar ensaios em solos compactados de alta rigidez. O equipamento foi desenvolvido para facilitar a execução do ensaio triaxial, possibilitando a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, em laboratórios que não disponham de grande infraestrutura ou mesmo no campo. Na célula apresentada, a pressão confinante é aplicada por ar comprimido, não há um sistema de aplicação de contrapressão e não é possível o monitoramento das poro-pressões desenvolvidas. O ensaio é executado com baixa velocidade, livre drenagem para a água e o ar e a fase de ruptura pode ser realizada numa prensa de CBR (com deformações controladas) ou numa prensa de adensamento adaptada (com tensões controladas). Para a verificação do equipamento foram realizados ensaios, nas mesmas condições, utilizando a célula desenvolvida e a convencional. Os resultados obtidos indicaram que a nova célula pode ser utilizada para solos rígidos, como os utilizados normalmente em pequenas barragens de terra.

SYNOPSIS – This paper presents a triaxial cell designed to carry out tests on rigid compacted soils. The equipment was designed to facilitate the execution of the triaxial test, allowing the soil shear strength parameters to be determined in laboratories that do not have large infrastructure or even in the field. In the presented cell, the confining pressure is applied by compressed air, there is no backpressure system and it is not possible to monitor the developed pore pressures. The test is run at low speed, in free drainage conditions for water and air, and the shearing step can be performed in a CBR apparatus (strain controlled) or in an adapted oedometer apparatus (load controlled). To check the equipment, tests were carried out, under the same conditions, using the developed and the conventional cells. The results indicate that the new cell can be used for rigid compacted soils, normally used in small earth dams.

PALAVRAS CHAVE – Solos compactados, ensaios triaxiais, barragens.

1 – INTRODUÇÃO

A região Nordeste do Brasil é conhecida por possuir um regime pluviométrico irregular e de baixa intensidade, o que torna frequente a ocorrência de prolongados períodos de escassez de chuva. Para amenizar os efeitos da seca, é comum a construção de pequenas barragens de terra, distribuídas espacialmente por toda a região (Miranda, 1988).

* Mestre em Geotecnia, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: alexcatarinense@gmail.com

** Doutor em Geotecnia, Professor Adjunto, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: fchagas@ufc.br

*** Mestrando em Geotecnia, Universidade Federal do Ceará (UFC), Fortaleza-CE, Brasil.
E-mail: eng.rafaeldiogenes@hotmail.com

Os solos utilizados para a construção dessas pequenas barragens, geralmente, são areias ou pedregulhos argilosos de baixa plasticidade. Esses materiais, quando compactados e submetidos a ensaios triaxiais convencionais (ensaios saturados com trajetórias de tensões de compressão por carregamento), não geram variações significativas de poro-pressões. Dessa forma, os parâmetros de resistência totais e efetivos obtidos são bastante próximos.

O Quadro 1 apresenta as propriedades geotécnicas de quatro solos utilizados na construção de pequenas barragens, enquanto o Quadro 2 apresenta os resultados de ensaios triaxiais consolidados hidrostaticamente e não drenados (CIU) realizados com os mesmos solos apresentados no Quadro 1. Os resultados apresentados na Quadro 2 são compostos por valores de tensão confinante (σ_c), tensão desvio ($\Delta\sigma$), variação de poro-pressões (Δu), coesão total e efetiva (c, c') e ângulo de atrito total e efetivo (ϕ, ϕ').

Quadro 1 – Caracterização geotécnica de quatro solos utilizados na construção de pequenas barragens.

Propriedades	Solo			
	1	2	3	4
Pedregulho (%)	31	0	0	3
Areia (%)	50	69	68	67
Silte (%)	4	5	3	4
Argila (%)	15	26	28	26
Limite de Liquidez (%)	22	25	19	20
Limite de Plasticidade (%)	14	15	12	12
Umidade ótima (%)	7,8	10,5	11,0	10,5
Massa específica seca máxima (g/cm ³)	1,90	1,92	1,91	1,91

Os dados apresentados nos Quadros 1 e 2 foram retirados de relatórios técnicos cedidos pelo Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará – UFC.

Os materiais utilizados na construção de pequenas barragens, além de não gerarem excessos significativos de poro-pressão, encontram-se, em campo, na condição não saturada. Para prever o comportamento de solos não saturados é necessário determinar os parâmetros de resistência do solo em função da sucção. Isso pode ser feito através de ensaios de laboratório com sucção controlada, no entanto, esses ensaios não são usualmente empregados na prática devido a limitações econômicas impostas pelo longo tempo necessário para sua execução, bem como dificuldades associadas à interpretação dos resultados e à estimativa da sucção em campo (Schnaid *et al.*, 1995).

Outro problema relacionado à execução de pequenas barragens é a baixa quantidade de recursos financeiros disponíveis. Por esse motivo, muitas dessas pequenas barragens são projetadas utilizando apenas resultados de ensaios de caracterização e compactação, sem a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, através dos ensaios de triaxiais ou de cisalhamento direto.

Com o objetivo de amenizar estes problemas, este trabalho apresenta o desenvolvimento de uma célula triaxial simplificada de baixo custo de aquisição, para a execução de ensaios triaxiais em solos compactados, na condição não saturada, com livre drenagem para a água e o ar e sem o monitoramento das poro-pressões. O aparelho foi testado e seus resultados comparados aos resultados obtidos com a célula triaxial convencional, nas mesmas condições de ensaio.

A seguir, apresenta-se a descrição completa do equipamento e resultados dos ensaios triaxiais realizados com a célula convencional e a proposta neste trabalho.

Quadro 2 – Resultados dos ensaios triaxiais CIU realizados com os solos do Quadro 1.

Solo	σ_c (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	Δu (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	c' (kPa)	ϕ' (°)
1	50	165,1	0,0	10	33,7	5	35,3
	100	360,0	-3,1				
	200	659,6	-5,3				
2	50	379,0	-9,5	20	28,8	15	29,2
	100	552,5	-8,0				
	200	807,3	-17,0				
3	50	772,5	3,2	10	33,8	0	35,0
	100	894,5	5,7				
	200	1170,8	10,0				
4	50	704,5	-42,6	8	33,9	5	35,6
	100	981,0	-63,8				
	200	1355,8	-84,9				

2 – DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO DESENVOLVIDO

O equipamento desenvolvido foi construído em aço, com dimensões apropriadas para os aparatos já existentes no laboratório da UFC. A célula montada possui 35 cm de altura e 14 cm de diâmetro e comporta um corpo de prova (CP) com 15 cm de altura e 6,4 cm de diâmetro. As dimensões do corpo-de-prova foram escolhidas para possibilitar a execução de ensaios com solos que possuam partículas de diâmetros maiores, como pedregulhos ou britas, mas sem que o peso total do equipamento ficasse muito elevado. As Figuras 1 e 2 apresentam, respectivamente, um corte da seção transversal da célula montada e uma fotografia do equipamento completo desmontado, juntamente com a identificação de todos os seus componentes.

O cilindro externo possui paredes com 0,7 mm de espessura e uma válvula acoplada para aplicação e leitura da pressão de confinamento. As flanges superior e inferior são rosqueáveis e a vedação destas é feita através de *O-rings*. O fundo da peça é também utilizado como base para o corpo de prova, que é envolvido por uma membrana de borracha de formato cilíndrico.

O fundo da célula é a única parte que necessita ser desmontada para a realização do ensaio. Os demais componentes, incluindo a membrana de borracha, permanecem fixos. O corpo-de-prova é introduzido diretamente pelo fundo, sem a necessidade de desmontar e montar o equipamento. Antes de introduzir a amostra, retira-se o ar da célula aplicando uma pequena sucção pela válvula de pressão, para desobstruir a membrana e facilitar a alocação do corpo-de-prova. Após o posicionamento da amostra, o fundo da célula é recolocado e a pressão confinante aplicada. O solo fica completamente isolado da pressão confinante, mas conectado ao ambiente, de modo que a pressão do ar nos seus vazios pode ser considerada igual à atmosférica.

A transmissão de carga ao corpo de prova é feita através de um eixo de aço com uma esfera na ponta, ligado a um cabeçote de aço bipartido. Esse tipo de ligação foi utilizado para simular o comportamento de uma rótula, deixando o corpo de prova livre para se deformar. O detalhe dessa ligação está apresentado na Figura 1.

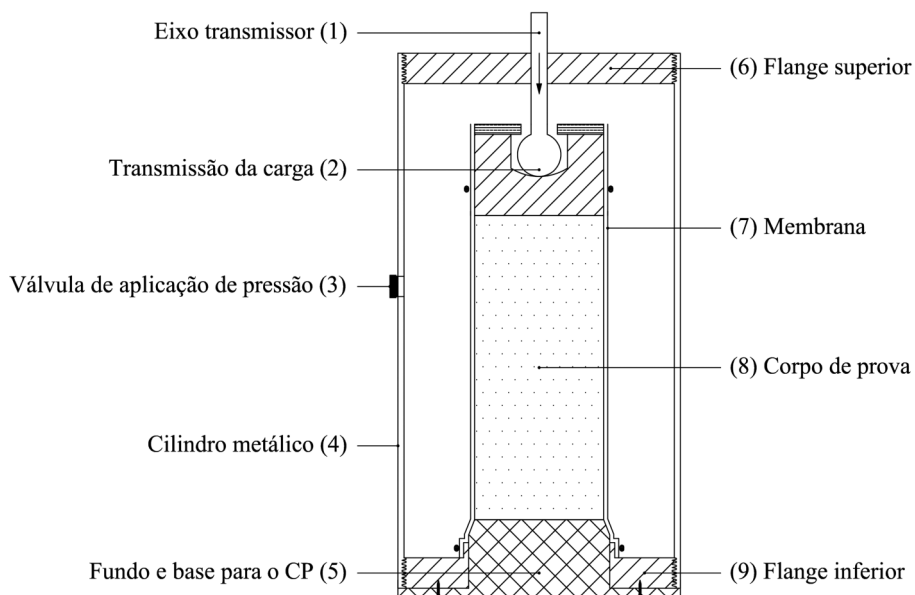


Fig. 1 – Seção transversal da célula triaxial desenvolvida com a identificação dos componentes.

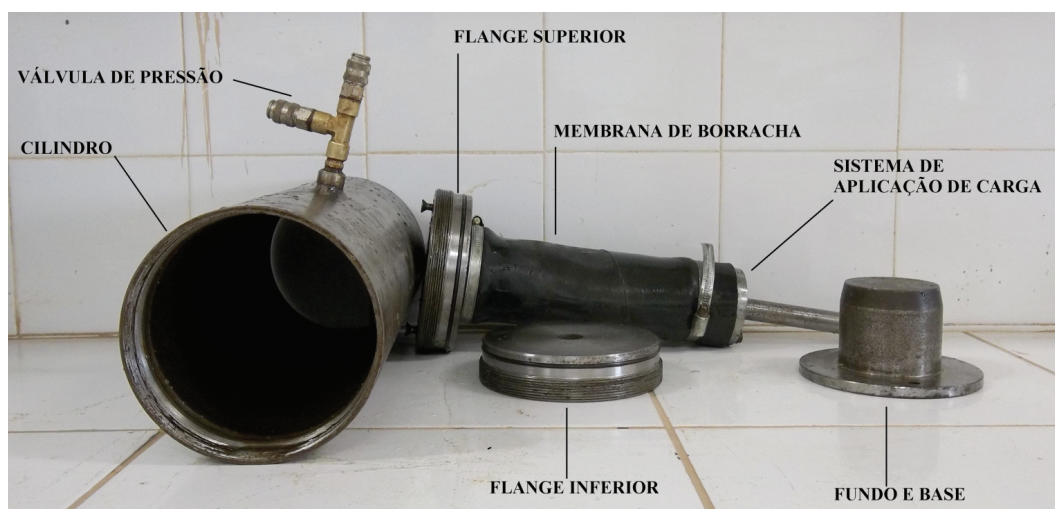


Fig. 2 – Célula triaxial desenvolvida desmontada com a identificação dos componentes.

O princípio de funcionamento da célula é basicamente o mesmo da célula convencional. O corpo-de-prova é envolvido por uma membrana e submetido a uma pressão de confinamento hidrostática. Após um curto período de consolidação, tem início a fase de cisalhamento, que pode ser executada através da imposição de uma taxa constante de deslocamento axial ou através da aplicação de incrementos de carga axial, assim como pode ser feito na célula convencional. Neste processo, o corpo-de-prova pode ser inundado, semelhante ao ensaio de cisalhamento direto, mas não há a aplicação de contrapressões, nem o monitoramento das poro-pressões.

Optou-se por não incluir um sistema de aplicação de contrapressão, porque, desta forma, a célula se torna independente da estrutura do laboratório, podendo o ensaio ser executado em locais sem muita infraestrutura, utilizando apenas um pequeno compressor e uma prensa mecânica com tensões controladas. Acredita-se que os solos compactados de alta rigidez (materiais para os quais a célula foi projetada) não geram excessos significativos de poro-pressões, não sendo necessário o seu monitoramento.

Utilizando a célula desenvolvida, o ensaio triaxial é realizado não saturado (com a umidade de moldagem), com livre drenagem para a água e para o ar, sem monitoramento das poro-pressões e sem medidas de variação volumétrica. Entende-se que estas condições de ensaio são bastante próximas das condições encontradas no campo, tornando os resultados do ensaio mais próximos dos valores reais.

Esta célula apresenta como vantagens a simplicidade de execução do ensaio, o baixo custo para sua construção e o mecanismo de ruptura semelhante ao do triaxial convencional, sem a pré-definição de um plano de ruptura.

Além da câmara triaxial, também foram construídos um soquete e um cilindro de compactação específicos para a moldagem dos corpos de prova do ensaio. Estes equipamentos de compactação foram confeccionados com base nas descrições da NBR 7182 (1988), mas com as dimensões necessárias para moldar o corpo de prova utilizado na célula desenvolvida. As compactações foram realizadas em 3 camadas com 16 golpes em cada camada, resultando numa energia equivalente à Proctor Normal obtida com o equipamento padrão da NBR 7182 (1988).

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Após a construção dos equipamentos, foram realizados ensaios para avaliar a qualidade dos resultados produzidos e a sua aplicabilidade. Para isso, foram utilizadas misturas de solo preparadas com uma areia argilosa (SC), compactada na umidade ótima da energia Proctor Normal, com diferentes frações de material fino (argila e silte). O percentual de finos das amostras foi variado com o objetivo de mostrar a influência da granulometria do solo sobre a qualidade dos resultados obtidos com o equipamento projetado. Todos os ensaios realizados foram repetidos, nas mesmas condições, utilizando a célula convencional do ensaio triaxial. Além dos ensaios realizados com as misturas preparadas, também foram realizados ensaios triaxiais, com as duas células, utilizando o solo natural (apenas destorroado e compactado).

3.1 – Materiais utilizados

O solo utilizado foi coletado no Campus da Universidade Federal do Ceará. Todo o material foi completamente destorroado e homogeneizado, antes da execução dos ensaios. A caracterização do material foi feita através da determinação da densidade real dos grãos, da curva granulométrica, dos índices de consistência e da curva de compactação Proctor Normal. O Quadro 3 apresenta os resultados obtidos e as normas seguidas para cada ensaio.

Após a caracterização do solo, foram preparadas três misturas, variando o percentual da amostra com diâmetro inferior ao da peneira n.º 200 (0,075 mm). As misturas utilizadas foram preparadas com porcentagens de finos iguais a 8, 16 e 24%. No caso do solo natural, o percentual de finos foi de 32%, conforme mostrado no Quadro 3. A Figura 3 apresenta as curvas de compactação obtidas para o solo natural e com as misturas utilizadas.

Pela Figura 3 pode-se observar, como esperado, que a redução do percentual de finos do solo ocasionou uma redução da umidade ótima e tornou as curvas de compactação mais abertas. A máxima massa específica seca foi obtida com a mistura de 24% de finos.

Quadro 3 – Resultados dos ensaios de caracterização física e compactação realizados com o solo utilizado na pesquisa.

Índices físicos	Valores	Normas
Limite de Liquidez	22%	NBR 6459 (1984)
Limite de Plasticidade	15%	NBR 7180 (1984)
Índice de Plasticidade	7%	-
Densidade Real dos Grãos	2,66	DNER (1994)
% de Areia Grossa (0,42 < D < 2,0 mm)	6%	NBR 7181 (1984)
% de Areia Fina e Média (0,05 < D < 0,42 mm)	62%	
% de Silte (0,002 < D < 0,05 mm)	5%	
% de Argila (D < 0,002 mm)	27%	
Umidade ótima	12%	NBR 7182 (1988)
Massa específica seca máxima	1,95	

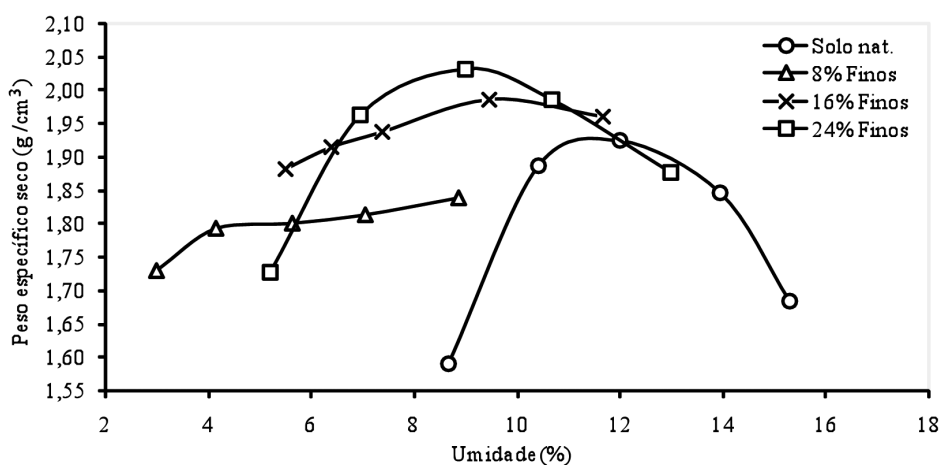


Fig. 3 – Curvas de compactação Proctor Normal obtidas para o solo natural e para as misturas com 8, 16 e 24% de finos.

3.2 – Ensaios realizados

3.2.1 – Ensaios de caracterização

A caracterização física do solo foi feita através da determinação da densidade real dos grãos, da granulometria, dos limites de consistência e da curva de compactação Proctor Normal.

Os ensaios de determinação da densidade real dos grãos e de análise granulométrica foram realizados, seguindo os procedimentos descritos nas normas NBR 7181 (1984) e DNER (1994), respectivamente. A determinação dos limites de liquidez e plasticidade foram realizadas conforme os métodos descritos nas normas NBR 6459 (1984) e NBR 7180 (1984), respectivamente. Por último, os ensaios de compactação na energia Proctor Normal foram realizados seguindo os procedimentos descritos na norma NBR 7182 (1988).

3.2.2 – Ensaio triaxial convencional

Para avaliar o comportamento das poro-pressões do solo natural, foram realizados ensaios triaxiais convencionais do tipo CIU. Os corpos-de-prova foram submetidos a tensões confinantes efetivas de 50, 100 e 200 kPa e adensados por um período de 24 horas. Para garantir a condição de saturação, foram aplicadas contrapressões de até 290 kPa, através de incrementos sucessivos de no máximo 50 kPa, acompanhados do monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954), até atingir valores de B que indicassem um grau de saturação próximo de 100%.

A aplicação das cargas foi feita através de um sistema com quatro colunas independentes de mercúrio, que permitem a execução simultânea de dois ensaios. As tensões aplicadas e as poro-pressões geradas nos corpos-de-prova foram monitoradas através de dois transdutores eletrônicos calibrados para pressões de até 1000 kPa com precisão de 1 kPa. O transdutor que mede a pressão externa é acoplado diretamente ao sistema de aplicação de carga, enquanto o que mede a pressão interna é acoplado à base da célula triaxial.

A prensa utilizada nos ensaios possui capacidade de 50 kN. A ruptura dos corpos de prova foi feita a uma velocidade, aproximadamente constante, de 0,1219 mm/min., a mesma empregada nos ensaios CIU comumente realizados pelo Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da UFC para este tipo de solo. As deformações axiais foram obtidas através da medição do deslocamento relativo entre o pistão e a célula triaxial, feita por um extensômetro com precisão de 0,001 mm acoplado ao pistão da célula. As tensões geradas foram medidas com os mesmos anéis dinamométricos com capacidade de 10 e 50 kN.

3.2.3 – Ensaio triaxial com a célula desenvolvida

O procedimento de execução do ensaio triaxial utilizando a célula desenvolvida é praticamente o mesmo do ensaio convencional, não havendo a aplicação de contrapressão.

A primeira etapa para a realização do ensaio é a moldagem dos corpos-de-prova, que é feita utilizando os equipamentos de compactação confeccionados para o ensaio. As amostras de solo são compactadas na umidade ótima do ensaio Proctor, que também deve ser realizado utilizando os equipamentos construídos.

Após a moldagem, o corpo-de-prova é submetido a uma fase rápida de consolidação, através da aplicação de uma pressão de confinamento hidrostática. Esta etapa, com duração de uma hora, tem o objetivo de simular o efeito da sobreposição de pequenas camadas. A aplicação da pressão é feita através de um compressor de ar e controlada por um transdutor ligado à válvula por onde a pressão é aplicada.

Após a consolidação, tem início a etapa de cisalhamento. Esta etapa é realizada em uma prensa convencional para ensaios triaxiais, mas também pode ser realizada numa prensa de CBR ou numa prensa de adensamento adaptada. Os acréscimos de carga axial são medidos por um anel dinamométrico, enquanto as deformações axiais são medidas através de um extensômetro acoplado ao eixo transmissor. Desta forma, o ensaio fornece como resultados apenas os acréscimos de tensões mobilizados e as deformações axiais do corpo-de-prova.

Os corpos-de-prova são rompidos nas mesmas condições em que são compactados (ou extraídos do campo) e sem o impedimento da drenagem. Dessa maneira, acredita-se que os resultados do ensaio são mais próximos das condições reais de campo. A partir desses resultados, as análises de estabilidade são feitas em termos de tensões totais, considerando que os efeitos da sucção e das poro-pressões estejam incorporados nas respostas geradas pelos corpos-de-prova. Os ensaios realizados com a célula desenvolvida foram repetidos, utilizando a célula convencional, nas mesmas condições: sem aplicação de contrapressão.

4 – RESULTADOS OBTIDOS

4.1 – Ensaio triaxiais convencionais

Os ensaios triaxiais CIU convencionais foram realizados com o solo natural compactado nas condições do ponto ótimo da curva Proctor normal. As Figuras 4 e 5 apresentam, respectivamente, as curvas tensão-deformação e a geração de poro-pressões dos corpos-de-prova, durante o ensaio.

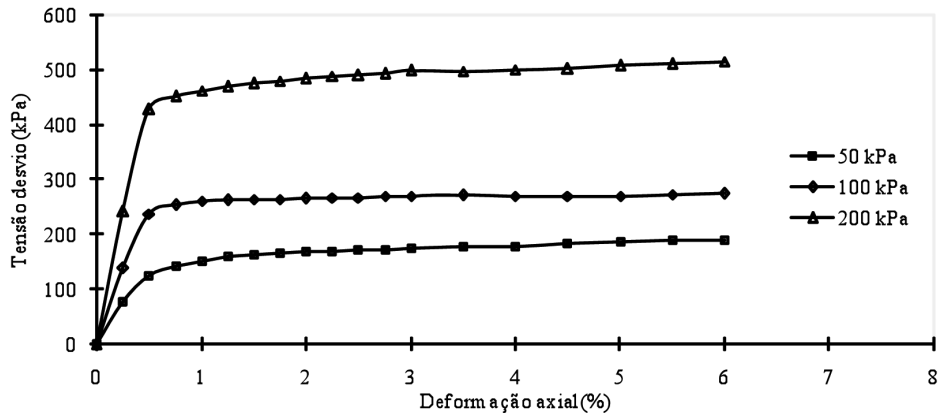


Fig. 4 – Curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais CIU realizados com o solo natural, utilizando tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

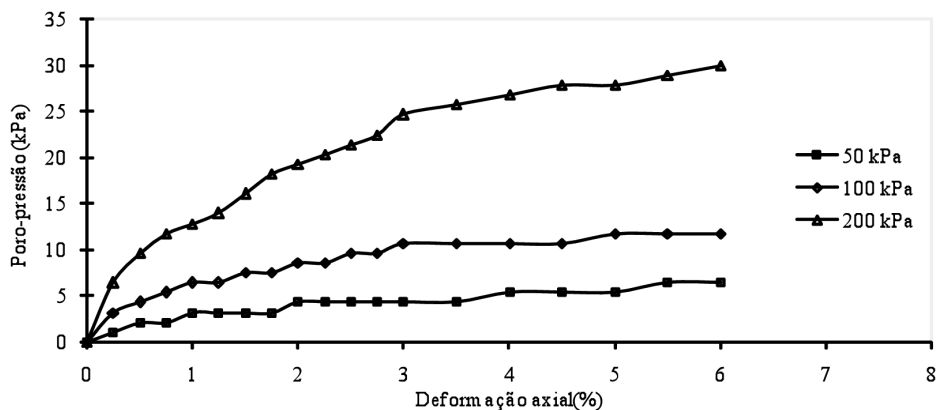


Fig. 5 – Geração de poro-pressão nos ensaios triaxiais CIU realizados com o solo natural, utilizando tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Pelas Figuras 4 e 5, observa-se que o solo apresentou um comportamento tensão-deformação inicial aparentemente linear, com um ponto de plastificação bem definido. Para o nível de deformação deste ponto, foram gerados pequenos excessos de poro-pressões, crescentes com a tensão de confinamento. Este comportamento é similar ao apresentado pelos solos utilizados na construção de pequenas barragens de terra.

4.2 – Ensaios triaxiais para teste do equipamento

Para testar o equipamento desenvolvido, foram realizados ensaios triaxiais utilizando o solo natural compactado no ponto ótimo da curva Proctor Normal e utilizando as misturas de solo preparadas com teores de finos de 8, 16 e 24%, também compactadas no ponto ótimo da energia normal.

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados com a célula desenvolvida utilizando o solo natural são apresentados na Figura 6. As curvas tensão-deformação obtidas com a célula desenvolvida não apresentaram um ponto de plastificação bem definido, como ocorreu nos ensaios CIU convencionais. Também foram verificados aumentos das tensões desvio, para as três tensões confinantes, até deformações axiais da ordem de 5%. Apesar do comportamento diferente, as máximas tensões axiais obtidas com as duas células foram da mesma ordem de grandeza.

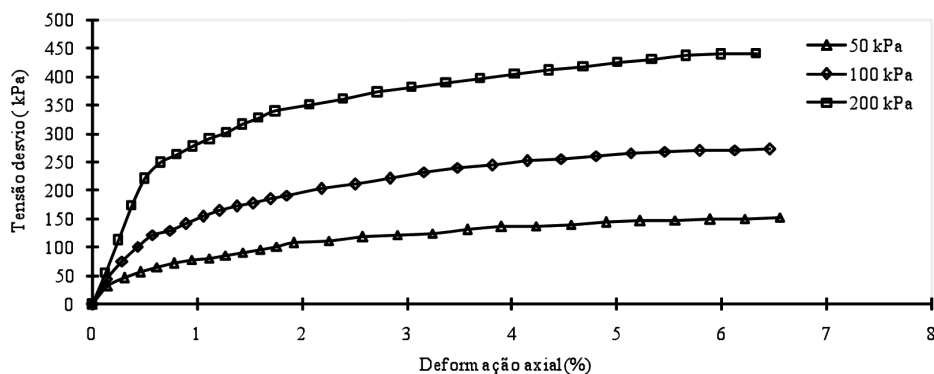


Fig. 6 – Curvas tensão-deformação obtidas nos ensaios triaxiais realizados com a célula desenvolvida utilizando o solo natural e tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa.

Os resultados obtidos com as misturas de solo com 8, 16 e 24% de finos estão apresentados, respectivamente, nas Figuras 7, 8 e 9, onde a letra A foi utilizada para representar a célula proposta e a letra B para representar a célula convencional.

Pelas Figuras 7, 8 e 9, percebe-se que os resultados obtidos com a célula desenvolvida foram bastante próximos dos obtidos com a célula convencional, apresentando maior conformidade para as misturas com percentuais de finos iguais a 8 e 16%. Estes resultados mostram que a célula desenvolvida é mais apropriada para solo com baixo teor de finos, onde a permeabilidade é relativamente alta e os efeitos da sucção são menos relevantes, o que facilita a drenagem do solo e reduz as variações de poro-pressões.

Embora os resultados obtidos com as misturas de 8 e 16% de finos tenham apresentado maior conformidade, as curvas obtidas com a mistura de 24% de finos também se mostraram bastante próximas, de modo que não houve grande discrepância entre os parâmetros de resistência obtidos com as duas células (Quadro 4). Isso indica que a célula criada, mesmo utilizando pressão confinante a ar e uma membrana de borracha, forneceu resultados coerentes.

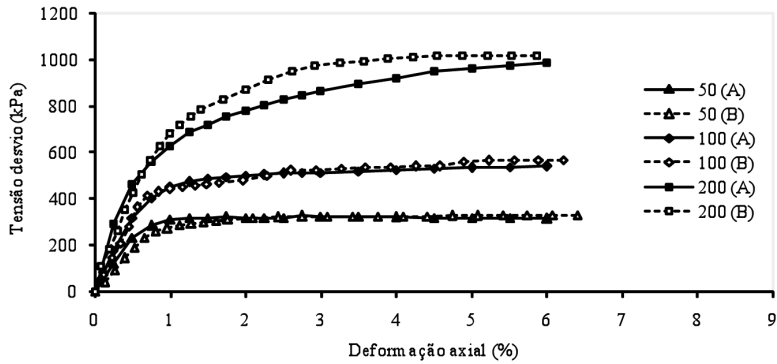


Fig. 7 – Curvas tensão-deformação obtidas para a mistura com 8% de finos, utilizando a célula triaxial desenvolvida (A) e a célula convencional (B).

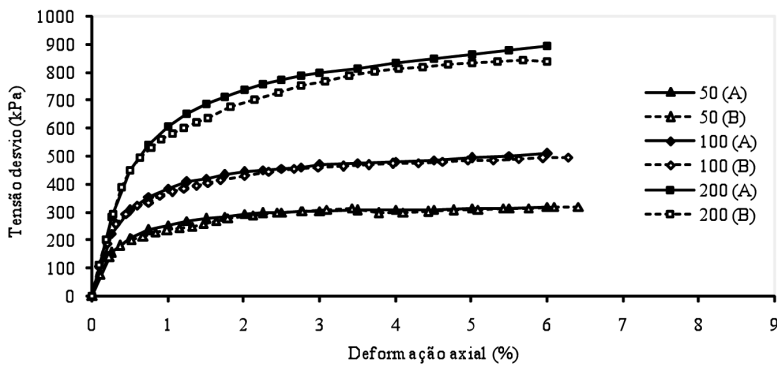


Fig. 8 – Curvas tensão-deformação obtidas para a mistura com 16% de finos, utilizando a célula triaxial desenvolvida (A) e a célula convencional (B).

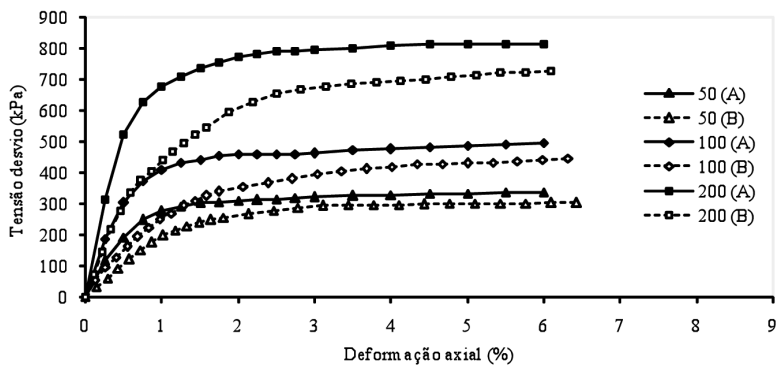


Fig. 9 – Curvas tensão-deformação obtidas para a mistura com 24% de finos, utilizando a célula triaxial desenvolvida (A) e a célula convencional (B).

4.3 – Comparação entre os resultados

O Quadro 4 apresenta os parâmetros de resistência obtidos com os ensaios triaxiais realizados com a célula convencional e a desenvolvida.

Quadro 4 – Comparação entre os resultados obtidos nos ensaios triaxiais realizados com a célula desenvolvida e a célula convencional.

Material	Célula Convencional		Célula Desenvolvida	
	c (kPa)	ϕ (kPa)	c*(kPa)	ϕ^* (kPa)
Solo natural saturado	8,5	30,8	-	-
Solo natural não saturado	-	-	16,5	29,5
Mistura 24 % de finos	13,0	39,3	11,5	37,6
Mistura 16% de finos	1,0	41,7	2,0	40,4
Mistura 8% de finos	0,0	44,3	0,0	45,4

Os resultados do Quadro 4 mostram que os parâmetros obtidos com as duas células, para as misturas com 8, 16 e 24% de finos, foram bastante próximos. Os ensaios realizados com o solo natural também forneceram resultados próximos, sendo a coesão obtida na célula desenvolvida duas vezes maior que a coesão do ensaio CIU. Este aumento da coesão pode ter ocorrido devido à contribuição da sucção e ao fato de os ensaios terem sido realizados em condições diferentes de drenagem.

Acredita-se que para solos com baixo percentual de finos, como as misturas utilizadas, a sucção no entorno da umidade ótima de compactação seja muito baixa, diminuindo a sua influência sobre os resultados. Dessa forma, os parâmetros de resistência obtidos com a célula desenvolvida e com a célula convencional devem ser bastante próximos.

5 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste trabalho foi apresentado o desenvolvimento de uma célula para a realização de ensaios triaxiais em solos compactados rígidos. A célula facilita a execução do ensaio triaxial, possibilitando a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, em laboratórios que não disponham de grande infraestrutura e até mesmo no campo.

Os resultados obtidos neste trabalho mostraram que a célula desenvolvida fornece resultados concordantes, quando comparada à célula triaxial convencional. Desta forma, é possível a obtenção de parâmetros de resistência de solos compactados não saturados em condições mais próximas das encontradas no campo. Além disso, a execução do ensaio é bastante simples e seus custos são menores que os do ensaio triaxial convencional, viabilizando a obtenção de parâmetros de resistência para pequenas barragens.

6 – AGRADECIMENTOS

Os autores gostariam de expressar seus agradecimentos ao Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação da Universidade Federal do Ceará pelos equipamentos cedidos e pelo financiamento para a construção da célula.

7 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- DNER (1994). Departamento Nacional de Estradas de Rodagem: *ME 093: Solos – determinação da densidade real*. Rio de Janeiro.
- Miranda, A.N. (1988). *Behavior of small dams during initial filling*. Dissertação de PhD, Colorado State University, Fort Collins, USA, 229p.
- NBR 6459 (1984). *Solo – Determinação do limite de liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7180 (1984). *Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7181 (1984). *Solo – Análise granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- NBR 7182 (1988). *Solo – Ensaio de Compactação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro.
- Schnaid, F.; Consoli, N.C.; Mantaras, F.M. (1995). *O uso do ensaio pressiométrico na determinação de parâmetros de solos não saturados*. Solos e Rochas, n.18, v.4, pp.129-137.
- Skempton, A.W. (1954). *The pore-pressure coefficients A and B*. Géotechnique, London, v.4, pp.143-147.

NOTAS TÉCNICAS



DETALHES SOBRE OS ENSAIOS DE COMPRESSÃO NÃO CONFINADA E TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Details about unconfined compression tests and diametral compression tests for tensile strength determination

Saul Barbosa Guedes*

Roberto Quental Coutinho**

António Viana da Fonseca***

RESUMO – No presente trabalho se descrevem informações importantes sobre a realização e a obtenção de parâmetros por meio dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral. Por meio dos detalhes descritos, o leitor poderá desenvolver pesquisas acadêmicas de melhor qualidade e inovadoras com equipamentos mais práticos, admitir soluções mais realísticas para as pesquisas em desenvolvimento e ter conhecimento sobre detalhes da realização dos ensaios, evitando erros de execução que influenciem de maneira muito significativa os resultados finais. Espera-se que o presente artigo seja divulgado de maneira ampla entre os que decidem desenvolver suas pesquisas no laboratório realizando diretamente seus ensaios, pois este trabalho é uma forma de promoção à transferência e valorização do conhecimento científico e tecnológico, que visa dar apoio a estudantes, docentes, profissionais da área, por meio da capacidade de provocar, impulsionar e propagar a tecnologia e informações entre o meio acadêmico.

SYNOPSIS – The present work describes important information on the implementation and parameter evaluation by unconfined compression and diametral compression tests for tensile strength determination. The described details will hopefully contribute to the development of better quality and innovative academic research with more practical equipment, to the selection of more realistic directions for research under development and to a deeper knowledge of test procedures, avoiding runtime errors that may influence significantly the final results. It is expected that this article may have wide dissemination among those who develop their research in the laboratory directly performing their tests, in order to promote the transfer and enhancement of scientific and technological knowledge, in support of students, teachers and professionals, through the ability to create, lead and propagate technology and expertise within the academic circles.

PALAVRAS CHAVE – Ensaios de laboratório, detalhes, qualidade dos resultados.

1 – INTRODUÇÃO

Atualmente existem várias técnicas disponíveis para se atingir uma melhor representatividade de uma investigação de subsolo e nestas estão incluídos ambos os ensaios de campo e de laboratório. Ensaios de laboratório incluem aqueles que testam os elementos (corpos de prova) dos

* Professor Adjunto 1, Universidade Federal de Campina Grande. E-mail: saulguedes@yahoo.com.br

** Professor Associado 4, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco.
E-mail: rqc@ufpe.br

*** Professor Associado com Agregação, Construct-Geo, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
E-mail: viana@fe.up.pt

materiais, tais como ensaios triaxiais e aqueles que testam modelos protótipos, tais como ensaios de centrífuga. Ensaios de campo incluem amostragem, ensaios *in situ*, ensaios em verdadeira escala (*full scale testing*) e ensaios geofísicos.

Uma investigação de subsolo ideal deve incluir a combinação destes ensaios para classificar o subsolo, determinar condições geológicas-geotécnicas, os parâmetros geotécnicos e o comportamento dos materiais para serem utilizados de forma apropriada no projeto geotécnico integrado com o estrutural. Os ensaios devem fornecer informações técnicas com adequado grau de acurácia e no mais baixo custo.

Neste trabalho são descritos detalhes que foram observados em ensaios de compressão simples e tração por compressão diametral, realizados durante uma pesquisa envolvendo material compósito no Laboratório de Geotecnia da FEUP. O objetivo do artigo consiste em divulgar detalhes que fazem total diferença quando considerados durante o desenvolvimento dos ensaios visando parâmetros do material.

2 – ENSAIOS DE LABORATÓRIO

2.1 – Ensaio de compressão não confinada ou compressão simples

O ensaio de compressão simples visa à determinação da resistência à compressão não confinada (ou simples) de corpos de prova cilíndricos (geralmente $h = 2 \cdot \phi$) constituídos por solos natural ou artificialmente coesivos, mediante aplicação de carga axial com controle de velocidade e registro das deformações sofridas (Figura 1).

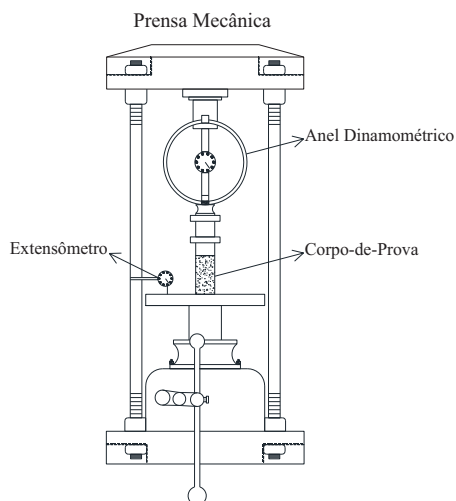


Fig. 1 – Ensaio de resistência à compressão simples (Guedes, 2013).

Na comparação entre o processo de realização de um ensaio de compressão não confinada e um ensaio triaxial (ver Figura 2), seja este do tipo consolidado isotropicamente drenado (CID), consolidado isotropicamente não drenado (CIU), ou ainda não consolidado e não drenado (UU), existem detalhes que geralmente não se encontram nos livros de engenharia geotécnica, como se refere a seguir.

2.1.1 – Velocidade de deformação

A velocidade de deformação de um ensaio de compressão simples é geralmente sempre superior ao de qualquer ensaio triaxial, seja ele, CID, CIU ou UU. Quando se realiza um ensaio de compressão simples em materiais artificialmente coesivos, por exemplo, cimentados, geralmente aplica-se uma velocidade controlada de deformação (também conhecida como velocidade de ruptura) igual a 1,00 mm/minuto, estabelecida pela norma NBR-12025 (1990).

Quanto mais resistente for o material maior será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura. Entretanto, quanto mais rígido for o material menor será o tempo gasto para o mesmo atingir a ruptura.

A norma ASTM-2938 (1995) comenta que o ensaio de compressão simples deve demorar entre 2 a 15 minutos. Ainda aplicando uma velocidade de deformação inferior a estabelecida na NBR-12025 (1990) para satisfazer a norma ASTM-2938 (1995), mesmo assim, essa velocidade constante de deformação será superior à velocidade de realização de um ensaio triaxial qualquer.

Justifica-se essa diferença de velocidade no fato de que, durante o desenvolvimento do ensaio de compressão simples, não existe necessidade da drenagem interna do maciço do corpo de prova, ou seja, não há preocupação com a possibilidade de aumento da pressão neutra na matriz, o que influencia significativamente na resistência.

No caso dos ensaios triaxiais tipo CID existe essa preocupação, principalmente se o material em análise tiver em sua composição granulométrica muitas partículas finas, pois menor será sua permeabilidade e, portanto, menor deve ser a velocidade de deformação aplicada para permitir que a água interna se dissipe durante o processo de ruptura sem aumentar a pressão neutra.

Mesmo que o ensaio seja do tipo UU, ainda assim, a velocidade de deformação deve ser inferior à do ensaio de compressão simples, pois no ensaio UU analisa-se o comportamento da pressão neutra e do volume do material durante o processo de ruptura, lembrando que o ensaio do tipo UU é aplicado exclusivamente para estudo do comportamento mecânico das argilas.

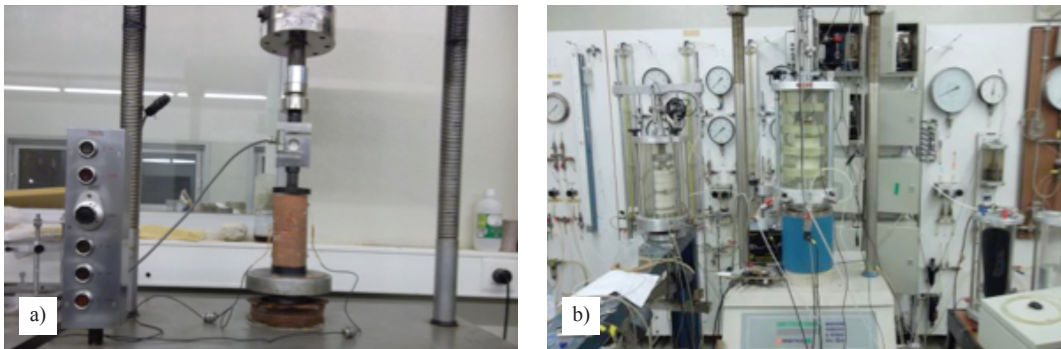


Fig. 2 – a) Ensaio de resistência à compressão simples; b) Ensaio triaxial (Guedes, 2013).

2.1.2 – Influência da sucção

No ensaio de compressão simples a sucção matricial ($u_a - u_w$) passa a ter a mesma função da pressão de confinamento (σ_3). Geralmente, antes de romper o corpo de prova pelo ensaio de compressão simples, realiza-se a etapa de imersão do mesmo objetivando sua saturação. Porém, o processo de saturação do corpo de prova por imersão não é total, uma vez que a água não penetra totalmente no interior do corpo de prova devido à presença de bolhas de ar oclusas. Esse problema passa a ser mais agravado se o material for muito compactado e de granulometria fina, o que dificulta ainda mais a entrada da água.

Ainda pode-se tentar um aumento da saturação do corpo de prova fazendo com que a água infiltre-se no mesmo por meio do fenômeno da capilaridade, sempre deixando o nível da água abaixo da altura do mesmo e ao observar certa estabilização da altura capilar, novamente aumenta-se o nível de água do reservatório. Porém, esses dois métodos de tentativa de saturação do corpo de prova não possuem a mesma eficiência da saturação por contra-pressão, como se realiza nos ensaios triaxiais. Durante a etapa de saturação do corpo de prova, é possível ainda, medir o grau de saturação por meio do parâmetro \bar{B} de Skempton.

Uma vez que o valor da sucção está diretamente relacionado ao grau de saturação, observa-se que é impossível não haver alguma influência da sucção no ensaio de compressão simples. Portanto, é fundamental medir a sucção após a realização do ensaio de compressão não confinada para analisar se a mesma está influenciando de maneira significativa na resistência.

É possível que um corpo de prova de solo puro possa apresentar resistência à compressão simples superior à do respectivo solo acrescido de certa quantidade de cimento, porém, no estado saturado, mesmo que ambos os corpos de provas estejam moldados com as mesmas características de índices físicos.

2.1.3 – Diferença entre a influência da sucção matricial e tensão de confinamento

Embora a sucção influencie na resistência de maneira semelhante a uma pressão de confinamento, entretanto, apresentam diferenças significativas. Considere-se dois corpos de prova, um submetido a uma sucção matricial $u_a - u_w = 300$ kPa, e outro submetido a uma pressão de confinamento $\sigma_3 = 300$ kPa. Em se tratando do estado de confinamento, pode-se alegar que os mesmos estão confinados a uma mesma magnitude, porém, a diferença encontra-se fisicamente na matriz dos mesmos antes e principalmente após a tensão de ruptura.

Por exemplo, apesar de ambos os corpos de provas estarem submetidos ao mesmo estado de confinamento de 300 kPa, o corpo de prova da sucção jamais poderá admitir o estado crítico, uma vez que esta condição só é possível quando a tensão desviadora ($\sigma_1 - \sigma_3$) encontra-se estabilizada e o corpo de prova admite uma variação de forma, porém, com volume constante. O estado crítico só é possível quando o corpo de prova admite uma grande deformação, e neste caso, logo após a ruptura, o corpo de prova “confinado” pela sucção sofre uma destruição de toda a sua estrutura devido à perda da sucção proporcionada pelo afastamento dos grãos na zona pertencente à cunha de ruptura.

Outra diferença está no fato de que os grãos da matriz do corpo de prova submetido à sucção, não possuem a mesma lubrificação dos grãos da matriz do corpo de prova submetido à pressão de confinamento; este último possivelmente apresentará menor atrito entre grãos devido a presença constante da água.

Uma outra diferença existente entre os dois estados de confinamento citados é que, com base no exposto no parágrafo anterior, também se torna impossível obter parâmetros de pós-ruptura tais como resistência residual, ângulo de atrito a volume constante e ângulo de dilatação para corpos de prova que estejam submetidos ao estado de confinamento por sucção.

É importante que o leitor saiba que as diferenças citadas nos dois últimos parágrafos referem-se a corpos de prova não cimentados. E também que, quando se deseja obter o estado crítico de um determinado material, deve-se utilizar um índice de vazios relativamente elevado e escolher também um ensaio do tipo CIU ao invés do CID, para favorecer inicialmente o aumento da pressão neutra e conseqüentemente o deslizamento entre si dos grãos do solo na estrutura da matriz.

A seguir referem-se outras informações que devem ser observadas quando da realização de um ensaio de compressão não confinada.

2.1.4 – Tamanho máximo do grão

O tamanho máximo que um grão de solo pode possuir, para um determinado tipo de ensaio, deve ser menor ou igual a 10% da menor dimensão de um corpo de prova. Por exemplo, se utilizar corpos de prova cilíndricos de 10,0 cm de altura e 5,0 cm de diâmetro (menor dimensão), deve-se utilizar o material que passa na peneira n.º 4 (4,8 mm) e, desprezar o material retido (Figura 3). Dimensões maiores de grãos podem tornar o tamanho do corpo de prova não representativo para a granulometria do solo.



Fig. 3 – a) Grãos retidos na peneira n.º 4 (4,8 mm);
b) Moldagem de corpo de prova com $h = 10$ cm e $\phi = 5,0$ cm (Guedes, 2013).

2.1.5 – Tipos de equipamento utilizados

É indiscutível que os equipamentos mais modernos fornecem resultados mais confiáveis do que os antigos. Por exemplo, considerando que todos os equipamentos encontram-se rigorosamente aferidos, uma célula de carga possui maior sensibilidade e precisão do que um anel dinamométrico. Uma célula de carga pode registrar até um milésimo de unidade de força (0,001 N).

Outro dispositivo o qual possui influência muito significativa nos valores dos parâmetros de um material é o medidor de deformação. Os parâmetros tais como módulos de deformabilidade tangente, elasticidade, secante, coeficiente de Poisson, etc., são influenciados diretamente pelo medidor de deformação. Por exemplo, não é confiável utilizar em projeto os resultados dos módulos citados acima, se os mesmos foram obtidos por meio do uso de um extensômetro conforme detalhes do ensaio ilustrado na Figura 4a.

Como se pode observar na Figura 4a, o extensômetro não registra a deformação direta do corpo de prova, mas sim a elevação da base da prensa, o que leva muitos operadores a crer ser a deformação sofrida pelo corpo de prova. Porém, ao se trabalhar com dispositivos que são fixados diretamente no maciço do corpo de prova, observa-se nitidamente que estes registram precisamente a deformação linear sofrida pelos mesmos quando da aplicação da carga axial. Além do mais, são colocados em lados opostos com o objetivo de obter uma média da deformação real sofrida pelo material em estudo. Estes últimos, além de serem mais precisos, também são muito práticos de serem utilizados.

Os dispositivos ilustrados na Figura 4b são chamados de LDT (*Linear Displacement Transducers*), ou seja, transdutores de deslocamento linear.

A forma de aquisição dos dados de um ensaio também é fator essencial na precisão dos resultados, pois resultados obtidos por meio do preenchimento manual do operador são mais suscetíveis ao erro do que os registrados por um programa computacional.

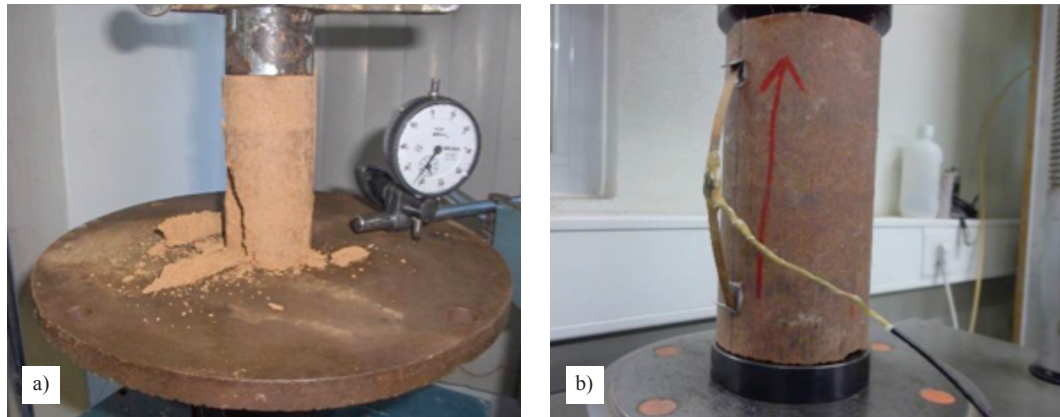


Fig. 4 – a) Extensômetro; b) LDT (Guedes, 2013).

2.2 – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de tração por compressão diametral, também chamado de ensaio de tração indireta ou ensaio brasileiro (*Brazilian Test*), foi desenvolvido de maneira independente no Brasil e no Japão em 1943.

No Brasil este ensaio foi desenvolvido pelo Professor Fernando Luiz Lobo Barboza Carneiro, quando da tentativa de mover para outro lugar a igreja de São Pedro dos Clérigos (construída em 1732 na cidade do Rio de Janeiro) em cima de rolos de concreto.

O ensaio é realizado por meio da aplicação de uma carga de compressão em um corpo de prova cilíndrico que se encontra entre duas peças retangulares, com dimensões em função do diâmetro do corpo de prova, localizadas de maneira diametralmente opostas (ver Figura 5a).

O mecanismo do ensaio desenvolve-se da seguinte maneira: para um material elástico as condições impostas pela carga, além de causar compressão, também produzem uma tensão de tração praticamente uniforme ao longo de uma área significativa do plano diametral contendo a carga aplicada (ver Figura 5b).

Devido ao fato da aplicação da carga de compressão ser tecnicamente mais fácil do que a aplicação da carga de tração, este ensaio foi considerado como “ensaio ideal” para a avaliação das propriedades de tração em materiais frágeis, tais como pedra e cimento Portland, concreto (Blakey e Beresford, 1955; Thaulow, 1957; Berenbaum e Brodie, 1959; Fairhurst, 1964), bem como concreto betuminoso e outros materiais (Livneh e Shklarsky, 1962).

Hondros (1959) demonstrou que o ensaio também proporciona um meio simples e preciso para determinação das propriedades elásticas do concreto de cimento Portland.

Pesquisas de laboratório conduzidas por Hadley *et al.* (1970), e o fato de algumas camadas da estrutura do pavimento estarem sob tensões de tração/compressão, validou e promoveu a utilização deste ensaio para avaliar as propriedades elásticas do concreto betuminoso (Schmidt, 1972).

Como o concreto betuminoso é utilizado na camada de revestimento de um pavimento e esta, por sua vez, encontra-se exposta diretamente à ação do tráfego, sendo submetida constantemente a ciclos de carga e descarga, procedimentos apropriados do ensaio de tração por compressão

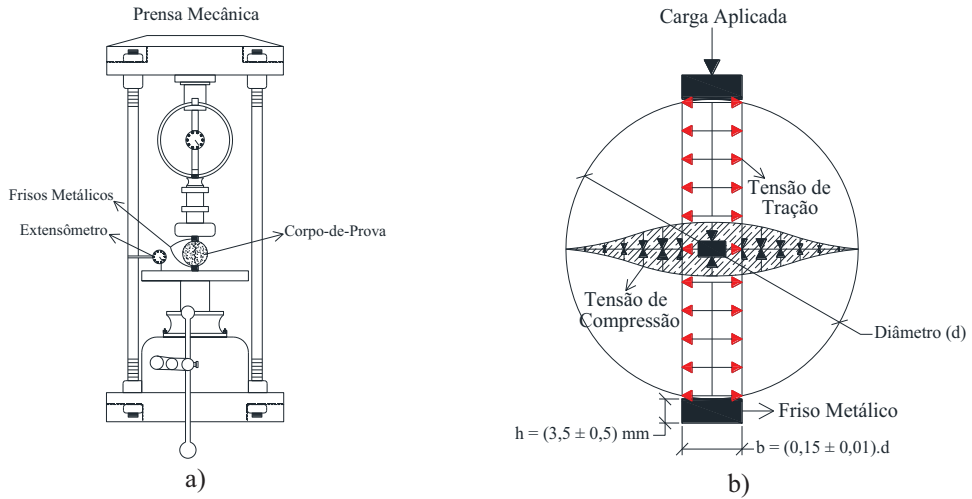


Fig. 5 – a) Ensaio de tração por compressão diametral; b) Tensões desenvolvidas no corpo de prova durante o ensaio (Guedes, 2013).

diametral foram desenvolvidos e implementados rotineiramente na prática, em que as amostras são submetidas a ciclos de carga/descarga.

Os resultados destes ensaios são usados para determinar os parâmetros elásticos, tais como módulo de Young e coeficiente de Poisson. Na literatura técnica voltada para pavimentação, o termo módulo de resiliência (M_R) é tradicionalmente usado ao invés dos termos módulo de elasticidade (E) ou módulo de Young.

Quando se realiza o ensaio de tração por compressão diametral aplicando uma velocidade constante de deformação (EN13286, 2004) ou carregamentos cíclicos (ASTM D 4123-82, 1987) objetivando obter parâmetros elásticos, considerando o material em análise como de comportamento elástico linear, as tensões e as deformações desenvolvidas na amostra cilíndrica podem ser obtidas a partir de uma solução elástica linear tais como as que satisfazem a lei de Hooke, conforme equações detalhadas a seguir:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{xx} - \nu \cdot (\sigma_{yy} + \sigma_{zz})] \quad (1)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{yy} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{zz})] \quad (2)$$

$$\varepsilon_{zz} = \frac{1}{E} \cdot [\sigma_{zz} - \nu \cdot (\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad (3)$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xy} \quad (4)$$

$$\varepsilon_{xz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{xz} \quad (5)$$

$$\varepsilon_{yz} = \frac{1 + \nu}{E} \cdot \sigma_{yz} \quad (6)$$

σ_{xx} , σ_{yy} e σ_{zz} – tensões normais;

ε_{xx} , ε_{yy} e ε_{zz} – deformações correspondentes às tensões normais;

σ_{xy} , σ_{xz} e σ_{yz} – tensões de cisalhamento;

ε_{xy} , ε_{xz} e ε_{yz} – deformações correspondentes às tensões de cisalhamento;

E – módulo de Young ou módulo de resiliência ou ainda módulo de elasticidade;

ν – coeficiente de Poisson.

O módulo de Young e o coeficiente de Poisson podem ser relacionados entre si constituindo outros dois parâmetros do material, como, por exemplo, o módulo volumétrico K, que relaciona a deformação volumétrica com a tensão média, e o módulo cisalhante G, que relaciona a deformação cisalhante com a correspondente tensão de cisalhamento. As relações entre os parâmetros citados estão detalhadas a seguir:

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2\nu)} \quad (7)$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (8)$$

A solução elástica mais frequentemente utilizada para resolver problemas de tensões e deformações, é a solução analítica desenvolvida por Hondros (1959). A solução proposta por este pesquisador se aplica a um carregamento radial por uma pressão p uniformemente distribuída atuando sobre um arco finito no comprimento total da amostra cilíndrica (ver Figura 6a).

Na interpretação do ensaio, apenas são usadas as tensões σ_{xx} e σ_{yy} ao longo dos eixos x e y centralmente localizados, e são calculadas fazendo-se uso das seguintes fórmulas:

$$\sigma_{xx}(x,0) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \cdot \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} - \arctan \left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (9)$$

$$\sigma_{yy}(x,0) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \cdot \left[\frac{\left(1 - \frac{x^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 + 2 \cdot \frac{x^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{x^4}{R^4}} + \arctan \left(\frac{1 - \frac{x^2}{R^2}}{1 + \frac{x^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (10)$$

$$\sigma_{xx}(0,y) = \frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \cdot \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \cos(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} - \arctan \left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2}}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (11)$$

$$\sigma_{yy}(0, y) = -\frac{2P}{\pi \cdot a \cdot L} \left[\frac{\left(1 - \frac{y^2}{R^2}\right) \cdot \text{sen}(2\alpha)}{1 - 2 \cdot \frac{y^2}{R^2} \cdot \text{cos}(2\alpha) + \frac{y^4}{R^4}} + \arctan \left(\frac{1 + \frac{y^2}{R^2}}{1 - \frac{y^2}{R^2}} \cdot \tan(\alpha) \right) \right] \quad (12)$$

P - resultante (força) da pressão p;

a - largura da faixa de carga;

L - comprimento do cilindro;

R - raio do cilindro;

$2k = 2\alpha$ - ângulo ilustrado na Figura 6a;

Nota - as tensões de compressão são consideradas como negativas.

Nota-se que as expressões apresentadas anteriormente são independentes do módulo de Young e do coeficiente de Poisson, assim como do cilindro estar no estado plano de tensão ou na condição de deformação plana (Drescher *et al.*, 1996).

Observa-se também que, como os eixos centrais x e y são os eixos principais de tensão, não existem tensões de cisalhamento ao longo dos respectivos eixos, ou seja $\sigma_{xy}(x,0) = \sigma_{xy}(0,y) = 0$.

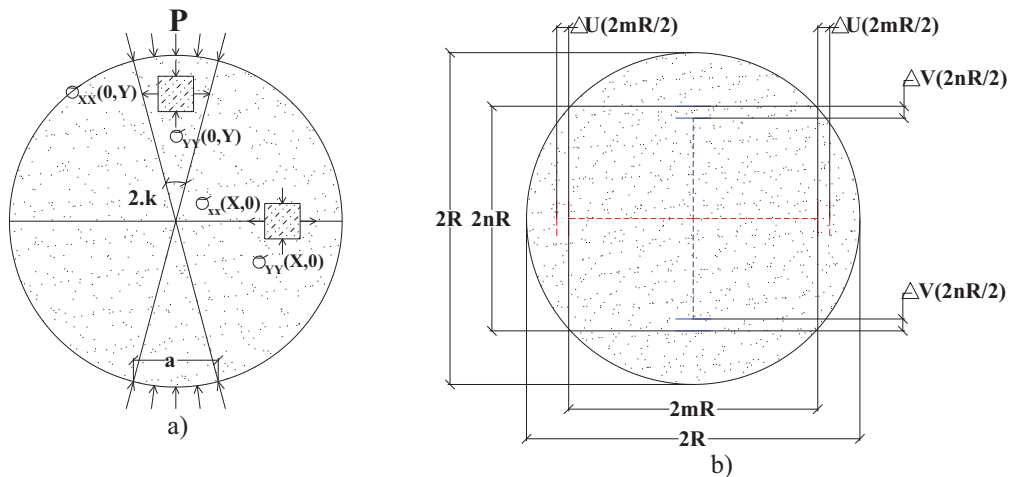


Fig. 6 – Compressão diametral: a) Definições; b) Segmentos diametraais (Drescher *et al.*, 1996).

Por meio da Figura 7 ilustra-se as distribuições das tensões normalizadas por $\pi RL/P$ para um valor da largura da faixa de carregamento $a/2R=1/8$. Ao longo do eixo x (diâmetro horizontal), desenvolvem-se tensões de tração na direção horizontal e de compressão na direção vertical. Ao longo do eixo y (diâmetro vertical), a tensão vertical é de compressão, enquanto a tensão horizontal varia de uma tração quase constante na região central, até uma elevada compressão próximo do contorno carregado. Em confronto com as tensões, as deformações ao longo dos eixos x e y dependem de o cilindro estar no estado plano de tensão (cilindro curto) ou de deformação (cilindro longo). Na prática, os cilindros utilizados são curtos, e as tensões são calculadas por:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{xx} - \nu \cdot \sigma_{yy}) \quad (13)$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} \cdot (\sigma_{yy} - \nu \cdot \sigma_{xx}) \quad (14)$$

Com base nas equações detalhadas, verifica-se que as deformações não dependem apenas das tensões, mas também dos valores do módulo de Young e do coeficiente de Poisson.

A base para a avaliação dos parâmetros elásticos (módulo de Young e coeficiente de Poisson) são as equações apresentadas anteriormente.

Em princípio, qualquer ponto ao longo dos eixos x e y pode ser selecionado para determinar o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson se as deformações ε_{xx} e ε_{yy} correspondentes à força P forem medidas neste ponto.

Contudo, os parâmetros elásticos avaliados seguindo este modelo de cálculo podem não ser representativos, como, por exemplo, para o concreto betuminoso, onde as deformações variam de maneira heterogênea em toda a amostra devido ao agregado, o asfalto e os espaços vazios, pois cada um admite uma característica de deformabilidade diferente.

Uma abordagem mais apropriadamente representativa seria medir as deformações ε_{xx} e ε_{yy} em diversos pontos, e em seguida calcular os parâmetros elásticos médios.

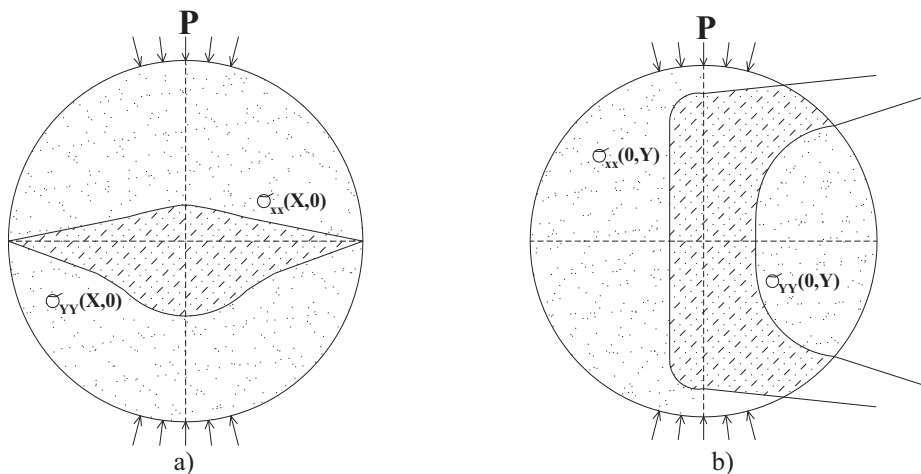


Fig. 7 – Distribuição de tensões: a) No diâmetro horizontal; b) No diâmetro vertical (Drescher *et al.*, 1996).

Uma alternativa, preferível do ponto de vista experimental, consiste não em medir as tensões locais, mas a variação do comprimento em dois segmentos centrais localizados ao longo dos eixos x e y (ver Figura 6b).

Sendo assim, considera-se um segmento ao longo do diâmetro horizontal de comprimento $2.m.R$, e outro ao longo do diâmetro vertical de comprimento $2.n.R$, em que R é o raio da amostra, e m e n são números que variam entre 0 e 1; quando $m=n=0$ o segmento possui comprimento nulo (centro); quando $m=n=1$ os segmentos têm valor igual ao diâmetro do cilindro. Então, a variação do comprimento do segmento horizontal,, e do segmento vertical, ΔV podem ser expressos pelas seguintes equações:

$$\Delta U = \int_{-mR}^{mR} \varepsilon_{xx}(x,0)dx \quad \Delta V = \int_{-nR}^{nR} \varepsilon_{yy}(0,y)dy \quad (15)$$

Nota – ΔU e ΔV e são positivos quando ocorre aumento de comprimento.

Com base nas equações (9) a (14) e nas seguintes expressões auxiliares:

$$I_1 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{xx}(x,0)dx \quad (16)$$

$$I_2 = \frac{L}{P} \int_{-mR}^{mR} \sigma_{yy}(x,0)dx \quad (17)$$

$$I_3 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{xx}(0,y)dy \quad (18)$$

$$I_4 = \frac{L}{P} \int_{-nR}^{nR} \sigma_{yy}(0,y)dy \quad (19)$$

pode-se reescrever as equações (15) como:

$$\Delta U = \frac{P}{E.L} \cdot (I_1 - v \cdot I_2) \quad (20)$$

$$\Delta V = \frac{P}{E.L} \cdot (I_4 - v \cdot I_3) \quad (21)$$

Resolvendo o sistema constituído por estas duas equações, pode-se finalmente determinar os parâmetros elásticos utilizando as seguintes expressões:

$$E = \frac{I_1 - v \cdot I_2}{\Delta U} \cdot \frac{P}{L} = \frac{I_4 - v \cdot I_3}{\Delta V} \cdot \frac{P}{L} = \frac{I_1 \cdot I_3 - I_2 \cdot I_4}{I_3 \cdot \Delta U - I_2 \cdot \Delta V} \cdot \frac{P}{L} \quad (22)$$

$$v = \frac{I_4 \cdot \Delta U - I_1 \cdot \Delta V}{I_3 \cdot \Delta U - I_2 \cdot \Delta V} \quad (23)$$

As variações ΔU da dimensão do segmento horizontal e ΔV da do vertical devem ser medidas durante o ensaio. Verifica-se que para determinados R , a , m , e n , os coeficientes I_1 , I_2 , I_3 e I_4 são constantes, como detalhado no Quadro 1.

Quadro 1 – Detalhes dos valores das constantes I (Drescher *et al.*, 1996).

m, n	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
a/(2.R) = 1/8				
0,25	0,144357	-0,450802	0,155789	-0,488592
0,50	0,233936	-0,780056	0,307445	-1,069463
0,75	0,265925	-0,952670	0,430875	-1,934486
1,00	0,269895	-1,000000	-0,062745	-3,587913
a/(2.R) = 1/12				
0,25	0,145731	-0,451662	0,157661	-0,490068
0,50	0,235795	-0,780761	0,313458	-1,075558
0,75	0,267801	-0,952866	0,455791	-1,969691
1,00	0,271760	-1,000000	-0,041736	-4,085948
a/(2.R) = 1/100				
0,25	0,146809	-0,452338	0,159133	-0,491231
0,50	0,237250	-0,781312	0,318240	-1,080415
0,75	0,269267	-0,953019	0,477140	-1,999690
1,00	0,273218	-1,000000	-0,004996	-6,750997
a/(2.R) = 1/500				
0,25	0,146824	-0,452347	0,159154	-0,491248
0,50	0,237270	-0,781320	0,318307	-1,080480
0,75	0,269288	-0,953021	0,477452	-2,000130
1,00	0,273239	-1,000000	-0,001000	-8,796230

A precisão na determinação dos parâmetros elásticos a partir das equações detalhadas anteriormente depende de diversos fatores. Em primeiro lugar, a resposta do material pode não ser puramente elástica ou, mesmo quando elástica, pode ser não linear. Uma resposta elástica não linear significa que, mesmo que as deformações sejam totalmente recuperáveis e independentes do tempo, elas são funções não lineares das tensões. A não linearidade induzida pelas tensões aumenta com a magnitude destas, e isto pode ocorrer na proximidade da zona de aplicação do carregamento, onde as tensões são mais elevadas.

Outro fator que pode também influenciar nos valores dos parâmetros elásticos pode ser um contato imperfeito entre o contorno curvo da peça de carregamento fabricada em aço e a superfície cilíndrica da amostra, o qual introduz uma diferença na área de aplicação de carga.

Por fim, a distribuição da pressão radial ao longo da interface de contato pode não ser uniforme, ou ser acompanhada por tensões de corte, o que não é incorporado na solução. Na verdade, a amostra cilíndrica é carregada por uma peça rígida que impõe deslocamentos e não uma pressão uniforme.

Todas estas fontes de erros apontam para a área de contacto da peça de carregamento e da zona vizinha como sendo a região em que os desvios em relação às soluções teóricas são mais susceptíveis de ocorrer.

Dessa maneira, confiar nas leituras das medições de variação do comprimento total do diâmetro vertical da amostra é questionável, e pode levar a erros inevitáveis quando se tenta avaliar os parâmetros elásticos do material em análise.

Em particular, os valores irreais obtidos para coeficiente de Poisson, que são muitas vezes relatados, podem ser uma prova indireta desse problema na medição. A realização de medições durante o deslocamento em uma pequena região, com localização central no diâmetro vertical, por outro lado, pode ser visto como uma opção corretiva viável, e esta encontra-se analisada a seguir com mais detalhe.

O ponto inicial consiste na observação de que a certa distância a partir da peça de carregamento, as tensões horizontais e verticais ao longo do diâmetro vertical são relativamente pequenas e quase constantes (ver Figura 7).

Os cálculos que utilizam valores diferentes de $a/2R$ mostram que a largura da zona de carga tem pouco efeito sobre essas tensões. Isto encontra-se detalhado nas Figuras 8a e 8b, para três razões de $a/2R$ iguais a 1/8, 1/12 e 1/500. Para avaliar a influência da não uniformidade da pressão de contato, as soluções apresentadas foram utilizadas em conjunção com o princípio da sobreposição, que permite construir a solução por meio de uma soma de duas ou mais soluções anteriores.

No caso de aplicação da carga por meio de um bloco rígido, as tensões mais altas são esperadas nas extremidades (p_a) mais do que no centro (p_0) da zona de contato. Por meio das Figuras 8c e 8d ilustram-se as resultantes horizontal e vertical das tensões normalizadas ao longo dos eixos x e y , que correspondem à mesma força total P com distribuições diferentes da pressão de contato caracterizadas pela relação p_a/p_0 . Tal como no caso da largura carregada, o efeito da pressão não uniforme é pouco perceptível na parte central da amostra.

Este resultado está de acordo com uma solução numérica, utilizando o método dos elementos finitos apresentado por Vinson (1989), que também incorporou a presença da tensão de cisalhamento no contato.

Por meio da Figura 6 ilustra-se como a medição da variação do comprimento em uma região vertical central curta, menor do que o diâmetro, pode efetivamente aliviar as imprecisões mencionadas anteriormente, e esta verificação é relatada nos trabalhos desenvolvidos por Sousa *et al.* (1991) e Lytton *et al.* (1993). As expressões para calcular o módulo de Young e o coeficiente de Poisson são as equações (22) e (23) com os valores apropriados de I_1 , I_2 , I_3 , e I_4 .

Na norma ASTM D4123-82 (1987), o módulo de Young (E) (também conhecido como módulo elástico ou resiliente M_R), e o coeficiente de Poisson (ν), são calculados a partir das seguintes expressões:

$$E = \frac{0,27 + \nu}{\Delta U} \cdot \frac{P}{L} \quad (24)$$

$$\nu = -3,59 \cdot \frac{\Delta U}{\Delta V} - 0,27 \quad (25)$$

onde ΔU corresponde à variação da dimensão horizontal do diâmetro, ΔV é a variação da dimensão vertical do diâmetro, ambos para $m=n=1$. A equação do módulo de elasticidade detalhada corresponde à condição $a/2.R=1/8$. A equação (25) é uma versão simplificada obtida desprezando o termo $0,063\Delta U$ em:

$$\nu = \frac{-3,59\Delta U - 0,27\Delta V}{0,063\Delta U + \Delta V} \quad (26)$$

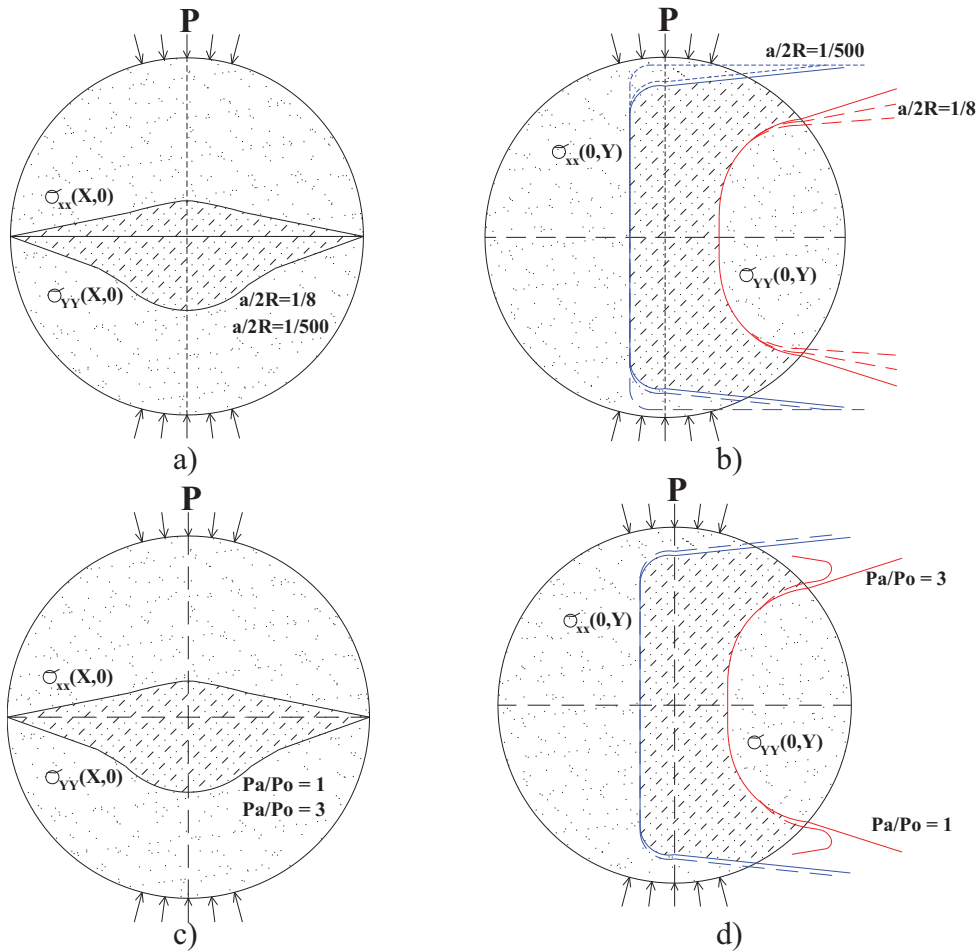


Fig. 8 – Influência da largura carregada: a) Tensões ao longo do diâmetro horizontal; b) Tensões ao longo do diâmetro vertical. Influência da distribuição da pressão: c) Tensões ao longo do diâmetro horizontal; d) Tensões ao longo do diâmetro vertical (Drescher *et al.*, 1996).

3 – SÍNTESE DOS ASPECTOS MAIS RELEVANTES ABORDADOS

As informações descritas neste trabalho servem para orientação no desenvolvimento dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral nos laboratórios das instituições de ensino e empresa do ramo. Essas informações são direcionadas principalmente para aqueles alunos que desenvolvem seus próprios ensaios durante a fase de pesquisa, seja na iniciação científica ou na pós-graduação. Deve ficar evidente, que para realização dos ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral, o corpo de prova deve admitir um grau de saturação bastante satisfatório de modo que a influência da sucção na resistência desenvolvida pela coesão (seja natural ou artificial), seja a mínima possível. É imprescindível que, sempre após os referidos ensaios, o valor da sucção seja determinado por meio do uso da técnica do papel filtro (Marinho, 1994), colocando-se o mesmo em contato exatamente na zona onde desenvolveu a ruptura do corpo de prova. A substituição de equipamentos antigos por mais modernos é outra

necessidade que alguns laboratórios geotécnicos possuem. Como foi visto, equipamentos como a célula de carga, LDTs e sistema de aquisição de dados eletrônicos, são mais precisos e menos susceptíveis a erros de leitura por parte do operador, quando comparados com os dispositivos e técnicas mais antigas. Nota-se claramente que com dispositivos mais modernos é possível obter parâmetros, como o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, mais realísticos. Pois tais parâmetros são obtidos apenas no estado elástico do material, e nesta fase o corpo de prova possui deformações pequeníssimas apenas registradas por equipamentos precisos. Ainda em se tratando dos ensaios laboratoriais, deve-se ficar bem claro que, para determinar os parâmetros elásticos tais como o módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, os dispositivos responsáveis pelo registro de deformações devem ficar em contato direto com o maciço do corpo de prova, pois apenas assim, registram de maneira mais precisa as deformações sofridas pelo mesmo.

4 – AGRADECIMENTOS

O primeiro autor manifesta o seu agradecimento a Universidade Federal de Campina Grande, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFPE, à Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, à FACEPE, ao CNPq.

5 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 4123-82 (1987). *Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*.
- ASTM D-2938 (1995). *Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Intact Rock Core Specimens*.
- Berenbaum, R.; Brodie, I. (1959). *Measurement of the Tensile Strength of Brittle Materials*. Brit. J. Appl. Phys., Vol.10, pp. 281-286.
- Blakey, F.A.; Beresford, F.D. (1955). *Tensile Strains in Concrete*. CSIRO Div. Build. Res. Rep. No.C2, 2-2, 15-31.
- CEN/EN-13286-7 (2004). *Unbound and Hydraulically Bound Mixtures – Part 7: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures*. Comité Européen de Normalisation, Brussels, Belgium.
- Drescher, A.; Newcomb, D.; Zhang, W. (1996). *Reassessment of Diametral Compression Test on Asphalt Concrete*. Technical Report Documentation - Department of Transportation Minnesota, 90p.
- Fairhurst, C. (1964). *On the Validity of the “Brazilian” Test for Brittle Materials*. Int. J. Rock Mech. Min. Sci., Vol. 1, pp. 535-546.
- Guedes, S.B. (2013). *Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo-Cimento Microrreforçado com Fibras Sintéticas para Uso Como Revestimento Primário em Estradas Não-Pavimentadas*. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 515 f.
- Hadley, W.O.; Hudson, W.R.; Kennedy, T.W. (1970). *A Method of Estimating Tensile Properties of Materials Tested in Indirect Tension*. Research Report No. 98-7, Centre for Highway Research, University of Texas.

- Hondros, G. (1959). *The Evaluation of Poisson's Ratio and the Modulus of Materials of a Low Tensile Resistance by the Brazilian (Indirect Tensile) Test with Particular Reference to Concrete*. Austral. J. Appl. Sci., Vol. 10, 3, pp. 243-268.
- Livneh, M.; Shklarsky, E. (1962). *The Splitting Test for Determination of Bituminous Concrete Strength*. Proc. AAPT, Vol. 31, pp. 457-476.
- Lytton, R.L.; Uzan, J.; Fernando, E.G.; Roque, R.; Hiltunen, D.; Stoffels, S.M. (1993). *Development and Validation of Performance Prediction Models and Specifications for 87 Asphalt Binders and Paving Mixes*. SHRP-A-357, NRC, Washington, DC.
- Marinho, F.A.M. (1994). *Medição de sucção com o método do papel filtro*. X COBRAMSEF. ABMS, Foz do Iguaçu-PR, pp. 515-522.
- NBR-12025 (1990). *Compressão Simples em Corpos de Prova Cilíndricos. Método de ensaio*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 2p.
- Schmidt, R.J. (1972). *A Practical Method for Measuring the Resilient Modulus of Asphalt-Treated Mixes*. Highway Research Record 404, Highway Research Board, pp. 22-32.
- Sousa, J.B.; Taylor, R.; Tanco, A.J. (1991). *Analysis of Some Laboratory Testing Systems for Asphalt-Aggregate Mixtures*. Paper No. 910743, 70th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.
- Thaulow, S. (1957). *Tensile Splitting Test and High Strength Concrete Test Cylinders*. J. Amer. Concr. Inst. Proc., Vol. 28, 53, pp. 699-707.
- Vinson, T.S. (1989). *Fundamentals of Resilient Modulus Testing*. Workshop on Resilient Modulus Testing - State of the Practice. Oregon State University, Corvallis, March 28-30.

AVALIAÇÃO DA ERODIBILIDADE DE UM CAMBISSOLO DE JUIZ DE FORA, MINAS GERAIS

Erodibility of an Inceptisol from Juiz de Fora, Minas Gerais

Letícia d'Agosto Miguel Fonseca*

João Luiz Lani**

Elpídio Inácio Fernandes Filho***

Eduardo Antonio Gomes Marques****

Williams Pinto Marques Ferreira*****

RESUMO – O objetivo desse trabalho foi avaliar a erodibilidade de um Cambissolo existente na sub-bacia do Córrego do Yung, localizada em Juiz de Fora, mesorregião da Zona da Mata Mineira. Analisou-se o comportamento dos horizontes pedológicos B e C, e, a partir de ensaios geotécnicos, de caracterização mineralógica e de caracterização física dos materiais, foram estabelecidas correlações qualitativas com a sua erodibilidade. Assim, determinou-se a granulometria, os limites de liquidez e plasticidade, mineralogia (difração de raios-X), a erodibilidade (Inderbitzen) e a resistência ao cisalhamento direto. O solo foi classificado como Cambissolo Háptico Tb Distrófico latossólico. O ensaio de Inderbitzen apresentou maior perda de solo acumulado no horizonte C, em vista do menor teor de argila e ausência de estrutura, que condicionam grãos mais soltos. Também foi verificada menor resistência ao cisalhamento na condição inundada desse horizonte. Concluindo, na sub-bacia do Córrego do Yung as áreas com maior potencial de erosão são aquelas em que se expõe o horizonte C.

SYNOPSIS – The aim of this study was to evaluate the erodibility of an Inceptisol occurring in Córrego do Yung sub-basin, located in Juiz de Fora, Zona da Mata mesoregion, Minas Gerais State, Brazil. The behaviour of B and C soil horizons was analysed in relation to surface erosion, and, based on geotechnical, mineralogical and physical characterization of these materials, qualitative correlations with its erodibility were established. Soil texture, liquidity and plasticity limits, x-ray diffraction, erodibility (Inderbitzen) and direct shear strength tests were performed. The soil was classified as Cambisol Tb dystrophic latosolic. The Inderbitzen test has shown a greater soil loss from soil from the C horizon mainly because of its lower clay content and absence of soil structure, which provide looser grains. A lower shear resistance in saturated condition was also verified for this soil horizon. It has been concluded that the areas with higher erosion potential within the Yung sub-basin were those in which the C horizon is exposed.

PALAVRAS CHAVE – Erodibilidade, resistência, solo residual.

* Aluna de Doutorado, Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais – INPE, Av. dos Astronautas, 12227-010, São José dos Campos/SP, Brasil. E-mail: leticiafonseca.geo@gmail.com

** Professor Adjunto, Departamento de Solos, Universidade Federal de Viçosa, DPS/Campus UFV, 36570-000, Viçosa/MG. E-mail: lani@ufv.br

*** Professor Adjunto, Departamento de Solos, Universidade Federal de Viçosa, DPS/Campus UFV, 36570-000, Viçosa/MG. E-mail: elpidio@ufv.br

**** Professor Titular, Departamento de Engenharia, Universidade Federal de Viçosa, DPS/Campus UFV, 36570-000, Viçosa/MG. E-mail: emarques@ufv.br

***** Pesquisador, Embrapa Café, Villa Gianetti, Casa 46, Campus UFV, 36570-000, Viçosa/MG, Brasil. E-mail: williams.ferreira@embrapa.br

1 – INTRODUÇÃO

Deslizamentos de terra são eventos naturais de grande preocupação, especialmente no meio urbano e durante o período chuvoso. Ao longo dos últimos anos, esta preocupação tem aumentado em razão dos diversos acontecimentos ocorridos em várias regiões brasileiras, o que ocasionou inúmeras mortes, destacando-se os casos ocorridos na região Serrana e Angra dos Reis (2013) no Estado do Rio de Janeiro, e em diversas cidades de Santa Catarina (2008), entre outros.

A pedologia, através de procedimentos de caracterização, identificação, classificação e mapeamento dos solos, pode contribuir na solução de problemas envolvendo movimentos de massas de solo, erosão e, em especial, no caráter preditivo de identificação de áreas com maior suscetibilidade à ocorrência destes eventos. Isto pode facilitar o planejamento e melhor uso dos recursos naturais (Resende *et al.*, 2002; Pedron *et al.*, 2004).

A erodibilidade de um solo pode ser influenciada por suas propriedades físicas e químicas, pelas características geométricas das encostas (forma, tamanho e declividade), pela cobertura vegetal e pelo regime de chuvas (Vestena e Kobiyama, 2014). Esses fatores combinados na dinâmica espacial podem interferir na energia cinética das chuvas sobre os solos (Aquino *et al.*, 2012), além de interferir na capacidade de infiltração e armazenagem de água no solo (Petschko *et al.*, 2014).

No domínio dos “Mares de Morros” o horizonte C tende a ser muito profundo e há uma desproporção da profundidade do *solum* e solo, caracterizando o processo de rejuvenescimento do processo pedogeomorfológico deste domínio (Rezende e Resende, 1996). Ainda segundo estes autores, nas porções mais íngremes, geralmente com o horizonte C exposto, há maior dificuldade de recomposição da cobertura vegetal devido à deficiência de nutrientes e de água estacional, aumentando, assim, os processos erosivos.

A dinâmica da água no solo é regida pela infiltração, condutividade hidráulica, demanda matricial do solo, evaporação e escoamento superficial. O escoamento superficial tem início quando a intensidade da chuva torna-se maior que a taxa de infiltração (Sadeghi *et al.*, 2012).

A erosão hídrica pode então ser definida como o processo de desagregação e transporte das partículas do solo (Bezerra *et al.*, 2010). Ao correlacionar com a textura, experimentos mostraram que aqueles solos com elevada quantidade de silte apresentaram maior suscetibilidade à erosão frente aos argilosos e arenosos sob as mesmas condições (Fu *et al.*, 2011).

Os principais fatores relacionados à resistência do solo ao escoamento são a erodibilidade e a tensão crítica de cisalhamento, a qual corresponde à força hidráulica requerida para iniciar o processo de desprendimento das partículas do solo (Griebeler *et al.*, 2005).

O ensaio de erodibilidade de Inderbitzen (1961) simula o escoamento superficial que ocorre no campo, por meio da retirada de uma amostra de solo indeformada que é fixada à base de uma rampa, de modo que a superfície da amostra coincida com a superfície da rampa. A inclinação desta rampa pode ser alterada, bem como a vazão de escoamento (Griebeler *et al.*, 2005).

Bastos (1999) ao analisar o problema de erosão por escoamento concluiu que a resistência ao movimento dos grãos por ação do fluxo de água é dada pela resistência ao cisalhamento entre as camadas de grão superficial e subjacente na superfície do solo.

Portanto, a erosão depende da coesão do solo na superfície do talude, que pode ser alterada se houver infiltração de água. Sendo assim, o potencial de erodibilidade deve ser relacionado com a variação da coesão (Δc) entre as envoltórias de resistência obtidas com amostras na umidade natural e amostras inundadas (Bastos, 1999).

Stephan (2010) adaptou um equipamento de Inderbitzen na Universidade Federal de Viçosa para o estudo de três taludes localizados em Juiz de Fora, Minas Gerais.

Os canais de erosão provocados por escoamento superficial têm início quando a resistência mecânica do solo é excedida (Vestena e Kobiyama, 2014). A resistência do solo à erosão é dependente das suas características, como granulometria, constituição mineralógica e química, estrutura e capacidade de infiltração do solo (Barbosa e Lima, 2012).

Neste contexto, analisou-se o comportamento dos horizontes pedológicos B e C de um Cambissolo na área urbana de Juiz de Fora (MG) frente à erosão superficial, a partir de ensaios geotécnicos e a caracterização física dos materiais, na tentativa de estabelecer correlações com a sua erodibilidade.

Nos últimos anos a cidade de Juiz de Fora tem apresentado expansão urbana significativa. A Defesa Civil vem registrando ocorrências de deslizamentos de terra em diversas regiões da cidade, principalmente em época de chuva. Dentre as regiões com maior número de ocorrências de movimentos de massa e desenvolvimento de processos erosivos encontra-se a região Leste, na qual se insere o bairro Três Moinhos, que compõe a área de estudo, e que caracteriza-se por apresentar moradias sem infraestrutura básica e distribuídas de maneira irregular. Estas informações ressaltam a importância do mapeamento prévio de áreas suscetíveis à erosão, como ferramenta do planejamento urbano.

2 – MATERIAL E MÉTODOS

2.1 – Caracterização da área de estudo

O estudo foi realizado na sub-bacia hidrográfica do córrego do Yung, bairro Três Moinhos em Juiz de Fora, na mesorregião da Zona da Mata Mineira. A sub-bacia do córrego do Yung localiza-se na região leste da cidade e apresenta área de 35 ha, em relevo montanhoso com vegetação rasteira degradada e solo exposto (Fig. 1).

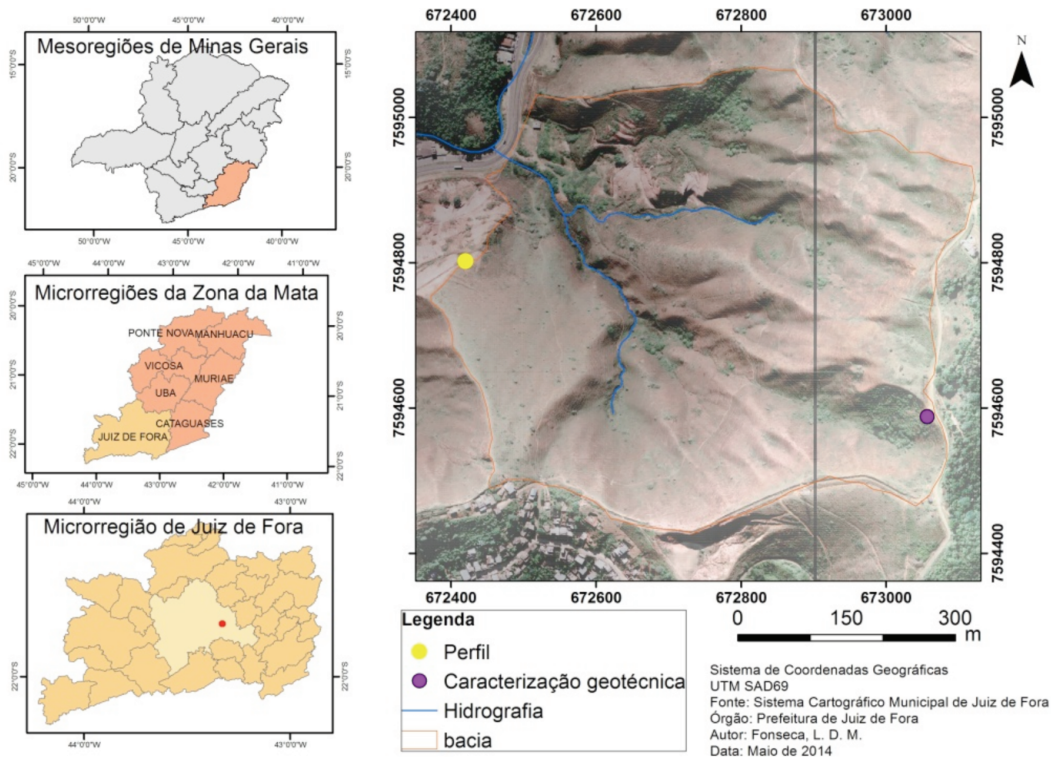


Fig. 1 – Localização da sub-bacia hidrográfica do córrego do Yung no município de Juiz de Fora, Minas Gerais.

A presença de vales profundos associados a encostas com elevadas declividades, conhecidos como “Mares de Morros” (Ab’Saber, 1996), sujeitos a maiores precipitações pluviométricas, características do clima tropical de altitude, constituem os principais fatores que imprimem à região uma dinâmica superficial bastante intensa, comumente sujeita a enchentes e movimentos de massa (Juiz de Fora, 2004). Litologicamente, a área é composta por um biotita gnaíse bandado com intercalações de quartzito impuro, gnaíse quartzoso, rocha anfibolítica e, subordinadamente, granada-gnaíse e rocha calcissilicática (CODEMIG, 2013).

2.2 – Coleta de solos e preparo das amostras

O solo coletado encontra-se no terço médio da topossequência, em corte de estrada. Nas amostras dos horizontes A e B foram realizadas análises físicas (granulometria) e químicas (EMBRAPA, 1997) e classificação (EMBRAPA, 2013).

O material coletado foi acondicionado em sacos plásticos, posteriormente destorroado, seco ao ar e passado em peneira de 2 mm (TFSA). As amostras utilizadas nos ensaios geotécnicos foram retiradas no topo da encosta, onde se observou maior clareza na transição dos horizontes. No total foram retiradas quatro amostras indeformadas cilíndricas com 20 cm de diâmetro (Fig. 2), duas caracterizando o horizonte B, entre 10 a 30 cm de profundidade, e duas representativas do horizonte C, de 50 a 70 cm de profundidade. As amostras foram parafinadas e revestidas por plástico filme, com a finalidade de preservar a sua estrutura e a umidade natural do campo (NBR 9604, 1986).

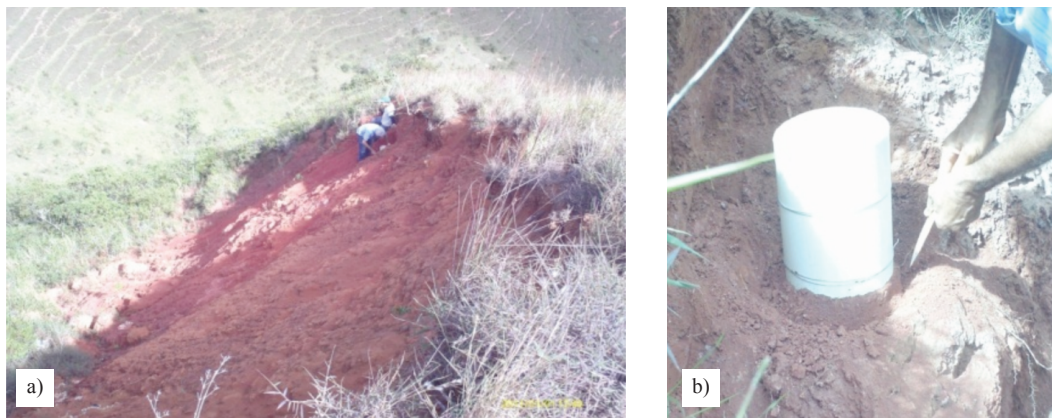


Fig. 2 – a) Local de retirada das amostras indeformadas para ensaio geotécnico.
b) Detalhe do platô para retirada do cilindro de 20cm de diâmetro.

Foram realizados ensaios geotécnicos de erodibilidade (Inderbitzen), caracterização completa, e cisalhamento direto, sendo este último seguindo-se a norma ASTM D 3080 (2004). Por fim, foram realizados ensaios de caracterização mineralógica por difratometria de raios-X.

2.3 – Análises de laboratório

Foram determinados alguns índices físicos dos materiais dos horizontes B e C, sendo estes: peso específico dos grãos (γ_s) (NBR 6508, 1984), granulometria (NBR 7217, 1987), Limites de Liquidez (NBR 6459, 1984) e Plasticidade (NBR 7180, 1984). A classificação geotécnica de solos utilizada foi a do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), que se baseia nestas propriedades-índice do solo (ASTM D 2487, 1985).

O equipamento de Inderbitzen consiste em uma rampa de alumínio com 170,0 cm de comprimento e 22,0 cm de base com um orifício circular de 14,4 cm de diâmetro para a fixação do corpo de prova. O orifício encontra-se a 120 cm do início do escoamento (Fig. 3). Há um reservatório de água de 40 litros e um rotâmetro que mede a vazão, permitindo que a mesma seja mantida constante durante a realização do ensaio (Stephan, 2010).

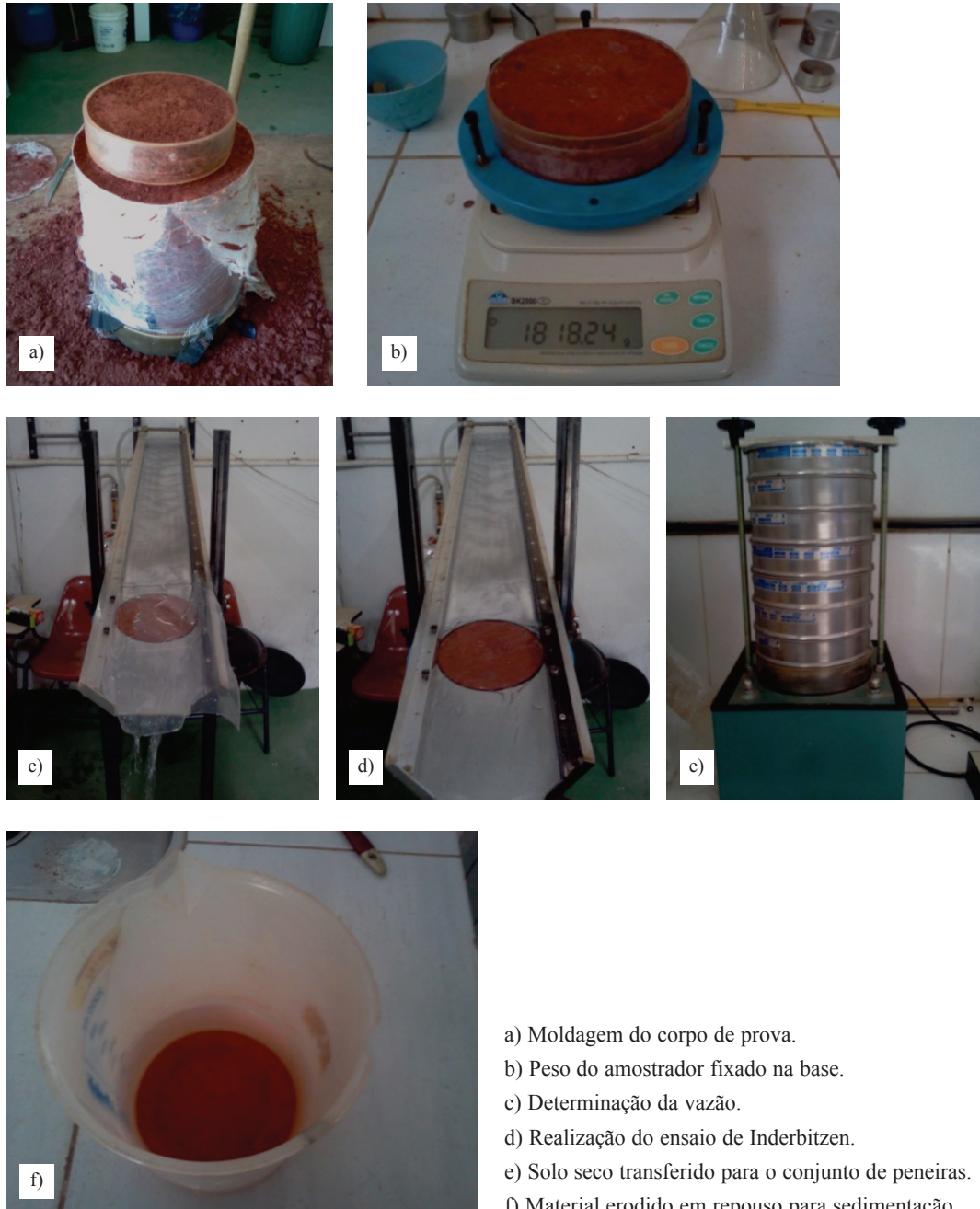


Fig. 3 – Detalhe da realização do ensaio de Inderbitzen e da coleta e peneiramento do material erodido.

O cálculo da vazão utilizada no ensaio de Inderbitzen foi realizado por meio da fórmula da equação da continuidade (1).

$$Q = V.S \quad (1)$$

Q – vazão ($\text{m}^3 \text{s}^{-1}$);

V – velocidade do fluxo (m s^{-1});

S – área da seção da rampa (m^2);

em que:

$$V = i. A. c \quad (2)$$

c – coeficiente de *runoff*;

A – área de captação;

i – intensidade média de chuva da região, dada pela Eq. 3 (as constantes foram obtidas pelo *software* Pluvio 2.1).

$$i = \frac{k T^a}{(t + b)^c} \quad (3)$$

i – intensidade média da precipitação intensa (mm h^{-1});

T – período de retorno (anos);

t – duração da precipitação (min);

k, a, b, c – constantes.

O *software* Plúvio 2.1 foi elaborado pelo Grupo de Pesquisas em Recursos Hídricos do Departamento de Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Viçosa. Este espacializa os dados de chuvas intensas pelo método do inverso da quinta potência da distância, fazendo com que as localidades mais próximas àquelas de interesse tenham maior peso na interpolação dos parâmetros da equação. Segundo os autores, o erro médio percentual encontrado em testes foi igual a 19,37%, valor considerado aceitável em se tratando de chuvas intensas (Cecílio e Pruski, 2003). Os valores determinados para os parâmetros de todas as equações estão disponíveis no banco de dados do Plúvio 2.1 (Pruski *et al.*, 2006). Sendo assim, é possível gerar a equação de chuva para qualquer cidade dos estados da Bahia, Espírito Santo, Minas Gerais, Paraná, Rio de Janeiro, São Paulo e Tocantins.

Para a definição do tempo e da intensidade do escoamento superficial foi considerada a intensidade média de chuva de 25 anos com o tempo de duração de precipitação de 30 min. A vazão encontrada foi de $0,003 \text{ L min}^{-1}$. Devido à impossibilidade prática de utilizá-la, visto que o fluxo não se espalharia uniformemente pela rampa, adotou-se a vazão de $1,0 \text{ L min}^{-1}$ ($16,7 \text{ ml s}^{-1}$). Em função deste aumento no fluxo a rampa foi ajustada a 10° de inclinação.

Foram realizadas duas repetições do ensaio de Inderbitzen para cada horizonte do solo. Para cada ensaio moldou-se o corpo de prova (Fig. 3a), e, em seguida este foi fixado no amostrador, pesado (Fig. 3b) e colocado na rampa, procedendo-se à calibração da vazão, durante a qual utilizou-se um plástico para a proteção da amostra (Fig. 3c). Após a calibração e estabilização da vazão no valor desejado iniciou-se o ensaio (Fig. 3d). O material carregado foi colocado em recipientes para sedimentação (Fig. 3f).

O material erodido foi transferido para cápsulas levadas para secar em estufa a 100°C por 24h. Após a secagem foi destorroado e transferido para um conjunto de peneiras (Fig. 3e), sendo pesado o material retido em cada peneira.

Para a determinação dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ), foram realizados ensaios de cisalhamento direto cujos corpos de prova foram extraídos dos blocos de solo indeformados com o auxílio de um amostrador quadrado biselado com medida interna de 5 cm de lado e altura igual a 1,90 cm. Para cada horizonte foram ensaiados três corpos de prova com diferentes tensões normais: 50, 100 e 200 kPa, representativas das condições de campo. As velocidades adotadas foram de 0,100 mm min⁻¹ até o deslocamento máximo horizontal de 12 mm, previamente determinado com base no tempo estimado para ruptura de duas horas.

Após moldadas, as amostras foram colocadas em uma prensa de cisalhamento digital e os resultados foram obtidos por meio das leituras de deformação do corpo de prova até que as mesmas se estabilizassem.

Pelos resultados de ensaios de Inderbitzen realizados por Bastos (1999), observou-se que solos potencialmente erodíveis apresentaram elevadas variações de coesão com a inundação. Deste modo, este autor propôs a caracterização de solos com alta erodibilidade como sendo aqueles que apresentassem um fator de variação de coesão Δc dado pela Equação 4:

$$\Delta c = \frac{(c_{Nat} - c_{inu})}{c_{Nat}} \quad (4)$$

Δc – variação da coesão;

c_{Nat} – coesão na condição natural (kPa);

c_{inu} – coesão na condição inundada (kPa).

Foram coletadas amostras dos horizontes B, C e Cr para a caracterização mineralógica por difratometria de raios-X. A fração argila obtida foi seca em estufa e preparada em lâmina de vidro sob a forma de películas orientadas, através da técnica do “esfregão”. Para a fração areia foram utilizadas lâminas escavadas. Os difratogramas de raios-X foram interpretados de acordo com Chen (1977), Brindley e Brown (1980) e Resende *et al.* (2011).

3 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

O solo foi classificado como Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico (Fig. 4). O horizonte B incipiente apresentou características morfológicas similares às do horizonte B latossólico, diferindo por apresentar espessura menor que 50 cm (EMBRAPA, 2013).

O horizonte diagnóstico, identificado como B incipiente, apresentou estrutura fraca, em blocos, textura argilosa, argila de atividade baixa (4,27 cmolc kg⁻¹), V<50% e, a partir da determinação do pH em água e em solução salina (KCl), obteve-se ΔpH positivo, o que evidencia o seu avançado estágio de intemperismo (EMBRAPA, 2013).

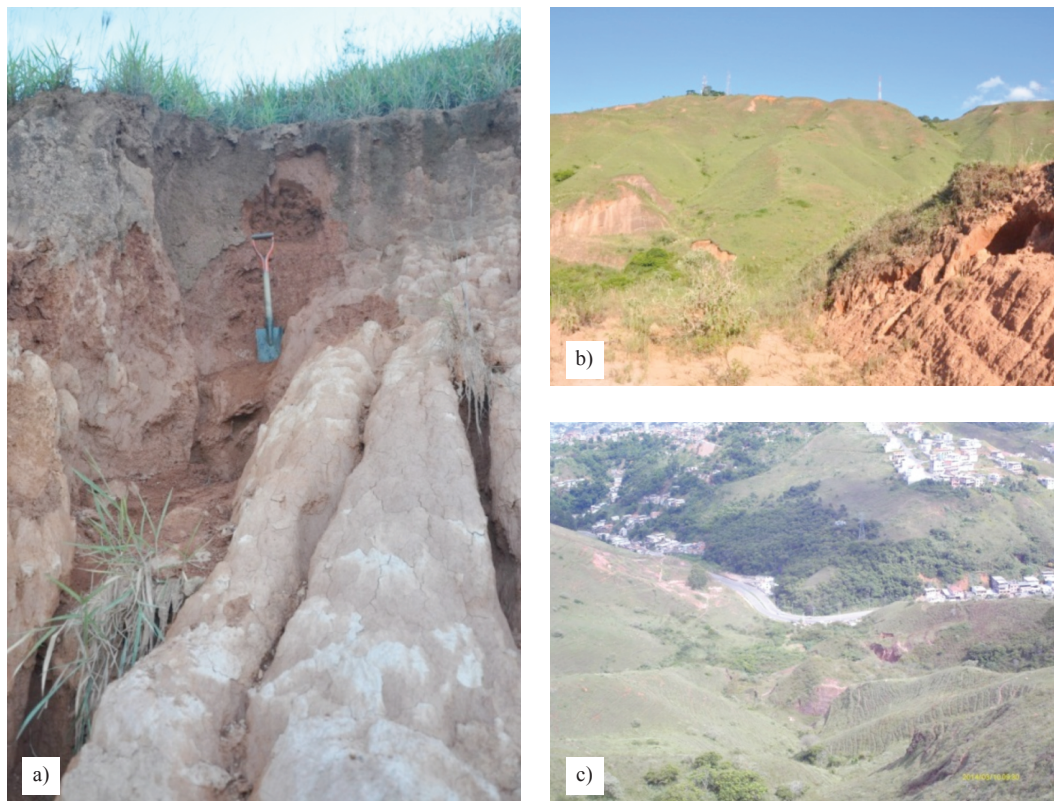


Fig. 4 – a) Perfil do Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico; b) Vista do relevo no ponto de coleta do perfil; c) Vista do relevo do ponto de coleta das amostras para ensaio geotécnico.

A declividade do local caracteriza-se como elevada, capaz de originar uma maior perda de material (Santos *et al.*, 2010). As características físicas, químicas e mineralógicas são apresentadas nos Quadros 1, 2 e 3.

Quadro 1 – Caracterização física dos horizontes do Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico.

Horizonte	Prof. (cm)	Areia grossa (g kg ⁻¹)	Areia fina (g kg ⁻¹)	Silte (g kg ⁻¹)	Argila (g kg ⁻¹)	Classe textural	ADA (%)	Equivalente de umidade (kg kg ⁻¹)	Dp (g cm ⁻³)
A	0-20	310	160	70	460	Argilo-arenosa	11	0,231	2,67
B	20-40	210	140	100	550	Argila	2	0,284	2,62

ADA - Argila dispersa em água; Dp - Densidade de partículas.

Quadro 2 – Caracterização química dos horizontes do Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico.

Horizonte	pH		P	C	Ca ²⁺	Mg	K	Na	Al ³⁺	H + Al	SB	T	V
	H ₂ O	KCl	mg dm ⁻³	dag kg ⁻¹	cmolc dm ⁻³		mg dm ⁻³		-----cmolc dm ⁻³ -----				%
A	4,91	4,07	15,0	2,0	0,15	0,04	115	--	1,40	7,4	0,23	7,63	3,0
B	4,35	5,60	2,0	0,0	0,03	0,02	-	--	0,02	2,3	0,05	2,35	2,1

Quadro 3 – Caracterização mineralógica dos horizontes B, C e Cr do Cambissolo Háplico Tb distrófico latossólico.

Horizonte	Profund. (cm)	Fração		
		Areia	Silte	Argila
B	40	Quartzo	Caulinita, feldspato	Caulinita, goethita, gibbsita e hematita
C	100	Quartzo	Caulinita	Caulinita, goethita e hematita
Cr	200	Quartzo	Caulinita	Caulinita

A mineralogia apresentou em sua composição essencialmente quartzo, caulinita e óxidos de ferro (hematita e goethita), o que evidenciou o seu alto grau de evolução pedogenética (intemperismo).

3.1 – Caracterização física

O horizonte B foi classificado como argila de alta compressibilidade e o horizonte C como silte de baixa compressibilidade de acordo com o SUCS (Quadro 4).

A amostra de solo do horizonte B foi classificada como argila de alta compressibilidade (CH), pois o limite de liquidez apresentou valor maior que 50%, e a amostra do horizonte C foi classificada como silte de baixa compressibilidade, LL<50%.

Quadro 4 – Limites de consistência, granulometria e classificação dos horizontes do Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico.

Horizonte	Limites de consistência (%)			Granulometria (g kg ⁻¹)			Classificação
	LL	LP	IP	Areia	Silte	Argila	
B	58	35	23	290	400	670	CH
C	49	38	11	380	440	180	ML

LL - Limite de liquidez; LP - Limite de plasticidade; IP - Índice de plasticidade; CH - Argila de alta compressibilidade; ML - Silte de baixa compressibilidade.

A composição granulométrica do horizonte C (38% de areia, 44% de silte e 18% de argila) é semelhante à encontrada por Stephan (2010) (46% de areia, 34% de silte e 20% de argila), para solos semelhantes também coletados na bacia do Yung, ou seja, na mesma região. O solo foi considerado como altamente erodível, pois apresentou baixo teor de argila e elevados teores de silte e areia (Fragassi, 2001).

Um dos critérios adotados por Stephan (2010) foi a correlação com os limites de Atterberg; propôs-se então que LL<50% e IP próximo a 20% caracterizavam solos com potencial de erosão. Os resultados do horizonte C obtidos no presente estudo também atendem a este critério.

O critério proposto por Bastos (1999) para a correlação entre a granulometria e erodibilidade propõe que menos de 55% das partículas passem na peneira #200. Com base nesse critério, nenhum dos dois horizontes avaliados no presente estudo seriam considerados como erodíveis.

3.2 – Caracterização geotécnica

Os resultados de resistência ao cisalhamento direto foram obtidos nas condições natural e inundada (Quadro 5).

Quadro 5 – Variáveis de resistência dos horizontes do Cambissolo Háplico Tb Distrófico latossólico.

Horizonte	Condição natural			Condição inundada	
	W (%)	C (kPa)	ϕ (°)	C (kPa)	ϕ (°)
B	33,5	20	29	4	33
C	21,0	30	29	1	29

W - teor de umidade; C - coesão; ϕ - ângulo de atrito.

Obteve-se o fator de variação da coesão (Δc) para os horizontes B e C, respectivamente, igual a 81% e 97%. Como, de acordo com o critério proposto por Bastos (1999), solos com elevada erodibilidade apresentam $\Delta c \geq 85\%$, conclui-se que este é o caso do horizonte C.

O material carreado pelo fluxo superficial foi plotado através da abertura da peneira em relação ao peso de solo seco por unidade de área, de acordo com Santos *et al.* (2002). O resultado foi obtido pela divisão do peso de solo retido em cada peneira pela área da amostra, em duas repetições para cada horizonte pedológico. Para fins de melhor entendimento e apresentação os dados foram convertidos de $g\ cm^{-2}$ para $kg\ ha^{-1}$ (Fig. 5). As peneiras utilizadas foram de 2 mm (#10); 1,18 mm (#16); 0,425 mm (#40); 0,25 mm (#60); 0,15 mm (#100) e 0,075 mm (#200).

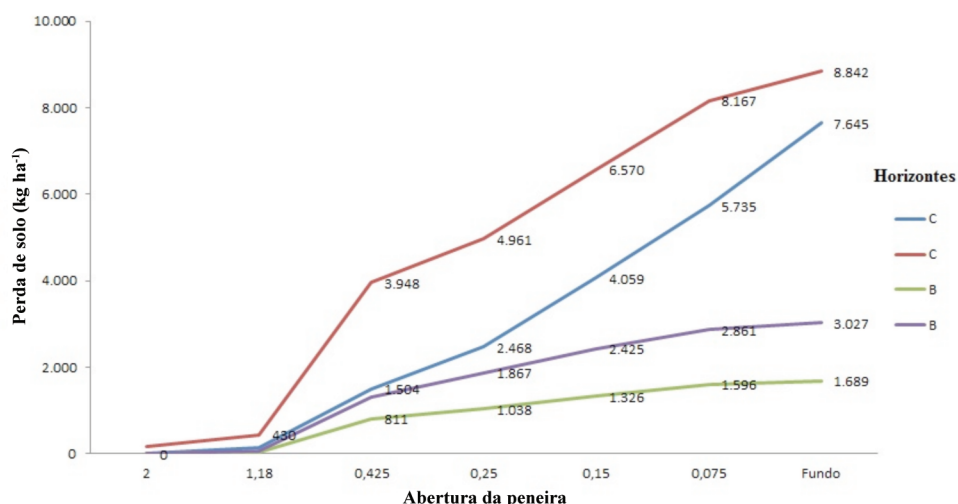


Fig. 5 – Resultado da perda de solo seco acumulado por área, por abertura da peneira, considerando-se duas repetições para cada horizonte pedológico.

A perda de solo evidenciou pequena variabilidade nos resultados encontrados para os mesmos tipos de solo. Isto se deve às pequenas variações texturais naturais observadas nos perfis em campo, e até mesmo a perdas associadas ao ensaio. Entretanto, os resultados foram satisfatórios, pois evidenciaram a correlação da composição textural do horizonte do solo com a erodibilidade.

O horizonte C apresentou maior perda de solo acumulado, em vista do menor teor de argila e ausência de estrutura, que condicionam grãos mais soltos, portanto mais erodíveis. Também apresentou maior distribuição de tamanho de partículas erodidas, sendo aproximadamente 75% e 90% do material erodido em cada amostra, retidos na peneira de 0,075 mm.

Apesar da granulometria fina do horizonte B, foi observada maior retenção de material nas peneiras 0,425 mm e 0,15 mm. Entretanto, este resultado deve-se à estrutura do solo, pois quando a amostra foi submetida a um fluxo constante de água, esta manteve os agregados coesos, impedindo maior perda de solo.

Os dados de perda de solo por área, evidenciam que apesar da pequena diferença entre as repetições, os valores encontrados para o horizonte C foram maiores quando comparados com o horizonte B, fato que também pode ser explicado pela composição mineralógica, já que o horizonte C apresentou maior teor de areia, tendo sido constatado que esta fração é composta basicamente por quartzo. Já o horizonte B, devido ao maior teor de argila, apresenta óxidos de ferro e caulinita, que proporcionam uma maior estruturação dos agregados de partículas.

O solo foi pouco erodido quando comparado com os resultados encontrados por Stephan (2010) na mesma região, utilizando o mesmo amostrador circular. Essa diferença deve-se a diferenças no teor de areia (46% em Stephan, 2010) enquanto a amostra do horizonte C do presente estudo é composta por 38%.

O Horizonte B pode ser considerado resistente à erosão, de acordo com a proposta de Fragassi (2001), segundo o qual um solo que erode 0,02 g cm⁻² pode ser assim classificado.

4 – CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na sub-bacia do Córrego do Yung as áreas com maior potencial de erosão são as que expõem o horizonte C. Entretanto, em vista do relevo movimentado, no horizonte B ocorrem constantes processos de erosão por solapamento, apesar desse apresentar maior resistência.

Os resultados da caracterização geotécnica dos horizontes pedológicos evidenciaram maior resistência à erodibilidade do horizonte B em relação ao horizonte C.

O cisalhamento direto mostrou que a resistência em ambos os horizontes é praticamente a mesma. Entretanto, ao ser saturado, o horizonte C apresenta menor resistência, o que também é evidenciado pelo fator de variação da coesão proposto por Bastos (1999).

Considerando a vazão de 1 L min⁻¹ em 30 min de duração do ensaio, a perda de solo seria de 8 842 kg ha⁻¹ e 3 027 kg ha⁻¹ para o horizonte C e B, respectivamente. Considerando a área total de 35 ha da sub-bacia, a exposição do horizonte C apresentaria uma perda de solo de aproximadamente 300 toneladas. Caso o solo exposto fosse o horizonte B, seriam erodidas 105 toneladas. Ou seja, quanto maior a exposição do horizonte C, maior a quantidade de sedimentos produzidos.

5 – AGRADECIMENTOS

À Universidade Federal de Viçosa e à CAPES, pela bolsa que permitiu a realização do estudo.

6 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Ab'Saber, A. (1996). *Domínios morfoclimáticos e solos do Brasil*. In: Os solos nos grandes domínios morfoclimáticos do Brasil e o desenvolvimento sustentável. V.V.H. Alvarez *et al.* (Eds.). Sociedade Brasileira de Ciência do Solo/Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, pp. 1-18.
- Aquino, R.F.; Silva, L.M.N.; Freitas, D.A.F.; Curi, N.; Avanzi, J.C. (2012). *Soil losses from Typic Cambisols and Red Latosol as related to three erosive rainfall patterns*. R. Bras. Ci. Solo, 37: 213-220.
- ASTM D 2487 (1985). *Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)*.
- ASTM D 3080 (2004). *Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions*.
- Barbosa, M.C.R.; Lima, H.M. (2012). *Resistência ao cisalhamento de solos e taludes vegetados com capim vetiver*. R. Bras. Ci. Solo, 37: 113-120.
- Bastos, C.A.B. (1999). *Estudos geotécnicos sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados*. Tese de Doutorado, Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 251p.
- Bezerra, S.A.; Cantalice, J.R.B.; Cunha Filho, M.; Souza, W.L.S. (2010). *Características hidráulicas da erosão em sulcos em Cambissolo do semiárido do Brasil*. R. Bras. Ci. Solo. 34: 1325-1332.
- Brindley, G.W.; Brown, G. (1980). *Crystal structures of clay minerals and their X-ray identification*. London: Mineralogical Society, 495p.
- Cecílio, R.A.; Pruski, F.F. (2003). *Interpolação dos parâmetros da equação de chuvas intensas com uso do inverso de potências da distância*. Revista Brasileira de Engenharia Agrícola e Ambiental, Campina Grande, v.7, n.3, pp. 501-504.
- Chen, P-Y. (1977). *Table of key lines in x-ray powder diffraction patterns of mineral in clays and associated rocks*. Indiana: Bloomington, 65p. (Dep. of Natural Resources Geological Survey Occasional Paper 21).
- CODEMIG (2013). *Mapeamento geológico – Projeto Sul de Minas, Minas Gerais*. Disponível em <http://www.codemig.com.br/>. Acesso em Janeiro 2014.
- EMBRAPA (1997). *Manual de Métodos de Análise de Solo*. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Rio de Janeiro, 212p.
- EMBRAPA (2013). *Sistema Brasileiro de Classificação de Solos*. 3ª ed. Ver. ampl. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. Brasília, DF. 353p.
- Fragassi, P.F.M. (2001). *Estudo da erodibilidade dos solos residuais de gnaiss da Serra de São Geraldo e de Viçosa (MG)*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 119p.
- Fu, Zhiyong; Li, Zhaoxia; Cai, Chongfa; Shi, Qinxue; Wang, Xiaoyan (2011). *Soil thickness effect on hydrological and erosion characteristics under sloping lands: A hydropedological perspective*. Geoderma, 167-168, pp. 41-53.

- Griebeler, N.P.; Pruski, F.F.; Mehl, H.U.; Silva, D.D.; Oliveira, L.F.C. (2005). *Equipamento para determinação da erodibilidade e tensão crítica de cisalhamento do solo em canais de estradas*. R. Bras. Eng. Agríc. Ambiental, v.9, n.2, pp. 166-170.
- Inderbitzen, A.L. (1961). *An erosion tests for soils*. Material Research & Standards. I (7): 553-554.
- Juiz de Fora (2004). *Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano*. Prefeitura Municipal de Juiz de Fora. Juiz de Fora: FUNALFA Edições, 394p.
- NBR 6459 (1984). *Determinação do Limite de Liquidez*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 6p.
- NBR 6508 (1984). *Grãos soltos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 8p.
- NBR 7180 (1984). *Determinação do Limite de Plasticidade*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 3p.
- NBR 7217 (1987). *Agregados – Determinação de composição granulométrica*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro. 3p.
- NBR 9604 (1986). *Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas*. Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), Rio de Janeiro, 9p.
- Pedron, F.A.; Dalmoli, R.S.D.; Azevedo, A.C.; Kaminsk, J. (2004). *Solos Urbanos*. Ciência Rural. Santa Maria. v. 34, n. 5, pp. 1647-1653.
- Petschko, H.; Brenning, A.; Bell, R.; Goetz, J.; Glade, T. (2014). *Assessing the quality of landslide susceptibility maps – case study Lower Austria*. Nat. Hazards Earth Syst. Sci., v. 14, pp. 95-118.
- Pruski, F.F.; Teixeira, A.F.; Silva, D.D.; Cecílio, R.A.; Silva, J.M.A. (2006). *Plúvio 2.1: Chuvas intensas para o Brasil*. In: HIDROS. Dimensionamento de sistemas hidroagrícolas. F.F. Pruski et al. (Eds.). Viçosa-MG: Editora UFV, pp. 15-25.
- Resende, M.; Curi, N; Ker, J.C.; Rezende, S.B. (2011). *Mineralogia de solos brasileiros: interpretações e aplicações*. 2ª. ed. Lavras: UFLA, 206 p.
- Resende, M.; Lani, J.J.; Rezende, S.B. (2002). *Pedossistemas da Mata Atlântica: considerações pertinentes sobre a sustentabilidade*. Rev. Árvore, v.26, n.3, Viçosa.
- Rezende, S.B.; Resende, M. (1996). *Solos dos Mares de Morros: Ocupação e uso*. In: Os solos nos grandes domínios morfoclimáticos do Brasil e o desenvolvimento sustentável V.V.H. Alvarez et al. (Eds.). Sociedade Brasileira de Ciência do Solo/Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, pp. 261-289.
- Sadeghi, S.H.; Moosavi, V.; Karami, A.; Behnia, N. (2012). *Soil erosion assessment and prioritization of affecting factors at plot scale using the Taguchi method*. Journal of Hydrology, 448, pp. 174-180.
- Santos, A.C.; Pereira, M.G.; Anjos, L.H.C.; Bernini, T.A.; Cooper, M.; Nummer, A.R.; Francelino, M.R. (2010). *Gênese e classificação de solos numa topossequência no ambiente de Mar de Morros do médio Vale do Paraíba do Sul, RJ*. R. Bras. Ci. Solo, 34: 1297-1314.
- Santos, C.A.; Sobreira, F.G.; Netto, A.L.C. (2002). *Comportamento hidrológico superficial e erodibilidade dos solos da região de Santo Antônio do Leite, Distrito de Ouro Preto - MG*. R. Esc. Minas. Ouro Preto. n.55, pp. 285-290.

- Stephan, A.M. (2010). *Estudo geotécnico de processos erosivos em três encostas em Juiz de Fora/MG*. Tese de Doutorado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa. Viçosa. 148p.
- Vestena, L.R.; Kobiyama, M. (2014). *Identificação e mapeamento dos processos erosivos na bacia hidrográfica do rio Caeté, no município de Alfredo Wagner/SC*. Revista Brasileira de Geomorfologia, v.15, n.1, pp. 23-33.

PROVA DE CARGA ESTÁTICA

Célula Expansiva Hidrodinâmica®

DISPENSA SISTEMA DE REAÇÃO

- Ideal para qualquer capacidade de carga.
- Economia, segurança e rapidez na execução.
- Indicado para todos os tipos de fundação.
- Pioneira mundial em prova de carga estática bidirecional.

“Há 44 anos desenvolvendo nossas tecnologias, soluções inteligentes e criativas dentro da engenharia de solos.”

REFORÇO DE FUNDAÇÕES

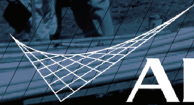
MICROESTACA ARCOS®:

- Ideal para reforço de fundações e cravação de estacas em locais de difícil acesso.
- Economia, segurança e rapidez na execução.



Desde 1969

+55 31 3274.0155 | www.arcos.eng.br
Belo Horizonte - MG - Brasil



ARCOS 44
engenharia de solos anos

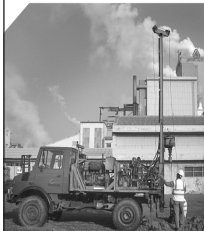


- > **Prospecção Geotécnica**
Site Investigation
- > **Consultoria Geotécnica**
Geotechnical Consultancy
- > **Obras Geotécnicas**
Ground Treatment-Construction Services
- > **Controlo e Observação**
Field Instrumentation Services and Monitoring Services
- > **Laboratório de Mecânica de Solos**
Soil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

Certificada ISO 9001 por



Geocontrole



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


Geocontrole
Geotecnia e Estruturas de Fundação SA



Geotécnia e Reabilitação

TEIXEIRA DUARTE
ENGENHARIA E CONSTRUÇÕES, S.A.

• Sede
Lagoas Park - Edifício 2
2740-265 Porto Salvo - Portugal
Tel.: (+351) 217 912 300
Fax: (+351) 217 941 120/21/26

• Angola
Alameda Manuel Van Dunen 316/320 - A
Caixa Postal 2857 - Luanda
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Argélia
Parc Miremont - Rua A, N°136 - Bouzareah
16000 Alger
Tel.: (+213) 219 362 83
Fax: (+213) 219 365 66

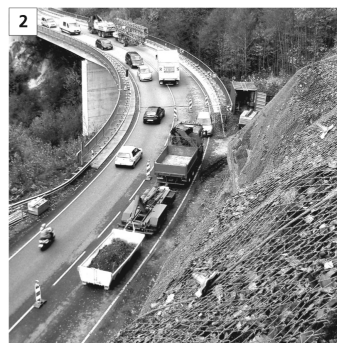
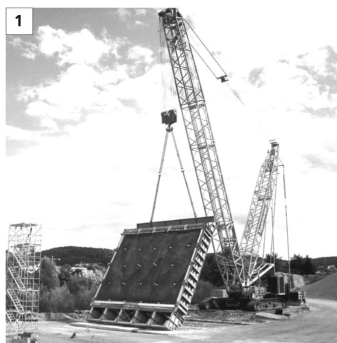
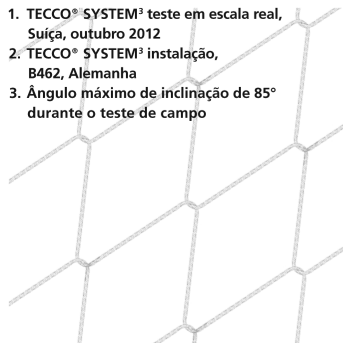
• Brasil
Rua Iguatemi, nº488 - 14º - Conj. 1401
CEP 01451 - 010 - Itaim Bibi - São Paulo
Tel.: (+55) 112 144 5700
Fax: (+55) 112 144 5704

• Espanha
Avenida Alberto Alcocer, nº24 - 7º C
28036 Madrid
Tel.: (+34) 915 550 903
Fax: (+34) 915 972 834

• Moçambique
Avenida Julyus Nyerere, 130 - R/C
Maputo
Tel.: (+258) 214 914 01
Fax: (+258) 214 914 00

www.teixeiraduarte.pt

1. TECCO® SYSTEM³ teste em escala real, Suíça, outubro 2012
2. TECCO® SYSTEM³ instalação, B462, Alemanha
3. Ângulo máximo de inclinação de 85° durante o teste de campo



TECCO® SYSTEM³ – Seu talude estabilizado

... validado por teste em escala real com inclinação do talude de até 85°.

A malha de aço de alta resistência TECCO®, as placas de ancoragem e garras de conexão TECCO®, juntas, estabilizaram com sucesso 230 toneladas de cascalho com 85° de inclinação em um ensaio em escala real.

- moldura de teste com dimensões 10 x 12 x 1.2m
- espaçamento dos grapmos 2.5m x 2.5m, utilizando Gewi 28mm

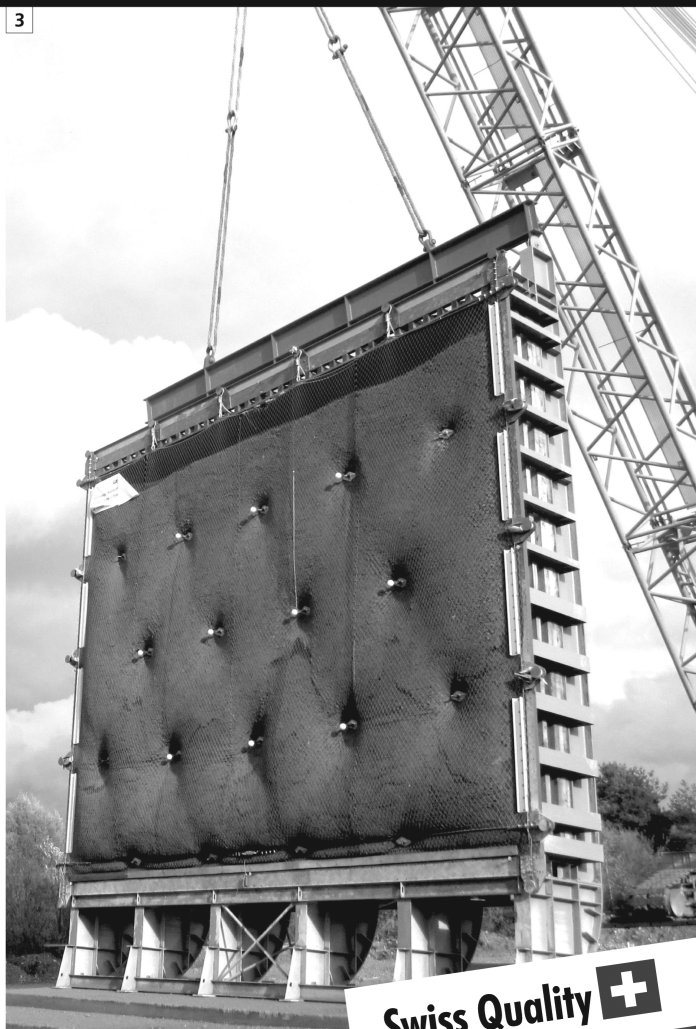
Para um estudo preliminar de solução de estabilização ou de riscos de desastres naturais nas obras em que você atua, entre em contato conosco através do e-mail info@geobrugg.com



Assista ou escaneie nosso filme com instalação TECCO® em www.geobrugg.com/slopes



Geobrugg AG, Geohazard Solutions
 Rua Visconde de Pirajá, 82 sl.606
 Ipanema - Rio de Janeiro • 22410-003
 Fone: +55 21 3624.1449
 Cel: +55 21 99979.1288
www.geobrugg.com



Swiss Quality 

SOLOS MOLES?

CPR[®]

CONSOLIDAÇÃO PROFUNDA RADIAL

O MAIS RÁPIDO E EFETIVO TRATAMENTO PARA SOLOS MOLES

Processo de adensamento de solo mole, eficientemente controlado, monitorando-se o grau de consolidação desejado.



Vantagens do CPR

- 100% específico para solos moles;
- Mobilização rápida;
- Ausência de transtornos à obra;
- Ampla gama de aplicações;
- Ausência de aterros, refugos e lama;
- Técnica não destrutiva;
- Alternativa super econômica, além de prazos extremamente curtos em relação à substituição de solos, aterros temporários, colunas granulares e estaqueamentos;
- Alcança profundidades de tratamento onde técnicas clássicas são limitadas;
- Acesso a locais restritos, limitados e difíceis, sem interferência com a rotina do cliente;
- Melhor custo benefício;
- Perfeito para reforço de fundação.

www.engegraut.com.br

Para maiores informações, entre em contato com nosso departamento de geotecnia. A marca CPR[®] e a tecnologia Consolidação Profunda Radial são patentes da ENGEGRAUT.

SPECIALISTS IN GEOTECHNICAL IN-SITU TESTS AND INSTRUMENTATION

GEOTECHNICAL SERVICES (onshore and offshore)

IN-SITU TESTS

Seismic CPT
Cone Penetration Testing Undrained-CPTu (cordless system)
Vane Shear Testing (electrical apparatus)
Pressuremeter Testing (Menard)
Flat Dilatometer Test-DMT (Machetti)
Standard Penetration Test-SPT-T

INSTRUMENTATION

Instrumentation, installation and direct import
Routine Monitoring
Operation and Maintenance
Engineering analyses
Consultancy, design & geotechnical engineering services

SAMPLING

Soil sampling and monitoring
Groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

ENVIRONMENTAL

Environmental Services
Soil and groundwater sampling and monitoring
Field and laboratory testing

0800 979 3436

São Paulo: +55 11 8133 6030

Minas Gerais: +55 31 8563 2520 / 8619 6469

www.deltageo.com.br deltageo@deltageo.com.br



geofix

A maior carteira de
clientes privados do
Brasil, e o maior índice
de repetição absoluta.

Dentre os tipos de serviços, destacam-se projetos de controle ambiental tais como: recuperação de solos degradados; confinamento de lençol freático contaminado; construção de filtros e captação de material; contenção de poluentes.

Pionerismo que se traduz em confiança e qualidade para sua obra.



www.geofix.com.br



GERMANY

15

15

Deutsche Technologie e um toque brasileiro.

Fundada há mais de 150 anos na Alemanha, a Huesker é hoje uma referência mundial em geossintéticos. Aqui no Brasil, adicionamos um toque bem brasileiro a toda a qualidade e tecnologia dos nossos produtos.

Proximidade, envolvimento e flexibilidade são os fatores que, nestes 15 anos, nos permitiram desenvolver soluções sob medida para cada caso e manter relações duradouras com nossos clientes.

Isso é a **tecnologia alemã** e o **abraço brasileiro** a seu serviço.

Fale com a Huesker:
www.huesker.com.br
huesker@huesker.com.br
(12) 3903 9300



HUESKER

Tecnologia alemã, *Deutsche Technologie,*
abraço brasileiro. *brasilianische Umarmung.*



COBA



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
www.coba.pt

Av. Marquês de Tomar, 9, 6.
1050-152 LISBOA
Tel.: (351) 217 925 000
Fax: (351) 213 537 492

REGIÃO NORTE

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

ANGOLA

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

MOCAMBIQUE

Centro de Escritórios, Pestana Rovuma Hotel,
Rua da Se nº114, 4.º Andar - 401 A, MAPUTO
Tel.: (258) 21 328 813
Fax: (258) 21 016 165
Tlm: (258) 820 047 454
E-mail: 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

BRASIL

Rio de Janeiro
Rua Buenos Aires 68, 25.
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

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

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



Construction over Soft Soils



Surficial Stabilisation Systems

SOILS AND ROCKS PROBLEMS? WE HAVE THE SOLUTION



Rockfall Protection Barriers



Foundation and Basal Reinforcement

BRASIL
Phone: 55 (11) 4525-5000
Fax: 55 (11) 4599-4275
maccaferri@maccaferri.com.br
www.maccaferri.com.br

PORTUGAL
Phone: (351) 218 968 282
Fax: (351) 218 968 078
portugal@abianchini.pt
www.abianchini.es

MACCAFERRI

Engineering a better solution



GEOLOGIA - GEOTECNIA - FISCALIZAÇÃO DE OBRAS GEOTÉCNICAS



BARRAGENS DE ATERRO - OBRAS SUBTERRÂNEAS - ESTRUTURAS DE SUPORTE



FUNDAÇÕES ESPECIAIS - TRATAMENTO DE TERRENOS - GEOMATERIAIS

CENOR Consultores, S. A.

PORTUGAL | ANGOLA | ARGÉLIA | BRASIL | CABO VERDE | COLÔMBIA
MALAWI | MARROCOS | MOÇAMBIQUE | TIMOR LESTE | VENEZUELA

Rua das Vigias, 2. Piso 1 | Parque das Nações | 1990-506 LISBOA . PORTUGAL
T. +351.218 437 300 | F. +351.218 437 301 | E. cenor@cenor.pt



MARCA
DE QUALIDADE
LÍDER EM QUALIDADE

