

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ
DEPARTAMENTO ACADÊMICO DE CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ESPECIALIZAÇÃO EM PATOLOGIAS DAS CONSTRUÇÕES

RICHARD WILLIAN TORY

**ANÁLISE DE UM SOLO COLAPSÍVEL E A SUA RELAÇÃO COM AS
PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES NA REGIÃO NOROESTE DO
PARANÁ**

MONOGRAFIA DE ESPECIALIZAÇÃO

CURITIBA
2017

RICHARD WILLIAN TORY

**ANÁLISE DE UM SOLO COLAPSÍVEL E A SUA RELAÇÃO COM AS
PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES NA REGIÃO NOROESTE DO PARANÁ**

Monografia apresentada ao curso de Pós Graduação *Lato Sensu* em Patologias das Construções do Departamento Acadêmico de Construção Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Campus Curitiba, como requisito parcial para a obtenção do título de Especialista em Patologias das Construções.

Orientadora: Prof.^a. D.Sc. Amanda Dalla Rosa Johann

Co-Orientador: Prof. MSc. José Wilson Assunção

CURITIBA
2017

RICHARD WILLIAN TORY

**ANÁLISE DE UM SOLO COLAPSÍVEL E A SUA RELAÇÃO COM AS
PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES NA REGIÃO NOROESTE DO PARANÁ**

Monografia aprovada como requisito parcial para obtenção do título de Especialista no Curso de Pós-Graduação em Patologia das Construções, Universidade Tecnológica Federal do Paraná – UTFPR, pela comissão formada pelos professores:

Orientador:

Prof. Dra. Amanda Dalla Rosa Johann

Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – *Câmpus* Curitiba.

Banca:

Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo

Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – *Câmpus* Curitiba

Prof. Dr. Rogério Francisco Kuster Puppi

Departamento Acadêmico de Construção Civil, UTFPR – *Câmpus* Curitiba

Curitiba

2017

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso

Dedico este trabalho ao meu pai,
Massaiyoshi Toriy (*in memoriam*)
pelos exemplos de caráter,
dedicação e trabalho que tenho em
minha vida.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus em primeiro lugar, pela sua abundante graça deu-me a sabedoria e capacidade para trilhar este caminho, sendo meu refúgio e fortaleza em todos os momentos.

À Professora Amanda Dalla Rosa Johann e ao Professor José Wilson Assunção, pela confiança, orientações, empenho, dedicação e paciência para a realização desta monografia.

À UTFPR e seus professores pela acolhida e ensinamentos durante todo o curso.

À Universidade Estadual de Maringá (UEM), que disponibilizou o laboratório para a realização dos ensaios.

Ao Engenheiro Civil Alinor Rodrigues Júnior que compartilhou seus conhecimentos para a realização do trabalho.

Ao Professor do Departamento de Engenharia Civil da UEM: Antônio Belincanta pela orientação na realização dos ensaios, pela sua acolhida e ensinamentos.

Aos Técnicos do Departamento de Engenharia Civil da UEM: Aparecido da Silva e Cipriano José de Azevedo Freire, pela colaboração na execução dos trabalhos de campo e laboratório.

Ao SENAI de Maringá e a Professora Juliana Paiola da Silva, Coordenadora da Faculdade Senai Maringá, que não mediu esforços para a realização deste trabalho e pela amizade.

À minha esposa Kátia, pelo apoio incondicional, compreensão, sobretudo pela oportunidade e apoio para que mais esse degrau fosse conquistado.

À minha cunhada Marlene, pelo grande apoio e incentivo.

À todos os amigos, conhecidos, colegas que de uma forma ou de outra contribuíram para a realização deste trabalho e tornaram mais uma realização possível.

RESUMO

O município de Maringá está localizado no Terceiro Planalto Paranaense, região de composição geológica pedogênica de solos superficiais, uma área caracterizada pela colapsividade do solo. O município apresentou durante décadas um grande crescimento populacional, que ocasionou o mesmo crescimento nas construções de pequeno e médio porte. No qual foram utilizados métodos construtivos baseados apenas na experiência dos antigos construtores, sem caráter científico. Este fato acarretou no aparecimento de patologias, como fissuras, trincas e rachaduras ocasionadas por recalque diferencial de fundações, o que sugere uma possível área de solo colapsível. Tais patologias foram catalogadas em um Mapa Poligonal de Ressarcimento por rompimento da tubulação de abastecimento de água do município, a partir deste mapa foram coletadas duas amostras indeformáveis para análises em laboratório, a primeira amostra é de uma área que apresenta problemas com o rompimento de tubulação de abastecimento e a outra amostra foi retirada de um novo local habitacional do município. Com a análise das amostras foi possível verificar a influência da colapsividade do solo nas áreas de ressarcimento por rompimento da tubulação de abastecimento; com a comparação entre as duas amostras verificou-se uma possível área suscetível ao colapso. Além disso, com os resultados obtidos foi possível obter parâmetros para elaboração de projetos de fundações que suportem a colapsividade do solo possibilitando desta forma a diminuição de patologias causadas por este solo característico do município.

Palavras-chaves: solos colapsíveis, recalque de fundação, patologia.

ABSTRACT

The municipality of Maringá is located in the Third Paranaense Plateau, a region of pedogenic geological composition of surface soils, an area characterized by soil collapsivity. The municipality presented during decades a great population growth, that caused the same growth in the small and medium-sized constructions. In which constructive methods were used based only on the experience of the old constructors, without scientific character. This fact led to the appearance of pathologies, such as fissures, cracks and disruptions caused by differential repression of foundations, which suggests with a possible area of collapsible soil. These pathologies were cataloged in a Polygonal Map of Reimbursement by rupture of the water supply piping of the municipality, from this map were collected two indeformable samples for analysis in the laboratory, the first sample is of an area that presents problems with the pipe rupture And the other sample was taken from a new housing site in the municipality. With the analysis of the samples it was possible to verify the influence of the soil collapsivity in the areas of reimbursement by rupture of the supply pipe; With the comparison between the two samples, a possible area susceptible to collapse was verified. In addition, with the obtained results it was possible to obtain parameters for the elaboration of foundation projects that support the collapse of the soil, thus enabling the reduction of pathologies caused by this soil characteristic of the municipality.

Key words: collapsible soils, foundation repression, pathology.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Estrutura do solo colapsível carregado sem inundação (a) e com inundação (b).	15
Figura 2: Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.....	16
Figura 3: Mapa de solos do Terceiro Planalto do Paraná.....	18
Figura 4: Ocorrência de solos Lateríticos no Brasil.....	19
Figura 5: Ensaio Triaxial.....	21
Figura 6: Fissura causada por recalque de fundação (Recalque diferencial).....	23
Figura 7: Danos estruturais em edificação unifamiliar, causa: recalque diferencial.....	26
Figura 8: Curvas e versus $\log \sigma_v$ do ensaio edométrico simples.....	28
Figura 9: Curvas e versus $\log \sigma_v$ obtidos no ensaio edométrico duplo.....	29
Figura 10: Obtenção do colapso no ensaio edométrico duplo.....	29
Figura 11: Mapa Poligonal de Ressarcimentos e vazamentos.....	33
Figura 12: Locais de coleta de solo indeformável para realização de ensaios de laboratório..	34
Figura 13: Preparação da caixa cúbica de madeira para a coleta da amostra de solo indeformada.....	35
Figura 14: Escavação do poço de coleta de solo indeformada.....	36
Figura 15: Entalhe da amostra do solo e proteção com parafina fundida.....	36
Figura 16: Bloco de solo indeformável e preparo para retirada da amostra.....	37
Figura 17: Retirada da amostra no anel de adensamento.....	38
Figura 18: Entalhe final do topo e da base da amostra no anel de adensamento.....	38
Figura 19: Esquema da célula de carga.....	39
Figura 20: Ensaio de adensamento duplo, a esquerda o corpo de prova em estado natural de umidade e a direita o corpo de prova inundado.....	40
Figura 21: Índice de vazios versus pressão vertical ajustadas, amostra 01 (SENAI).....	43
Figura 22: Índice de vazios versus pressão vertical ajustadas, amostra 02 (Jardim Oriental) .	44

LISTA DE TABELAS

Tabela 1- Classificação de colapsividade nas obras de engenharia.....	31
Tabela 2– Condições iniciais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo natural).....	41
Tabela 3– Condições iniciais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo inundado)	41
Tabela 4– Condições finais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo natural).....	42
Tabela 5– Condições finais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo inundado).....	42
Tabela 6 – Índice de vazios versus pressão vertical da amostra 01.....	42
Tabela 7– Índice de vazios versus pressão vertical da amostra 02.....	43
Tabela 8– Coeficiente de colapso estrutural a cada incremento de pressão das amostras 01 e 02.	44

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	12
1.1 JUSTIFICATIVA	13
1.2 OBJETIVOS	13
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	14
2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS	14
2.2 COLAPSO	14
2.3 INCIDÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS	15
2.4 SOLO CARACTERÍSTICO DE MARINGÁ	17
2.5 SOLOS LATERÍTICOS	19
2.6 FUNDAÇÕES	21
2.6.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL	21
2.6.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA	22
2.7 PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES	22
2.7.1 RECALQUES DE FUNDAÇÃO	23
2.7.2 TIPOS DE RECALQUES	24
2.7.2.1 RECALQUE ELÁSTICO	24
2.7.2.2 RECALQUE POR ESCOAMENTO LATERAL	24
2.7.2.3 RECALQUE POR ADENSAMENTO	24
2.7.3 RECALQUE DE FUNDAÇÃO NO MUNICÍPIO DE MARINGÁ	25
2.8 ENSAIOS EDOMÉTRICOS	26
2.8.1 ENSAIO EDOMÉTRICO SIMPLES	27
2.8.2 ENSAIO EDOMÉTRICO DUPLO	28
2.8.3 CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO DE COLAPSIVIDADE EM ENSAIOS EDOMÉTRICOS	29
2.8.4 ENSAIOS EDOMÉTRICOS EM SOLOS COLAPSÍVEIS	31
3. MATERIAIS E MÉTODOS	32
3.1 MAPA POLIGONAL	32
3.2 LOCAIS DE COLETA	34
3.3 AMOSTRA DE SOLO INDEFORMADA	35
3.4 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS EDOMÉTRICOS DUPLOS	37
3.4.1 PREPARO DAS AMOSTRAS	37
3.4.2 PROCEDIMENTO PARA EXECUÇÃO DO ENSAIO	39
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	40
4.1 RESULTADOS OBTIDOS	41
4.1.2 ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS E FINAIS DOS CORPOS DE PROVA	41

4.1.3 VARIAÇÃO DE VOLUME.....	42
5. CONCLUSÕES.....	46
SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	47
REFERÊNCIAS	48
ANEXOS.....	51

1 INTRODUÇÃO

O Município de Maringá, situado na região noroeste do Estado do Paraná, foi projetado pelo ilustre Arquiteto e Urbanista Jorge de Macedo Vieira, em 1945, obedecendo a um plano urbanístico estabelecido pela Companhia Melhoramentos Norte do Paraná, onde foi considerado como um dos projetos mais arrojados e modernos da época, pois conjugava o plano urbano à topografia da região, resultando assim em suas largas avenidas, muitas praças e espaços para arborização (RODRIGUES, 2005).

Planejada para ser uma cidade com 200 mil habitantes e conforme o Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, a cidade de Maringá durante a década de 70 a 80 apresentou um expressivo crescimento populacional da ordem de 59,23%, ocasionado pelo êxodo rural, atingindo o patamar estabelecido e ocasionando um povoamento acelerado e desorganizado (MORO, 1988).

Com a continuidade do crescimento populacional, nas décadas subsequentes, a construção civil teve um destaque na economia, gerando empregos e receitas ao município. Principalmente em obras de pequeno e médio porte, construídos geralmente por micro empreendedores, que na sua maioria foi executada sobre sapatas ou estacas, da mesma forma que seus antepassados da década de 80.

O município encontra-se no Planalto de Apucarana, dentro do Terceiro Planalto Paranaense, uma região de composição geológica de origem evolutiva pedogênica de solos superficiais pré-existentes, sejam residuais ou transportados, de textura argilosa, denominado como Latossolo Vermelho Eutoférico, conforme a Sistema Brasileiro de Classificação do Solos (EMBRAPA, 2012).

Conforme TEIXEIRA *et al.* (2003), a superfície do solo de Maringá, é composta por argila siltosa porosa vermelha escura, residual, tendo consistência que varia de mole à média, com baixo teor de umidade (geralmente abaixo de 35%) e com alto grau de porosidade (em torno de 65%), o caracterizando como solo colapsível. Este fato pode ser verificado na região de Maringá, onde há grande frequência de edificações que sofrem recalques diferenciais em sua estrutura, quando sua base sofre saturação do solo, tendo como exemplos longos períodos de chuvas e até mesmo ao rompimento da tubulação de abastecimento de água.

1.1 JUSTIFICATIVA

De acordo com GUTIERREZ (2005), no Município de Maringá, localizado no norte do estado, a grande maioria das obras de pequeno e médio porte foram construídas sobre sapatas ou estacas e estão apoiadas em solo de estrutura porosa e muitas delas apresentam problemas de recalque, causado pela saturação do solo por água.

Essa inundação do solo pode ser causada por diversos fatores, entre as mais comuns estão o nível elevado de precipitação pluviométrico e o rompimento de dutos de abastecimento de água.

A incidência de recalques em fundações de edificações é um problema preocupante, pois o recalque diferencial pode causar uma série de patologias para a edificação, desde uma pequena fissura e até o seu colapso.

Construídas com base ao empirismo, ou seja, pelo conhecimento prático e experiência de construtores, a grande maioria das obras de pequeno e médio porte construídas na cidade, são apoiadas em estacas curtas do tipo escavada, em um solo que a maioria dos profissionais da construção civil desconhecem as peculiaridades e os problemas da colapsividade do solo e suas características.

A análise do solo pode identificar as suas características em uma determinada área, onde na pesquisa a ser apresentada, poderá confirmar a colapsividade do mesmo no município de Maringá, desta forma trará ciência à elaboração e execução de projetos de fundações adequados ao solo local.

1.2 OBJETIVOS

O trabalho tem como objetivo, verificar a relação da colapsividade do solo de Maringá com a região de maior frequência de danos por rompimento da tubulação de abastecimento de água, com o auxílio de um mapa poligonal de ressarcimento por colapso fornecido pelo Eng. Chefe da Companhia de Saneamento do Paraná - SANEPAR em Maringá, RODRIGUES (2016).

A partir do objetivo geral foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- Realizar ensaios de adensamento nas amostras coletadas com umidade natural e saturadas, conforme NBR 12007 (1990);

- Verificar se o solo coletado na região do mapa poligonal de maior ressarcimento tem alguma influência com o problema de recalque da região;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

De acordo com GUTIERREZ (2005), determinados tipos de solos não saturados são distintos por sofrerem um recalque adicional, de forma brusca e significativamente grande em proporções, e quando saturados de forma constante sob tensões, ocasionam o colapso estrutural do solo. Por essa característica são denominados de colapsíveis, metaestáveis ou subsidentes.

Conforme GONÇALVES (2006) a colapsibilidade está relacionada a dois fatores em relação ao solo: a carga limite crítica de colapso e o umedecimento do solo. Quando esses dois fatores se combinam, obtém-se a condição ideal para a ocorrência do colapso. Juntamente com esses fatores, temos a caracterização estrutural do solo, no qual em sua umidade característica natural, a estrutura de partículas está ligada por substâncias cimentantes e vínculos atribuídos à sucção, formando uma estrutura porosa e instável.

Solos colapsíveis não se enquadram em nenhuma faixa granulométrica específica. Em grande parte dos casos esse tipo de solo é caracterizado por estruturas fofas com dimensões dos grãos de silte e areia fina. Entretanto, de acordo com FUTAI (1997), existem solos com predominância argilosa e comportamento colapsível.

VILAR et al. (1981) diz que solos colapsíveis tem desenvolvimento propício em ambientes tropicais, tanto pela percolação de finos dos horizontes superficiais dos territórios, que alternam estações de relativa seca e de precipitações intensas, tanto pela deficiência de umidade em regiões áridas e semiáridas. FERREIRA (2005) afirma também que estações chuvosas alternadas com estações relativamente secas, característico de climas tropicais, provoca a lixiviação das partículas finas do solo em horizontes superficiais, produzindo uma estrutura porosa não saturada.

2.2 COLAPSO

“Colapso é o fenômeno decorrente da perda da resistência ao cisalhamento de um solo poroso e não saturado, quando inundado sob uma determinada tensão aplicada, ocasionando uma espécie de desmoronamento da sua estrutura.” GUTIERREZ (2005)

Conforme GUTIERREZ *et al.* (2003) explicam que os solos colapsíveis possuem microagregados que se conservam estáveis pela presença da sucção e agentes cimentantes e quando solicitados ao carregamento no estado de umidade natural, suportam a carga por meio da compressão entre os grãos, sem sofrer um deslocamento entre os mesmos e sem que aconteça uma variação significativa em seu volume.

Ainda para os autores, com o umedecimento, as forças que conservam estáveis as microagregações se atenuam, e caso o solo estiver submetido a uma carga considerada acima do colapso, ocorre entre as partículas um movimento relativo, onde essas partículas começam a ocupar os espaços vazios do solo, ocasionando uma grande e repentina redução do seu volume, acarretando o colapso estrutural do solo, (Figura 1)



Figura 1: Estrutura do solo colapsível carregado sem inundação (a) e com inundação (b).

Fonte: Gutierrez et al. (2003)

O colapso do solo não pode ser confundido com o adensamento, pois tem características distintas, no adensamento acontece a expulsão da água, no caso do colapso ocorre a expulsão do ar que preenche os vazios do solo. E também no colapso, a variação de volume ocorre em um espaço de tempo muito curto, já no adensamento a variação de volume ocorre de forma lenta. (GONÇALVES, 2006)

2.3 INCIDÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS

De acordo com CLEMENCE; FINBARR (1981), em diversos países do mundo podem ser encontrados os solos colapsíveis, sobretudo em regiões áridas e semi-áridas que abrangem uma grande variedade de materiais geológicos.

No Brasil, processos de formação do solo acompanhado com processos intempéricos produzem solos de estrutura altamente porosa e de camadas superficiais espessas, no caso os

latossolos. Este tipo de solo representa uma grande área geográfica, sendo encontrados na maioria das regiões do país. São solos evoluídos, laterizados ricos em argilo-minerais, óxidos de ferro e alumínio, no qual apresentam uma estrutura altamente porosa e suas características e condições em que ocorrem no Brasil os determinam como solos suscetíveis ao colapso GONÇALVES (2006).

Os primeiros registros da identificação de solos colapsíveis no Brasil, foram em São Paulo em meados de 1940 (VARGAS, 1993). Nos dias atuais, ocorrem vários registros para este tipo de solo, destacando-se em uma grande área na região centro sul do Brasil. (Ver Figura 2)



Figura 2: Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil

Fonte: Ferreira *et al.* (1989, *apud* GONÇALVES, 2006)

Solos colapsíveis encontram-se em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, solos vulcânicos, solos compactados no ramo seco e solo residual. Dentre eles, com maior extensão são os eólicos, formados pela ação do vento. No território brasileiro a colapsividade ocorre em diferentes formações aluviais, coluviais e residuais. Segundo GUIMARÃES NETO (1997), em território brasileiro, já foram encontrados solos colapsíveis nos estados do Amazonas, Pernambuco, Ceará, Goiás, Minas Gerais, Mato Grosso, Paraná, Piauí, Rio Grande do Sul, São Paulo e Distrito Federal.

Conforme GUTIERREZ (2005), depósitos de solos colapsíveis aluvionares, transportados por enchentes, são característicos de regiões que tem curtos períodos de intensas chuvas, no qual depois de depositadas, continuam por longos períodos de estiagem, superficialmente não saturado, até o seguinte fluxo. Este solo geralmente é constituído de materiais não estabilizados, com teor de argila considerável.

Solos coluviais usam a gravidade como agente transportador, geralmente ocorrem em encostas e aos pés das escavações. Sua composição estrutural depende do tipo de rocha existente na parte superior do relevo. Estes solos não são aconselhados para projetos de engenharia, visto que, são materiais inconsolidados, permeáveis e sujeitos a escorregamentos. (DNIT, 1996)

Os depósitos coluviais são constituídos por grãos de tamanho variável e até mesmo bloco de rochas, como exemplo, os grãos de argila que são levados por enxurradas e transportados por torrentes que descem a serra. Mas conforme VARGAS (1978), nem todo transporte coluvião é violento, pois é possível encontrar este tipo de solo em topografias suavemente onduladas, um processo de erosão do topo de morros, resultando na deposição coluvial se deu nos vales.

Depósitos de solos residuais, tem como característica a formação por grãos e partículas de diferentes tamanhos, resultado das intempéries, oriundos da desintegração mecânica e decomposição química de rochas locais. A estrutura porosa da camada superficial, tem origem da intensa lixiviação de elementos solúveis e da concentração do óxido de ferro e de alumínio, formadoras da fração fina do solo, pelo ato da percolação da água. Como resultado forma-se altos índices de vazios, baixa massa específica e instabilidade na estrutura do solo. (GUTIERREZ, 2005)

2.4 SOLO CARACTERÍSTICO DE MARINGÁ

Conforme MAACK (1968), o Terceiro Planalto do Paraná abrange 68% da área do estado, com uma área de aproximadamente 135.000 km², onde fazem parte as regiões norte, nordeste, centro-oeste, sudoeste e centro sul do estado paranaense.

O município de Maringá encontra-se no Planalto de Apucarana, dentro do Terceiro Planalto Paranaense, com altitudes entre 1125m em seu ponto mais alto na escarpa da Serra do Cadeado e altitudes de 235m nas margens do Rio Paraná. De acordo com o IAPAR (2017) o clima que predomina na região é o subtropical com temperatura média no mês mais frio inferior

a 18° C (mesotérmico) e temperatura média no mês mais quente acima de 22° C, com verões quentes, geadas pouco frequentes e tendência de concentração das chuvas nos meses de verão, contudo sem estação seca definida.

O mapa elaborado por NAKASHIMA e NÓBREGA (2003), com o Terceiro Planalto do Estado Paranaense, apresenta a classificação das principais classes de solos incidentes, em nível de ordem e sub-ordem, de acordo com o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos, figura 3.

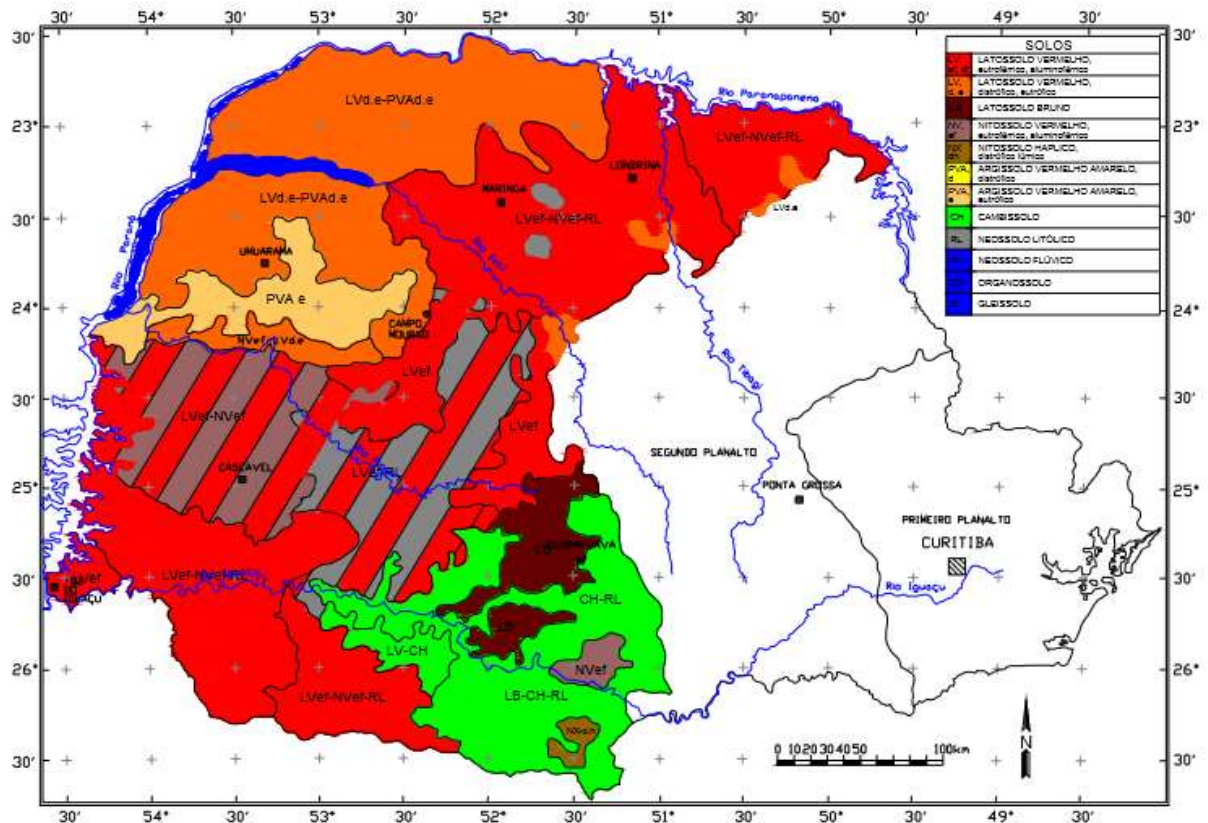


Figura 3: Mapa de solos do Terceiro Planalto do Paraná

Fonte: Nakashima; Nóbrega (2003)

Segundo GUTIERREZ (2005), o substrato geológico do Terceiro Planalto é formado por rochas vulcânicas como basaltos e andesitos, com exceção do noroeste do estado, onde essas rochas estão recobertas pelo Arenito Caiuá.

O Planalto de Apucarana, está sob rochas de basalto, onde o relevo é suavemente ondulado e o município de Maringá está localizado onde ocorre o Latossolo Vermelho, com textura argilosa, e o Nitossolo Vermelho. Nos topos e nos altos das vertentes o Latossolo Vermelho é predominante, com textura de argila. Nas médias e baixas vertentes direcionadas a jusante, temos a incidência do Nitossolo Vermelho. (NAKASHIMA; NÓBREGA, 2003 *apud* GUTIERREZ, 2005)

De acordo com a caracterização geotécnica do solo de Maringá feita por GUTIERREZ (2005), na camada superficial do solo pedologicamente evoluído, o Nitossolo Vermelho eutroférico, encontrada em profundidade de até 2,8 metros, de cor marrom avermelhada e textura argilo-siltosa, Os pesos específicos dos sólidos variam de 29,8 kN/m³ a 30,3 kN/m³, devido a alta concentração de óxido de ferro, característico da região.

Uma outra análise realizada por MIGUEL *et all* (2007), em um solo laterítico coluvionar de Campinas – SP, constatou que os valores da massa específica dos sólidos eram relativamente altas, em torno de 30 kN/m³, tendo como explicação o alto teor de óxido de ferro, comprovando o caráter laterítico do solo.

2.5 SOLOS LATERÍTICOS

Solos lateríticos são característicos de regiões de clima tropical e subtropical, oriundo do intenso intemperismo físico e químico das rochas devido às variações climáticas. O Brasil é um país com o clima predominantemente tropical, os solos lateríticos cobrem aproximadamente 70% de seu território, como mostra a figura 4. (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)

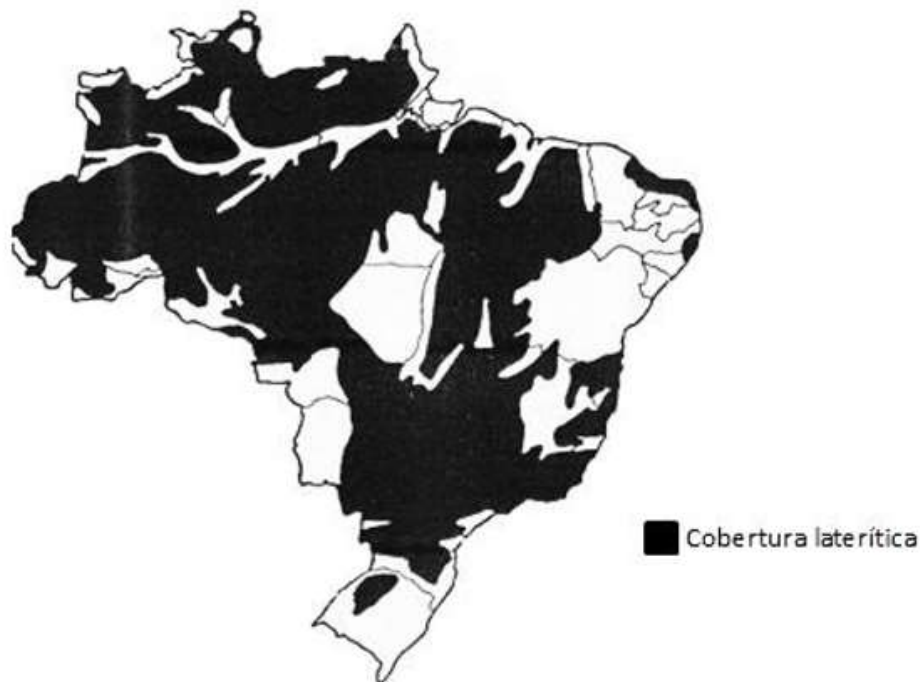


Figura 4: Ocorrência de solos Lateríticos no Brasil

Fonte: MELFI, 1994

De acordo com MELLO (1972) e VARGAS (1977), a estrutura de perfil de intemperismo pode ser divididas em três horizontes principais: laterítico, saprolítico e blocos de rocha alterada.

A camada de solo laterítico pode ser de origem residual ou transportada, é formada por um solo que perdeu a estrutura da rocha mãe, tornando-se relativamente homogêneo, no qual pode atingir uma profundidade de até 10 metros. O saprolítico está localizado na camada subjacente e mantém as características da rocha original, podendo atingir dezenas de metros de profundidade. Os blocos de rocha alterada constituem o horizonte em que a ação do intemperismo progrediu ao longo dos pontos de menor resistência da rocha. (MASSAD, 2005)

A granulometria de solos lateríticos varia entre limites bastante amplos, desde areias com poucos finos argilosos até argilas, podendo conter uma porcentagem de silte que pode variar entre 0 e mais de 50%, não produzindo características siltosas. (NOGAMI E VILLIBOR, 1995)

Os solos lateríticos possuem algumas peculiaridades que os diferenciam dos solos de clima temperado (BENATTI, 2011). Conforme MELFI (1994), um dos fatores fundamentais ao processo causado pelo intemperismo, seria a evolução da matéria orgânica, onde em climas temperados ocorre de uma forma lenta tendo como resultado a formação de compostos orgânicos. Entretanto, em climas tropicais, devido às altas temperaturas e a umidade, a deterioração da matéria orgânica acontece de forma rápida, dando origem ao gás carbônico (CO₂) e a água.

A presença do CO₂ resulta em soluções ácidas (pH entre 5,5 e 6) em regiões de clima tropical. Logo, para estas condições de pH, o ferro e o alumínio são praticamente insolúveis, acumulando-se na forma de óxidos e hidróxidos, à medida que os elementos alcalinos são lixiviados, do mesmo modo ocorre com a sílica. Entretanto a sílica é movimentada com menor velocidade que os alcalinos tornando possível a recombinação da sílica com o alumínio, formando os argilominerais do grupo caulinita. (MELFI, 1994)

“Os óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio conferem ao solo laterítico a cor avermelhada e a cimentação entre os grãos que, juntamente com a sucção, garantem uma rigidez e resistência que podem ser facilmente destruídas.” (FOOKES, 1997)

DIAS (2007) estudou o comportamento mecânico dos solos lateríticos e não lateríticos através de ensaios triaxiais convencionais, o qual é realizado moldando-se um corpo de prova cilíndrico de uma amostra de solo, que posteriormente é colocada dentro da câmara de ensaio

envolto por uma membrana de borracha. A câmara é preenchida com água, à qual se aplica uma pressão chamada de pressão confinante. No ensaio com carga controlada é aplicada uma carga constante no pistão que penetra na câmara, e no ensaio de deformação controlada o pistão é deslocado verticalmente para baixo com velocidade constante, conforme figura 5.

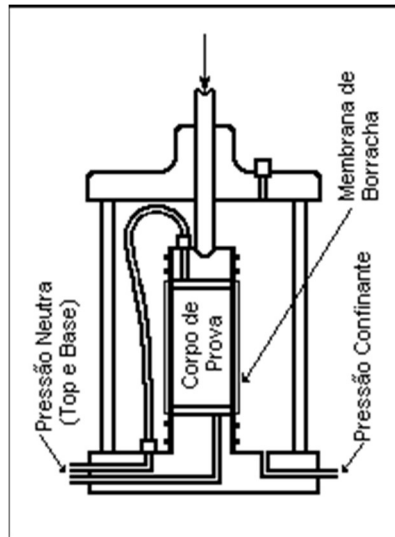


Figura 5: Ensaio Triaxial

Fonte: PINTO, 2000

Com os dados obtidos no ensaio, é possível traçar o círculo de Mohr correspondente à situação de ruptura. Assim o autor DIAS (2007) constatou que os solos lateríticos apresentam maior resistência e menor deformabilidade na ruptura do que os solos não lateríticos, ainda constatou que o solo laterítico apresenta menor umidade ótima e maior massa específica seca quando compactado, comparado ao solo não laterítico.

2.6 FUNDAÇÕES

De acordo com a NBR 6122/2010, denomina-se fundações os elementos responsáveis pela transmissão da carga da estrutura para o solo.

2.6.1 FUNDAÇÃO SUPERFICIAL

Fundação Superficial (rasa ou direta), é definida por REBELLO (2008), aquela nas quais as cargas da edificação são transmitidas ao solo logo nas primeiras camadas.

Segundo VELLOSO e LOPES (1998), as sapatas e o blocos (tipos de fundações rasas) são os elementos de fundação simples e econômicos, contudo nem sempre é possível sua utilização. Para utilização de fundações rasas, é imprescindível que o solo tenha resistência suficiente para suportar as cargas logo nas primeiras camadas. Entretanto, é muito importante conhecer as camadas de solo que irão servir de apoio à fundação, analisando a influência das tensões nas camadas mais profundas.

“O processo executivo de uma sapata consiste na escavação, seguido pelo lançamento de um lastro de concreto magro, montagem das formas, colocação das armaduras e concretagem. Após a concretagem é retirado as formas e feito o reaterro.” (BOTELHO e CARVALHO, 2007)

2.6.2 FUNDAÇÃO PROFUNDA

“Elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base, ou pela superfície lateral ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão, e no mínimo 3,0 metros.” (NBR 6122/2010)

De acordo com a norma, a fundação profunda se classifica em três grupos: estacas, tubulões e caixões. Neste trabalho, se estabelece objeto de estudo as fundações profundas por estacas.

A fundação profunda por estaca é adotada quando não é possível obter a tensão admissível ao projeto em pequenas profundidades, no qual são classificadas em fundações moldadas in loco ou pré-moldadas. As fundações moldadas in loco são executadas furando o solo e depois preenchendo o furo com concreto, podendo ser armadas ou não. Já as fundações pré-moldadas são fabricadas pelas indústrias e cravadas no solo por equipamentos apropriados (REBELLO,2008).

2.7 PATOLOGIAS EM FUNDAÇÕES

Em Maringá, entre várias patologias em edificações de pequeno e médio porte ocorrentes no município, uma patologia destaca-se pela grande incidência, sendo ela o recalque da fundação.

Segundo OLIVEIRA (2012), o recalque de fundação é o deslocamento vertical para baixo suportado pela base da fundação em relação à superfície do terreno, resultante da deformação do solo proveniente da aplicação de cargas ou ainda ao peso próprio das camadas sobre o qual é apoiado o elemento de fundação.

De acordo com MILITITSKY (2005), em toda edificação ocorre o recalque da fundação, sendo chamado de recalque admissível, muito importante para análise e projeto das fundações, que define um limite a partir do momento considerado crítico à segurança ou ao desempenho da estrutura.

Diz ainda que uma das possíveis causas do recalque em fundações ocorre quando o contato entre a fundação e o solo se rompem, fazendo com que o alicerce afunde mais do que o projeto estipula. Quando o recalque acontece em toda a fundação é chamado de recalque total, e quando ocorre em apenas um trecho, é chamado de recalque diferencial, figura 6.

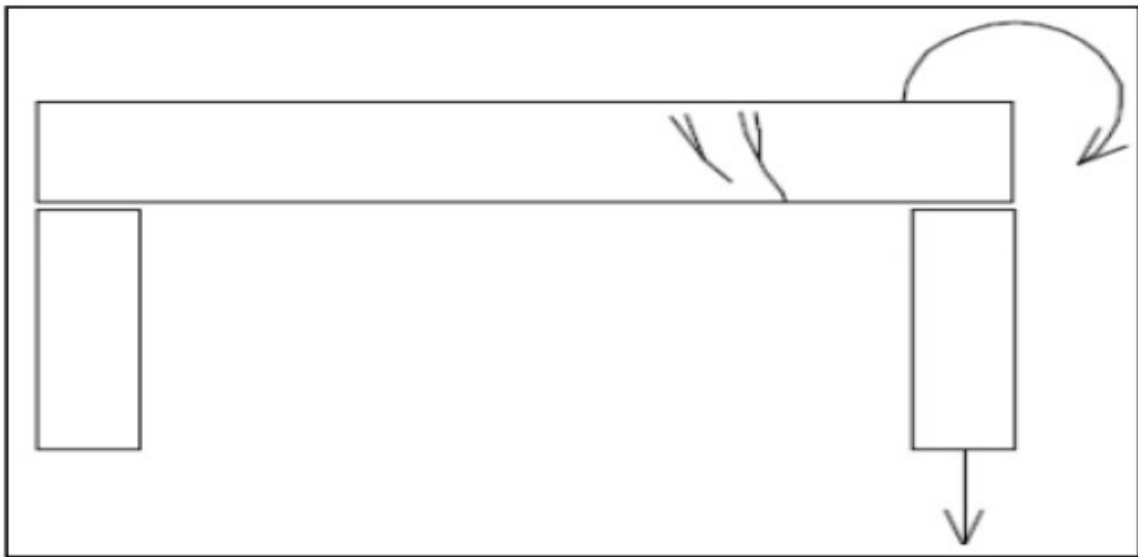


Figura 6: Fissura causada por recalque de fundação (Recalque diferencial)

Fonte: SOUZA (2003).

2.7.1 RECALQUES DE FUNDAÇÃO

Segundo Rebello (2008), recalque é a deformação do solo quando submetido a cargas, provocando movimentação na fundação que, dependendo da intensidade resulta em sérios danos à estrutura. Na sequência será apresentada alguns dos tipos mais comuns de recalque de fundação, suas características e suas prováveis origens.

2.7.2 TIPOS DE RECALQUES

Quando um elemento de fundação se desloca verticalmente, é configurado um recalque absoluto. A diferença entre os recalques absolutos de dois elementos de fundação é denominada recalque diferencial. O recalque diferencial impõe distorções à estrutura que pode acarretar em fissuras. (ALONSO, 1991).

O recalque diferencial específico, também chamado de distorção angular (δ), é definido por:

$$\delta = \frac{\text{recalque diferencial}}{\text{distância entre os elementos}} = \frac{\Delta}{\ell}$$

De acordo com Caputo (2012), é possível caracterizar três tipos de recalques devidos à cargas estáticas: por deformação elástica, escoamento lateral e adensamento.

2.7.2.1 RECALQUE ELÁSTICO

Tem incidência imediata após a aplicação da carga e são maiores em solos não coesivos, ou seja, em solos não argilosos (REBELLO, 2008). Também chamado de recalque imediato, no qual deve-se considerar a rigidez da fundação, sua forma, profundidade e a espessura da camada deformável de solo (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

2.7.2.2 RECALQUE POR ESCOAMENTO LATERAL

A deformação por escoamento lateral acontece com maior frequência em solos não coesivos. Trata-se da migração de solo de regiões mais solicitadas para as menos solicitadas, ou seja, o deslocamento se dá do centro para a lateral (REBELLO, 2008). De acordo com CAPUTO (2012), tem constatação mais acentuada em solos não coesivos sob fundações superficiais.

2.7.2.3 RECALQUE POR ADENSAMENTO

A deformação por adensamento tem como causa a diminuição no volume aparente do maciço de solo, ocasionado pelo fechamento dos vazios deixados pela água expulsa em função da pressão da fundação aplicada ao solo. São recalques lentos, quando se tratando de argilas, devido ao baixo coeficiente de permeabilidade das mesmas. CAPUTO (2012)

Conforme REBELLO (2008), o recalque por adensamento tende a ser estabilizado quando toda a água entre os grãos de solo é expulsa, interrompendo a diminuição do volume do solo. Se o recalque não afetou a estrutura, a patologia na maioria dos casos são pequenas fissuras na alvenaria, que podem ser solucionadas com uma simples vedação.

2.7.3 RECALQUE DE FUNDAÇÃO NO MUNICÍPIO DE MARINGÁ

Em Maringá, há uma grande incidência de patologias em edificações de pequeno e médio porte causada por recalque diferencial em fundações. O recalque diferencial pode ocorrer por diversos fatores, mas na região do município a incidência se torna maior pelo fato do solo ter características colapsíveis.

Solos colapsíveis quando em contato com a água têm sua cimentação intergranular destruída, resultando em um colapso súbito da estrutura desse solo. Ocasionalmente recalques, mesmo sem haver aumento de pressões por carregamento externo. (TEIXEIRA e GODOY, 1998)

Em fundações executadas por estacas, caso estas estiverem inteiramente introduzidas em solos colapsíveis, há a perda de sua capacidade de carga, e se apenas o fuste da estaca estiver no solo onde ocorre a redução brusca do volume, ela será sobrecarregada por tensões de atrito lateral negativo. (TEIXEIRA e GODOY, 1998)

Toda construção está sujeita a deslocamentos verticais (recalques), durante ou mesmo após a sua conclusão, por um certo período de tempo, até que haja o equilíbrio entre o carregamento aplicado e o solo seja atingido. Movimentos que podem provocar a ocorrência de falhas, demonstrado pelos desnivelamentos de pisos, trincas e desaprumos da construção (CAPUTO, 2012).

De acordo com TEIXEIRA e GODOY (1998), os danos causados por movimentos de fundações podem ser reunidos em três categorias principais:

Danos arquitetônicos, comprometem a estética da edificação, são visíveis ao observador comum, como exemplo estão as trincas em paredes, recalques de pisos, rompimentos de painéis, entre outros. (TEIXEIRA e GODOY, 1998).

Caso em que o reforço é optativo, pois não interfere quanto a estabilidade da edificação. (GOTLIEB, 1998)

Danos funcionais, são quando comprometem a utilização da edificação, como exemplo podemos citar o refluxo ou ruptura de tubulações, mau funcionamento de portas e janelas. A partir de certos limites, a necessidade de um reforço será fundamental por comprometer a utilização da construção. (GOTLIEB, 1998)

Danos estruturais, são danos que afetam diretamente os elementos da estrutura, são eles os pilares, as vigas e lajes, no qual já seria um caso crítico e apresentaria danos estéticos e funcionais e o reforço será sempre necessário, pois essa deficiência implica diretamente na instabilidade da edificação, podendo até mesmo levar ao colapso. (GOTLIEB, 1998)

A figura 7, mostra uma residência unifamiliar de médio porte no município de Maringá, localizado dentro da área de ressarcimento, onde após um longo período de chuvas a residência começou a apresentar fissuras, no qual não foi efetuado a correção e reforço estrutural, chegando a um estado crítico.



Figura 7: Danos estruturais em edificação unifamiliar, causa: recalque diferencial.

Fonte: O autor.

2.8 ENSAIOS EDOMÉTRICOS

O adensamento acontece devido a saída da água dos vazios quando o solo é submetido a uma sobrecarga. Um processo lento, que teve seu desenvolvimento teórico e simulação em laboratório em meados dos anos 20 por Terzagui.

Determinados ensaios de campo e de laboratório possibilitam a observação de mudanças de comportamento do solo conforme alterações do seu teor de umidade e/ou das cargas aplicadas. Tais mudanças de comportamento são manifestadas pelas mudanças da estrutura do solo causadas pelo enfraquecimento das suas ligações. (GUTIERREZ, 2005)

Os ensaios edométricos são procedimentos que determinam a compressibilidade de materiais coesivos e suas propriedades, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações, este ensaio é realizado com uma amostra cilíndrica, lateralmente confinada e disposta a uma pressão axial vertical. NBR 12007 (ABNT,1990)

De acordo com GUTIERREZ (2005), os ensaios edométricos tem sido os mais utilizados em laboratório na avaliação de uma possível ocorrência de colapso, e também fornecem informações quantitativas que permitem estimar a dimensão dos recalques.

Existe duas possíveis maneiras de realização dos ensaios, o ensaio edométrico duplo e o ensaio edométrico simples.

2.8.1 ENSAIO EDMÉTRICO SIMPLES

O ensaio edométrico simples é realizado de forma convencional, com somente um corpo de prova, com umidade natural (colhido em campo), até alcançar a tensão de interesse. Atingindo a estabilização da deformação, o corpo de prova é inundado e mede-se as deformações adicionais de colapso. Continua-se o ensaio coma a aplicação de incrementos de carga até a máxima tensão de interesse, anotando-se as leituras de deformação vertical. Para finalizar o ensaio são retiradas as cargas incrementadas para descarregar a amostra. Deste modo pode-se visualizar a curva e *versus* $\log \sigma_v$ conforme a figura 8. (GUTIERREZ, 2005)

De acordo com GUTIERREZ (2005), o ensaio edométrico simples oferece vantagem sobre o ensaio edométrico duplo, pois elimina o problema de similaridade dos corpos de prova talhados. Durante o entalhe das amostras, podem ocorrer fatores que alteram as condições de campo, além do problema de heterogeneidade dos corpos de prova.

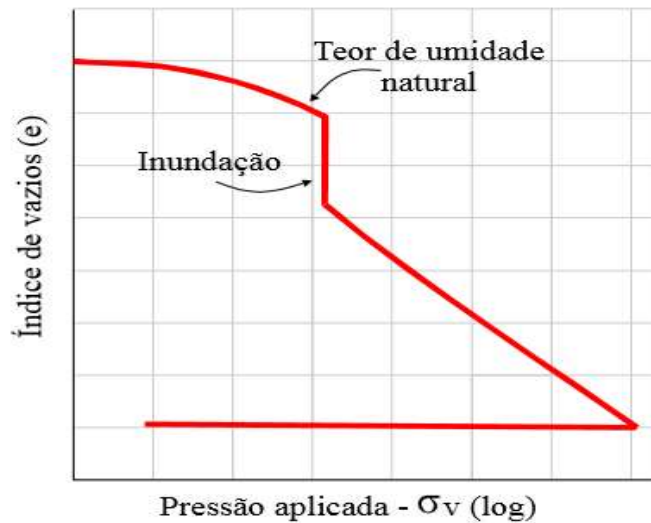


Figura 8: Curvas e versus $\log \sigma_v$ do ensaio edométrico simples.

Fonte: JENNINGS; KNIGHT, 1957 *apud* GUTIERREZ, 2005.

2.8.2 ENSAIO EDMÉTRICO DUPLO

JENNINGS e KNIGHT (1957) realizaram dois ensaios edométricos simultaneamente, com amostras do mesmo solo, onde os corpos de prova talhados com similar característica foram submetidos a uma tensão de assentamento de 1kPa, continuando até que as deformações se estabilizem. Em um dos corpos de prova a umidade natural do solo é mantida, já o outro é inundado no aparelho até a sua total saturação.

Os ensaios são efetuados, incrementando a carga de forma progressiva, sendo que cada incremento é aplicado somente após a estabilização das deformações em relação ao carregamento anterior.

Depois de empregar a tensão máxima de interesse e a estabilização das deformações, os corpos de prova são descarregados com a retirada dos incrementos. Com os dados obtidos, os resultados são traçados em curvas e versus $\log \sigma_v$ para cada corpo de prova, conforme figura 9.

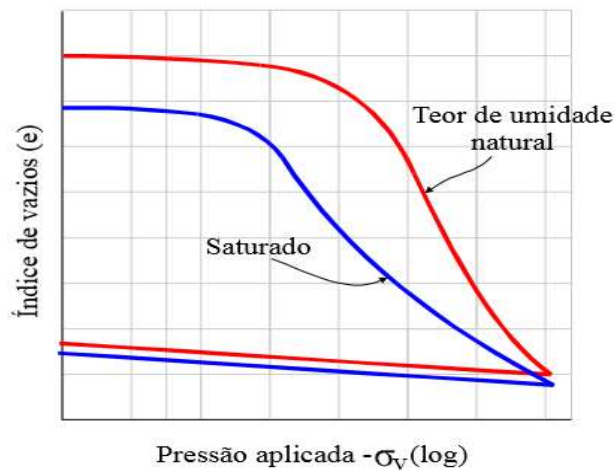


Figura 9: Curvas e versus $\log \sigma$, obtidos no ensaio edométrico duplo.

Fonte: JENNINGS; KNIGHT, 1957 *apud* GUTIERREZ, 2005.

2.8.3 CRITÉRIOS DE INTERPRETAÇÃO DE COLAPSIVIDADE EM ENSAIOS EDMÔMETRICOS

Os critérios são baseados em ensaios edométricos simples e duplos, nesses ensaios são empregadas amostras indeformadas, adequadas para quantificar o colapso e o grau de colapsividade, uma vez que levam em consideração a estrutura, o teor de umidade natural do solo e a tensão de inundação. (GUTIERREZ, 2005)

2.7.3.1 CRITÉRIO DE JENNINGS E KNIGHT (1957)

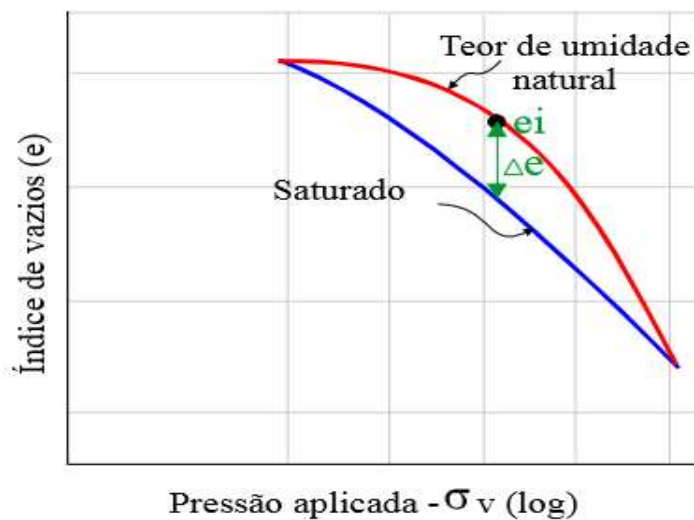


Figura 10: Obtenção do colapso no ensaio edométrico duplo.

Fonte: JENNINGS e KNIGHT (1957) *apud* GUTIERRES (2005)

JENNINGS e KNIGHT (1957) *apud* GUTIERREZ (2005) recomendam o ensaio edométrico duplo como um procedimento alternativo para prever o potencial de colapso de um solo. Onde a diferença entre as curvas de compressão, quantifica a deformação por colapso que ocorrerá para qualquer nível de tensão, caso haja a saturação do solo, figura 10.

O potencial de colapso é obtido por :

$$CP = \frac{\Delta e}{1 + e_i}$$

Onde:

CP = Potencial de Colapso;

Δe = Variação do índice de vazios para um mesmo nível de tensão;

e_i = Índice de vazios, antes da inundação, correspondente ao mesmo nível de tensão.

A partir da expressão acima, para os ensaios edométricos duplos, os coeficientes de colapso foram obtidos pelas seguintes expressões, utilizadas por GUTIERREZ (2005):

$$CP = \frac{\Delta e_c}{\left[1 + \left(\frac{e_{nat}}{e_0(nat)}\right) \times e_0(médio)\right]}$$

$$\text{Em que: } \Delta e_c = \left[\left(\frac{e_{nat}}{e_0(nat)} \right) - \left(\frac{e_{inund}}{e_0(inund)} \right) \right] \times e_0(médio)$$

$$e_0(médio) = \frac{(e_0(nat) + e_0(inund))}{2}$$

Onde:

e_{nat} e e_{inund} = índice de vazios final do solo para uma determinada tensão aplicada (ensaio na umidade natural e inundado, respectivamente)

$e_0(nat)$ e $e_0(inund)$ = índice de vazios inicial do solo para o ensaio na umidade natural e inundado, respectivamente.

JENNINGS e KNIGHT (1975), classificam a colapsividade do solo, quanto à sua gravidade, nas obras de engenharia.(Tabela 01)

Tabela 1- Classificação de colapsividade nas obras de engenharia.

CP (%)	GRAVIDADE DO PROBLEMA
0-1	Nenhum
1-5	Moderado
5-10	Problemático
10-20	Grave
>20	Muito grave

Fonte: JENNINGS e KNIGHT (1975)

“VARGAS (1977) considera como colapsíveis os solos que resultarem um coeficiente de colapso estrutural superior a 2%, independente da tensão de inundação.” GUTIERREZ (2005)

2.8.4 ENSAIOS EDMÉTRICOS EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Pesquisas realizadas conforme GUTIERREZ (2005), concluem que um solo colapsível submetido a ensaios edométricos duplos mostram deformações por inundação do solo mais severas do que aquelas referentes aos ensaios edométricos simples, para uma mesma tensão aplicada, onde a avaliação da colapsividade do solo denominando Latossolo Vermelho, característico da região de Maringá, mostraram uma extrema sensibilidade em todos os níveis de inundação, porém é na parte superficial, até aproximadamente 1,45m de profundidade, que os coeficientes de colapso foram maiores em relação aos níveis inferiores, até 5,0 m de profundidade.

Utilizando como referência os resultados nos ensaios edométricos obtidos por GUTIERREZ (2005), o presente trabalho optou pela realização de ensaios edométricos duplos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Os métodos utilizados para a realização do trabalho, com o intuito de verificar a colapsividade do solo nas regiões de maior frequência de ressarcimento de edificações efetuadas pela Companhia Paranaense de Saneamento – SANEPAR, ocasionados pelo rompimento da tubulação da rede de fornecimento de água, consistiram na revisão bibliográfica e na coleta de amostras de solo indeformável e sua análise em laboratório através de ensaios edométricos. Os ensaios edométricos duplos foram realizados com objetivo da obtenção de dados para que se possa confirmar que uma área, localizada no mapa poligonal fornecido por RODRIGUES (2016), apresenta solo colapsível, sendo assim responsável pelo alto índice de patologias no local, ocasionadas pela saturação do solo.

Para tanto, foram coletadas duas amostras de solo indeformável conforme a NBR 9604/86, em diferentes regiões do Município. Uma amostra foi coletada em uma área que conforme o mapa poligonal há uma grande incidência de ressarcimento pela SANEPAR, pelo rompimento da tubulação da rede de abastecimento de água. Outra amostra foi retirada de uma região, onde, não há relatos de ressarcimento pela Companhia de Saneamento.

A realização da análise de uma segunda área, em uma nova região habitacional do Município de Maringá, foi feita para que seja possível correlacionar o solo da região com patologias e o solo desta nova área, com o objetivo de definir se a nova área estará suscetível ao colapso pela saturação do solo.

Com esta análise podemos de forma preventiva melhorar os métodos construtivos, principalmente de fundações, para que em uma eventual solicitação ocasionada pela saturação e colapso do solo, não haja danos estéticos, funcionais e estruturais na edificação.

3.1 MAPA POLIGONAL

O mapa poligonal de ressarcimento de edificações devido ao rompimento da tubulação de abastecimento de água da Companhia Paranaense de Água e Esgoto – SANEPAR, foi elaborado em 2009, pelo Eng. Civil Alinor Rodrigues Júnior (RODRIGUES, 2016) conforme anexo A, onde de acordo com o engenheiro, a SANEPAR tem grandes problemas com o solo da região. Principalmente com rompimento da tubulação da rede de abastecimento de água, que acontece de forma homogênea em todo o Município, porém o ressarcimento ao usuário não ocorria na mesma proporção dos rompimentos da tubulação. Notando este fato, o engenheiro elaborou um mapa com documentos de manutenção pelo rompimento da tubulação de

abastecimento de água e documentos de ressarcimento de edificações causadas pelo rompimento da tubulação, documentos de um período de 10 anos, entre 1999 a 2009, no qual foram catalogados aproximadamente 200 processos de ressarcimento de edificações.

Com a elaboração do mapa, o engenheiro conseguiu verificar que os ressarcimentos estavam concentrados em algumas regiões do município, ligando-se os pontos onde houveram ressarcimento, criou-se o mapa poligonal de ressarcimento. No mapa elaborado por RODRIGUES (2016), cada ponto mostra um rompimento ou vazamento na tubulação de abastecimento de água e os polígonos mostram os ressarcimentos por danos materiais, figura 11.

A elaboração do Mapa Poligonal de Ressarcimento causado pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água no município de Maringá, foi uma grande ferramenta para a realização deste trabalho. O presente mapa tem enormes informações para a realização de estudos e pesquisas na área da construção civil no município.



Figura 11: Mapa Poligonal de Ressarcimentos e vazamentos.

Fonte: RODRIGUES, 2016.

3.2 LOCAIS DE COLETA

Os locais de coleta de solo indeformável foram determinados com referência ao mapa poligonal, figura 12, onde a primeira amostra foi retirada em uma área com incidência de ressarcimento, mais precisamente dentro da Instituição de Ensino SENAI – Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial – localizado na Rua Vereador Nelson Abrão, número 80 – Zona 05, nas coordenadas geográficas 23.426202S e 51.956860W.

O segundo local de coleta de solo indeformável foi realizado em uma nova área habitacional do Município de Maringá, a cerca de aproximadamente 8.600 metros de distância do primeiro local de coleta, onde ainda não há registros de ressarcimento pela SANEPAR, localizado na Avenida São Judas Tadeu, sem número – Bairro Jardim Oriental, nas coordenadas geográficas 23.367281S e 51.945596W.



Figura 12: Locais de coleta de solo indeformável para realização de ensaios de laboratório.

Fonte: O autor.

3.3 AMOSTRA DE SOLO INDEFORMADA

Uma amostra de solo indeformada é extraída com o mínimo de perturbação possível, para que haja a possibilidade de manter a sua estrutura original e condições de umidade, compactidade e consistência natural.

A preparação da caixa cúbica de madeira é de extrema importância para a retirada da amostra do solo e principalmente para manter as características do solo em suas condições naturais, este procedimento foi feito um dia antes da coleta, conforme figura 13, onde a caixa cúbica de madeira é revestida internamente com uma camada de folha de alumínio e uma camada de um tecido chamado talagarça.

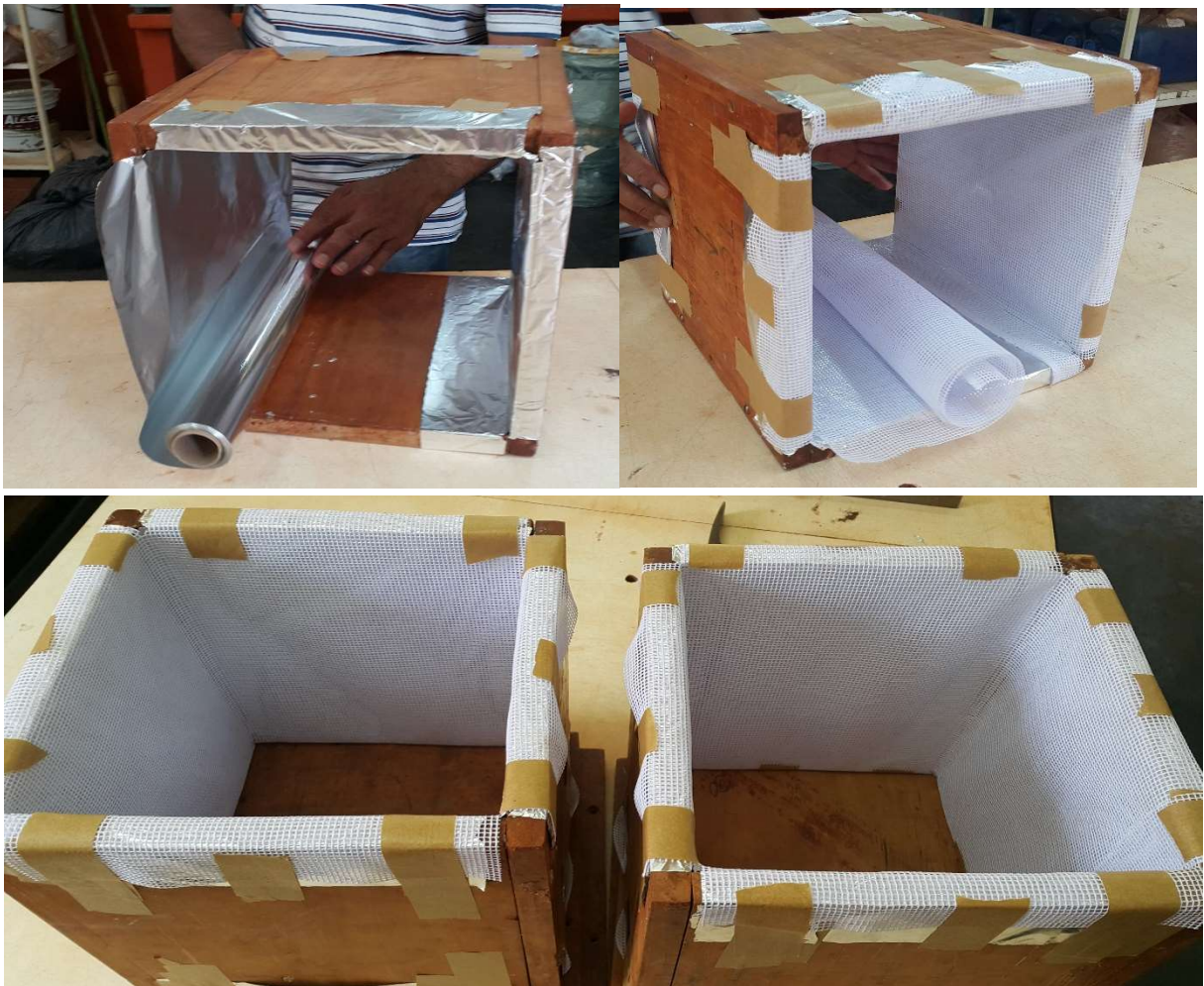


Figura 13: Preparação da caixa cúbica de madeira para a coleta da amostra de solo indeformada.

Fonte: O autor.

As amostras de solo indeformada foram retiradas de acordo com a NBR 9604/2016, onde nos dois locais foram feitas as aberturas dos poços de inspeção em solo com abertura de 150 centímetros de diâmetro e a uma profundidade de 150 centímetros, figura 14.

A profundidade de coleta foi determinada de acordo com RODRIGUES (2016), onde na média, as tubulações de abastecimento de água no Município de Maringá se encontram a uma profundidade de 150 cm do solo.



Figura 14: Escavação do poço de coleta de solo indeformada.

Fonte: O autor

O procedimento de coleta de amostras indeformadas de solo nos dois locais foi efetuado com o talhar cuidadoso de um bloco de solo com dimensões de $(30 \times 30 \times 30)$ cm³ e após protegido com camadas de parafina fundida, para manter a umidade natural do solo, conforme figura 15.



Figura 15: Entalhe da amostra do solo e proteção com parafina fundida.

Fonte: O autor

As amostras de solo indeformadas coletadas nos locais 01 e 02 foram destinadas à realização de ensaios edométricos .

3.4 EXECUÇÃO DOS ENSAIOS EDMÉTRICOS DUPLOS

Os ensaios edométricos duplos foram realizados no Laboratório de Construção Civil da Universidade Estadual de Maringá – UEM, com o objetivo de determinar as propriedades de adensamento do solo, conforme NBR 12.007/90, onde amostras do solo foram mantidas lateralmente confinados e axialmente carregados por incrementos, sob pressão constante a cada incremento de carga. Durante o processo de compressão, medidas de variação da altura de cada amostra foram feitas para uso em cálculos dos parâmetros que descrevem a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios. Os resultados obtidos no ensaio de adensamento serão utilizados na estimativa da colapsividade do solo.

3.4.1 PREPARO DAS AMOSTRAS

De cada bloco de solo indeformável foram retirados dois corpos de prova para o ensaio de adensamento duplo, no qual um corpo de prova será submetido a pressão em seu estado natural e o outro em estado inundado. As amostras de solo indeformável foram retiradas das caixas de madeira e de seu bloco foram retiradas partes da proteção de parafina, para a coleta da amostra de solo com o anel de adensamento é necessária uma área com dimensões excedentes em aproximadamente 2 cm a respectiva dimensão do anel utilizado para a coleta da amostra do solo, figura 16.



Figura 16: Bloco de solo indeformável e preparo para retirada da amostra.

Fonte: O autor.

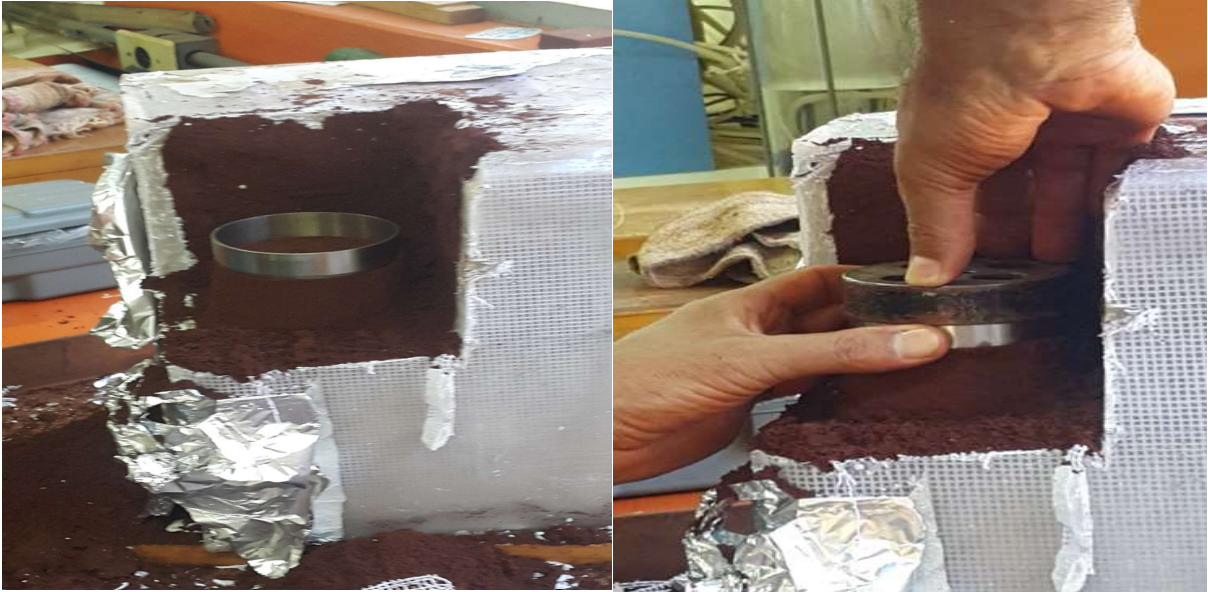


Figura 17: Retirada da amostra no anel de adensamento.

Fonte: O autor.

Os corpos de prova foram talhados rente ao topo do anel, através de elementos cortantes, até que um determinado segmento do corpo de prova apresentava um diâmetro aproximadamente igual ao interno do anel de adensamento. O seguimento foi introduzido no anel, por leve pressão uniforme, figura 17.

O anel de adensamento foi introduzido até o transpasse do solo, para prosseguir posteriormente com o uso de uma régua metálica biselada o acerto final das superfícies do topo e da base, figura 18.



Figura 18: Entalhe final do topo e da base da amostra no anel de adensamento.

Fonte: O autor.

Foram usadas as aparas resultantes do processo de talhagem do corpo de prova para determinar o teor de umidade inicial e massa específica de cada amostra.

Na sequência, foi feita a montagem do corpo de prova na célula de adensamento, onde obedeceu-se a seguinte sequência de montagem: base rígida, pedra porosa inferior, papel filtro, corpo de prova contido no anel de adensamento, papel filtro e pedra porosa superior, figura 19.

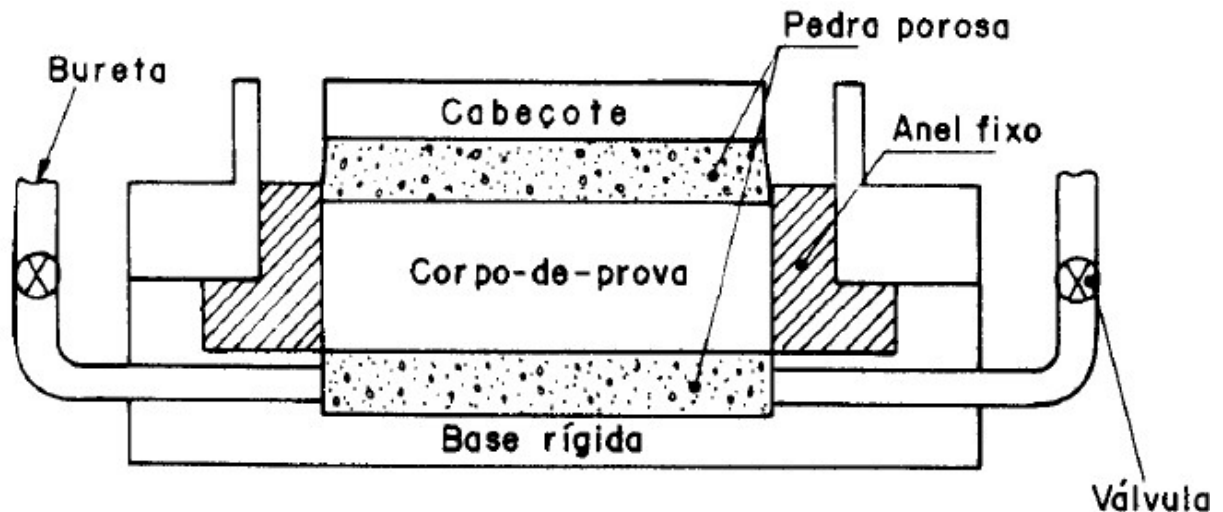


Figura 19: Esquema da célula de carga.

Fonte: ABNT NBR 12.007/90

Após a montagem da célula de adensamento, foram feitos os ajustes do conjunto ao sistema de aplicação de carga.

3.4.2 PROCEDIMENTO PARA EXECUÇÃO DO ENSAIO

Com os ajustes efetuados da célula de carga e o sistema de aplicação de carga, foram aplicados simultaneamente nas duas amostras uma pressão de assentamento de 5Kpa, onde 5 minutos após a aplicação dessa pressão, os extensômetros foram zerados.

Na sequência foram acrescentados cargas adicionais à célula de adensamento, em estágios, obtendo pressões totais sobre o solo de aproximadamente 10 Kpa, 20 Kpa, 40 Kpa, 80 Kpa, 160 Kpa, 320 Kpa e 640 Kpa. A cada carregamento foram efetuadas leituras precisas nos tempos de 1/8 min, 1/4 min, 1/2 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min e 60 min, optou-se pela leitura do ensaio até o tempo de 60 minutos.

A partir do carregamento de pressão de 10 Kpa, um corpo de prova foi mantido em seu estado de umidade natural e outro foi imediatamente inundado com água destilada, figura 20.



Figura 20: Ensaio de adensamento duplo, a esquerda o corpo de prova em estado natural de umidade e a direita o corpo de prova inundado.

Fonte: O autor.

Completadas as leituras correspondentes ao incremento de carga equivalente a 640 Kpa, foi efetuado o descarregamento do corpo de prova em três estágios, sendo de 160 Kpa, 40 Kpa e 10 Kpa e efetuadas leituras nos tempos de 1/8 min, 1/4 min, 1/2 min, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min e 30 min, conforme anexos B , C, D e E.

Após a realização dos ensaios de adensamento duplos das amostras, foi feita também a calibração do conjunto célula de adensamento e o sistema de aplicação de carga, onde as células de carga foram montadas exatamente iguais ao ensaio, no qual a única diferença foi a substituição da amostra de solo por um disco de metal com altura equivalente ao corpo de prova. Os conjuntos foram carregados e descarregados de forma igual ao ensaio, anotando-se as deformações, anexos F e G. Posteriormente estas deformações foram correlacionadas ao ensaio para a obtenção de dados precisos.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios edométricos duplos, anexos H, I, J e K, são apresentados e discutidos para a avaliação da colapsividade do solo, através da verificação e leitura dos estágios de carregamento de carga, onde por meio dos dados obtidos foram efetuados cálculos para obtenção do potencial de colapso de cada amostra.

Os resultados do potencial de colapso da amostra 01, coletado em uma região que apresenta problemas com o recalque diferencial por causa da saturação do solo, ocasionado pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água, será confrontado com o potencial de colapso da amostra 02, onde a coleta foi efetuada em uma nova área habitacional do município de Maringá, e assim verificar a possível propensão ao colapso.

4.1 RESULTADOS OBTIDOS

4.1.2 ÍNDICES FÍSICOS INICIAIS E FINAIS DOS CORPOS DE PROVA

A partir das amostras coletadas foram determinados seus índices físicos iniciais e finais para utilização nos ensaios edométricos duplos na amostra natural. Os resultados são apresentados nas tabelas 2 e 3. Nas tabelas 4 e 5 estão apresentados os índices físicos inicial e final das amostras inundadas.

Tabela 2– Condições iniciais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo natural)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA (g/cm ³)	MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS (g/cm ³)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
01	1,36	2,89	1,12	21,75	38,76	1,58
02	1,33	3,12	0,99	33,22	48,64	2,13

Fonte: O autor

Tabela 3– Condições iniciais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo inundado)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE ÚMIDA (g/cm ³)	MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS (g/cm ³)	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm ³)	UMIDADE INICIAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO INICIAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS INICIAL (e ₀)
01	1,31	2,89	1,08	21,64	37,18	1,68
02	1,30	3,12	0,96	34,29	48,01	2,23

Fonte: O autor

Os valores obtidos na massa específica dos sólidos em torno de 30 kN/m³, confirmaram a análise realizada por MIGUEL *et all* (2007) e GUTIERREZ (2005), tendo como explicação o alto teor de óxido de ferro, comprovando o caráter laterítico do solo.

Tabela 4– Condições finais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo natural)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e _f)
01	1,12	20,61	50,94	1,17
02	0,99	31,60	65,91	1,49

Fonte: O autor.

Tabela 5– Condições finais das amostras 01 e 02 (Edométrico duplo inundado)

AMOSTRA	MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA (g/cm ³)	UMIDADE FINAL (%)	GRAU DE SATURAÇÃO FINAL (%)	ÍNDICE DE VAZIOS FINAL (e _f)
01	1,08	20,40	53,76	1,10
02	0,97	37,06	79,36	1,46

Fonte: O autor.

4.1.3 VARIAÇÃO DE VOLUME

Nesta etapa realizou-se a verificação da variação de volume das amostras, no ensaio edométrico duplo, devido a variação dos índices de vazios (*e*) *versus* pressão vertical de consolidação ($\log(P)$), conforme a tabela 6 e figura 21 para a amostra 01 (Campus Senai) e a tabela 7 e figura 22 para a amostra 02 (Jardim Oriental).

Tabela 6 – Índice de vazios versus pressão vertical da amostra 01.

AMOSTRA 01 - Local: SENAI			
SOLO NATURAL		SOLO SATURADO	
PRESSÃO VERTICAL (Kpa)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	PRESSÃO VERTICAL (Kpa)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)
10	1,5698	10	1,6430
20	1,5675	20	1,6259
40	1,5613	40	1,5475
80	1,5285	80	1,3983
160	1,4123	160	1,2489
320	1,2394	320	1,1086
640	1,0621	640	0,9917
160	1,1045	160	1,0370
40	1,1412	40	1,0726
10	1,1708	10	1,0979

Fonte: O autor.

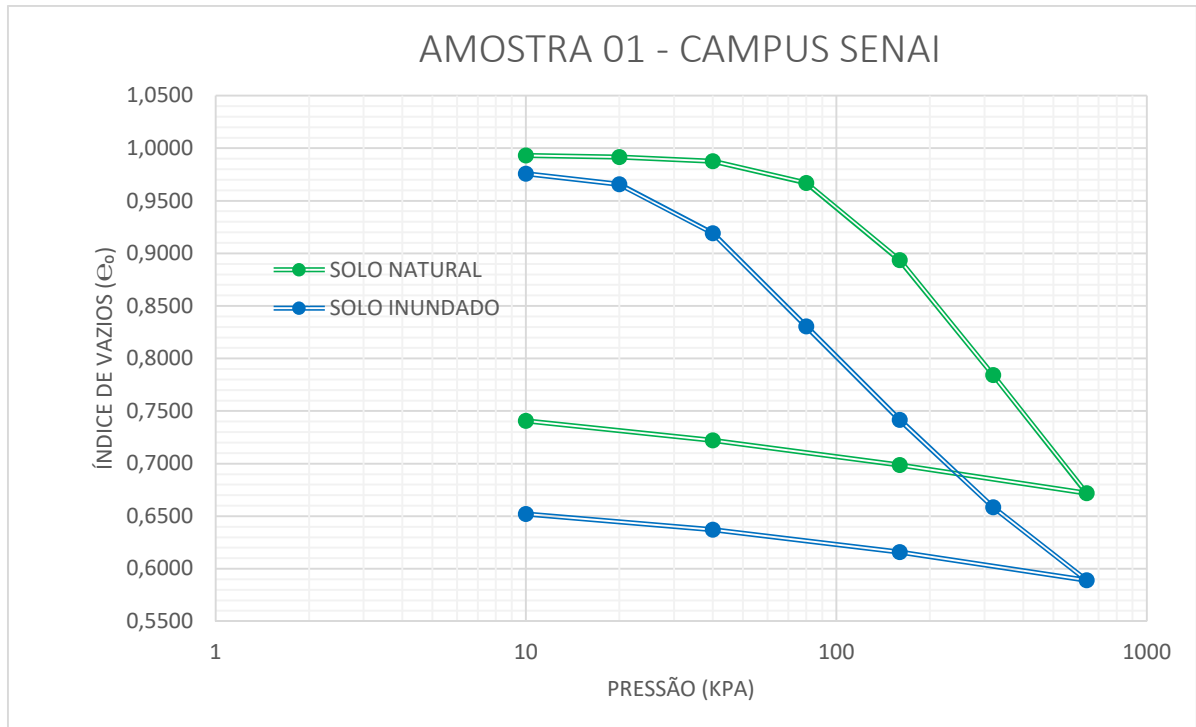


Figura 21: Índice de vazios versus pressão vertical ajustadas, amostra 01 (SENAI)

Fonte: O autor.

Tabela 7– Índice de vazios versus pressão vertical da amostra 02.

AMOSTRA 02 – Local: Jardim Oriental

Jd. Oriental (Natural)		Jd. Oriental (Saturado)	
PRESSÃO VERTICAL (Kpa)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)	PRESSÃO VERTICAL (Kpa)	ÍNDICE DE VAZIOS (e)
10	2,1160	10	2,1937
20	2,1088	20	2,1560
40	2,0903	40	1,9552
80	2,0038	80	1,8319
160	1,8030	160	1,6432
320	1,5709	320	1,4671
640	1,3643	640	1,3206
160	1,4158	160	1,3766
40	1,4603	40	1,4221
10	1,4962	10	1,4571

Fonte: O autor.

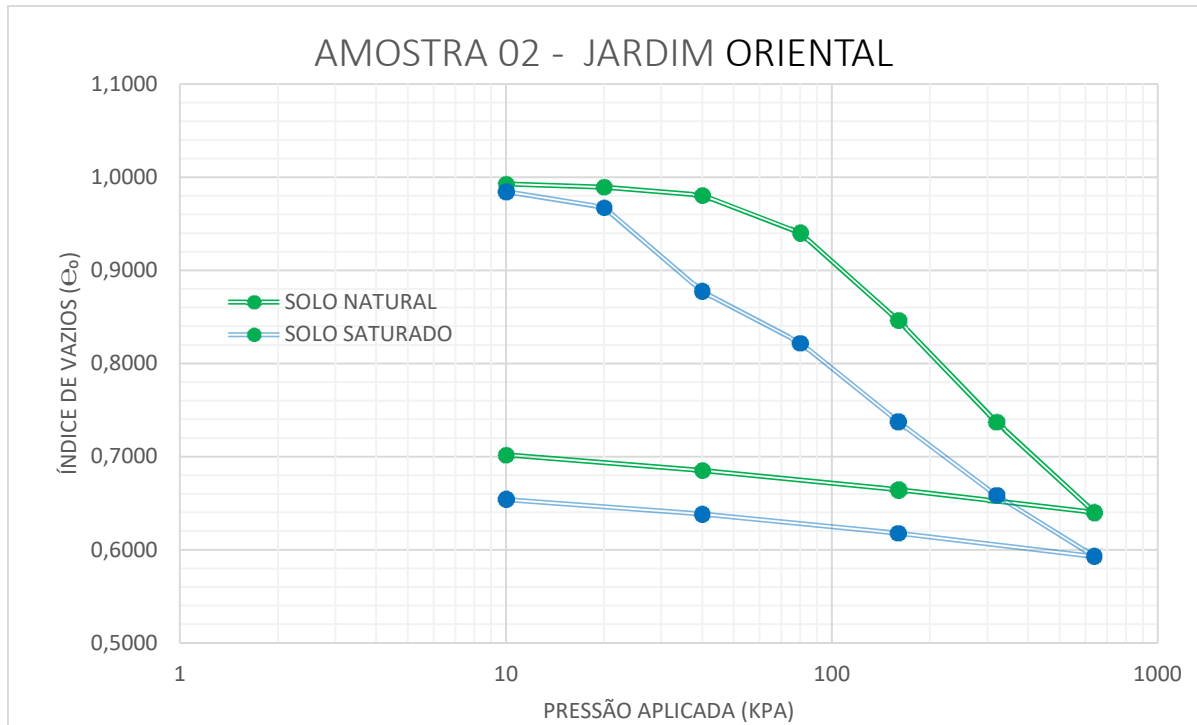


Figura 22: Índice de vazios versus pressão vertical ajustadas, amostra 02 (Jardim Oriental)

Fonte: O autor.

Na tabela 8 estão apresentados os valores dos coeficientes de colapso estrutural obtidos nos ensaios duplos até a pressão de 640 KPa.

Para ensaios edométricos duplos utilizou-se a expressão utilizada por GUTIERREZ (2005) conforme item 2.7.3.1.

Tabela 8– Coeficiente de colapso estrutural a cada incremento de pressão das amostras 01 e 02.

PRESSÃO VERTICAL (kPa)	COEFICIENTE DE COLAPSO (%) AMOSTRA 01 Local: SENAI	COEFICIENTE DE COLAPSO (%) AMOSTRA 02 Local: Jd.ORIENTAL
10	1,09	0,58
20	1,64	1,51
40	4,33	7,18
80	8,72	8,44
160	10,16	8,32
320	9,08	6,58
640	6,52	4,32

Fonte: O autor.

Podemos considerar que os valores obtidos dos coeficientes de colapso são significativos, indicando que os materiais ensaiados são sensíveis ao umedecimento.

As amostras analisadas foram retiradas de uma profundidade de 1,5 m, onde exibiram um maior potencial de colapso para as tensões entre 40 kPa e 320 kPa, com valores entre 4,3% e 10,2%.

Verifica-se que os valores obtidos nos ensaios edométricos realizados nas duas amostras são semelhantes aos resultados obtidos por GUTIERREZ (2005), no qual verificou que as profundidades de 0,50 m a 3,20 m exibiram maiores coeficientes de colapso nas tensões entre 20 kPa e 200kPa. E que os maiores colapsos estão associados aos maiores índices de vazios (profundidades entre 0,50 m e 3,20 m).

Utilizando o critério de JENNINGS e KNIGHT (1975) na classificação da colapsividade nas obras de engenharia, tabela 1 (item 2.7.3.1), pode-se definir que tanto como o solo da amostra 01 do Campus do SENAI, localizado dentro da área de ressarcimento da SANEPAR, como o solo situado na nova região habitacional do município são problemáticos.

5. CONCLUSÕES

Podemos concluir que de acordo com os resultados dos ensaios edométricos realizados, a amostra 01 (SENAI) demonstra um solo que na profundidade de 1,5 m é classificado como problemático para as obras de engenharia de acordo com JENNINGS e KNIGHT (1975), confirmando assim problemas de colapsividade e ser uma das possíveis causas dos ressarcimentos causados pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água da SANEPAR no Mapa Poligonal.

Tomando como parâmetro a amostra 01 (SENAI), podemos ainda concluir que a amostra 02 (Jd. Oriental) têm resultados semelhantes quanto aos valores de coeficiente de colapso, classificando-se como problemática para obras de engenharia e suscetível aos mesmos problemas ocasionados pela saturação do solo que a amostra 01.

A partir destas informações é possível concluir que as edificações que forem construídas com base ao empirismo, como é feito pela maioria dos construtores da região, não utilizando fundações muito profundas, poderão ter problemas com o recalque de suas fundações, o que ocasiona uma série de patologias na edificação.

Com os resultados obtidos também há a possibilidade de elaborar projetos de fundações que suportem o problema de colapsividade do solo, prevenindo deste modo futuras patologias em edificações de pequeno e médio porte construídas em áreas de solo colapsível.

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Ampliar a pesquisa nas áreas em que ocorrem os ressarcimentos pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água, tanto na quantidade de locais de coleta e também em diferentes profundidades, para verificar o comportamento do solo;
- Ampliar a pesquisa nas áreas em que não ocorrem os ressarcimentos pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água, podendo-se assim correlacionar com a área que possui maior incidência de patologias ocasionadas pela colapsividade do solo;
- Coletar dados de ensaios feitos por pesquisas elaboradas na região e catalogá-las;
- Com a ampliação da pesquisa, elaborar um banco de dados, de forma em que o usuário (prefeitura, engenheiros, etc.) possam, de forma rápida localizar áreas susceptíveis ao colapso.

REFERÊNCIAS

- ALONSO, U. R. **Previsão e Controle das Fundações**. São Paulo: Edgard Blucher, 1991.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1990). **NBR 12007**: Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 13 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2010). **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 91 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). **NBR 9604**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro, 9 p.
- BENATTI, J.C.B. **Collapsibility study for tropical soil profile using oedometric tests with controlled suction**. In: International Conference on Unsaturated Soils, 5., 2011, Barcelona, 2011. v. 1, p. 193 – 198.
- BOTELHO, M. H. C.; CARVALHO, L. F. M. **Quatro edifícios, cinco locais de implantação, vinte soluções de fundações**. 1. ed. São Paulo: Edgard Blucher, 2007. 154 p.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, v. 2, 2012.
- CINTRA, J.C.A. **Fundações em Solos Colapsíveis**. Escola de Engenharia de São Carlos –SP, 1998.
- CLEMENCE, S.P. & FINBARR, A.O. Design considerations for collapsible soils. Journal off the Geotechnical Engineering Division, 1981. ASCE, v.107, n.GT3, p305-3017.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTE – DNIT. **Manual de implantação básica de rodovia**. 2 ed. Rio de Janeiro, 1996, 169p.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA – EMBRAPA. **Sistema brasileiro de classificação de solos**. 3 ed, Rio de Janeiro, 2012.
- FERREIRA, S.R.M. **Solos Colapsíveis do Nordeste**. Geotecnia no Nordeste. Recife: Editora Universitária da UFPE, 2005. pp. 365-395.
- FOOKES, P.G. **Tropical residual soils**. London: The Geological Society, 1993.
- FUTAI, M.M. **Análise de Ensaio Edométrico com Sucção Controlada em Solos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1997.
- GONÇALVES, R. L. **Estudo Do Comportamento De Estacas Apiloadas Em Solo Colapsível Da Região De Londrina/Pr**. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Londrina, Paraná, 2006. 170p.
- GOTLIEB, M. **Reforço de fundações**. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.
- GUIMARÃES NETO, J.S.F. **Análise de alguns fatores que influenciam a colapsividade de um solo compactado devido à inundação**. Tese de Mestrado, UFPE, 1997, 107p.
- GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. T. de, e VILAR, O. M. **Colapsibilidade de solos tropicais típicos no norte e noroeste do Paraná**. Anais do ENGEOPAR 2003 – I Encontro geotécnico do terceiro planalto paranaense – Universidade Estadual de Maringá, 2003. p 200 – 215.

GUTIERREZ, N.H.M. **Influência dos aspectos estruturais no colapso de solos do Norte do Paraná.** Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005, 311p.

INSTITUTO AGRONÔMICO DO PARANÁ – IAPAR. **Cartas climáticas do Paraná.** Disponível em: <<http://www.iapar.br/modules/conteudo/conteudo.php?conteudo=863>> Visualizado em 21JAN2017.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. **A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to “collapse of grais structure”.** Regional Conference for African Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, 1975, 105p.

JENNINGS, J.E. & KNIGHT, K. **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting.** International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Londres, 1957, Proceedings, v.1, p.319-319.

MAACK, R. **Geografia física do Estado do Paraná.** Codepar, Curitiba, 1968.

MASSAD, F. **Escavações a céu aberto em solos tropicais: região Centro Sul do Brasil.** São Paulo: Oficina de Textos, 2005.

MELFI, A.J. **Laterita e processos de laterização: aula inaugural da pós-graduação em Geotecnia da USP.** São Carlos: CETEP, 1994.

MELLO, V.F.B. **Thoughts on soil engineering applicable to residual soils.** In: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 3., 1972, Hong Kong. Proceedings... Hong Kong: Southeast Asian Conference on Soil Engineering, 1972.

MIGUEL, M. G.; ALBUQUERQUE, P. J. R.; MARQUE, R.; CARVALHO, D. **Análise do comportamento colapsível de uma argila laterítica de origem coluvionar da região de Campinas/SP.** In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2007, Salvador- BA. NSAT 2007. Salvador - BA: EDUFBA, 2007. v. único. p. 69-78.

MILITITSKY, J.; CONSOLI, C.; SCHNAID, F. **Patologia das fundações.** São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

MORO, D.A. **O êxodo rural e o crescimento populacional da cidade de Maringá no período de 1970 a 1980.** Disponível em: <<http://eduem.uem.br/ojs/index.php/BolGeogr/article/download/12225/7375>> Acesso em 24.Jun.2016.

NAKASHIMA, P. & NÓBREGA, M.T. **Solos do Terceiro Planalto do Paraná.** 1º Encontro Geotécnico do Terceiro Planalto Paranaense, Maringá, Paraná, 2003.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo: Vilibor, 1995.

OLIVEIRA, A. M. **Fissuras, trincas e rachaduras causadas por recalque diferencial de fundações.** Monografia (Especialização em Gestão em Avaliações e Perícias) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2012.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

REBELLO, Y.C.P. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento.** Editora Zigurate, São Paulo, 2008.

RODRIGUES JÚNIOR, A. **Entrevista concedida a Richard Willian Tory.** Maringá, 29 jun. 2016. [A entrevista encontra-se transcrita no Apêndice “A” desta monografia.]

RODRIGUES, A. L. **A ocupação urbana da região metropolitana de Maringá: uma história de segregação.** 2005. Disponível em: <<http://www.ipardes.pr.gov.br/ojs/index.php/revistaparanaense/article/download/96/99>> Acesso em 26.Mar.2015.

SOUZA, E. G. **Colapso de edifício por ruptura das estacas: estudo das causas e da recuperação.** Tese de Mestrado. São Carlos: Universidade de São Paulo. 2003. p. 107.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N. S. D. **Análise, projeto e execução de fundações rasas.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998.

TEIXEIRA, R. S.; MIGUEL, M.G.; BRANCO, C. J. M. daC. e PINESE, J. P. P. (2003) **Caracterização geológico-geotécnica do campo experimental de engenharia geotécnica “Prof. Saburo Morimoto” da Universidade Estadual de Londrina (UEL).** Anais do ENGEOPAR 2003 – I Encontro geotécnico do terceiro planalto paranaense – Universidade Estadual de Maringá.

VARGAS, M. **“Introdução à Mecânica dos Solos”.** McGRAW -HILL do Brasil. São Paulo, 1978. vol.1, 509p.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo: McGraw Hill, 1977.

VARGAS, M. **Solos porosos e colapsíveis.** Aula inaugural, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993. 40p.

VELLOSO, D.; LOPES, F. D. R. **Concepção de obras de fundações. In: _____ Fundações: Teoria e Prática.** 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. Cap. 6.

VILAR, O.M; RODRIGUES, J.E. & NOGUEIRA, J.B. **Solos colapsíveis: Um problema para engenharia de solos tropicais.** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro, 1981, 1ª sessão, p.2209-224.

ANEXOS

Anexo A: Entrevista realizada com o Engenheiro e Assessor da Diretoria da Companhia de Saneamento do Paraná – SANEPAR, Eng. Civil ALINOR RODRIGUES JÚNIOR.

Maringá, 26 de junho de 2016.

A SANEPAR tem problemas com a colapsividade do solo? Quais seriam?

Resposta: Sim, a SANEPAR tem problemas ocasionado pelo solo. O solo se torna colapsível na presença de água, e a nossa rede quando há o rompimento da tubulação de abastecimento de água, ela satura o solo e esse tipo de solo acaba sofrendo o colapso, onde acaba interferindo nas construções do entorno, no qual acarretam em processos de ressarcimento.

O colapso do solo é consequência da saturação do solo, podendo ser causada não só pelo rompimento da tubulação de abastecimento de água, mas também pela alta precipitação das chuvas.

Com isso temos a situação de: - o que seria culpa da SANEPAR e o que não seria?

Mas na maioria das vezes acaba-se percebendo, como exemplo, em casos em que não houve chuvas torrenciais, ou situações do gênero, a SANEPAR acaba assumindo a responsabilidade.

Podemos perceber também que o potencial de saturação do solo por rompimento da tubulação é infinitamente maior que a precipitação das chuvas.

A SANEPAR faz sondagens do solo na região?

Resposta: A SANEPAR não faz sondagens na região, nós utilizamos teses e pesquisas elaboradas pelo Dr. Antônio Belincanta e pela Dra. Nelci Gutierrez, professores da Universidade Estadual de Maringá, sendo assim nossas referências para justificar perante a diretoria da SANEPAR, o fato de ressarcimento do usuário.

Os ressarcimentos ocorrem em toda a área do município?

Resposta: Podemos dizer que há rompimento em todas as áreas do município, mas nem todo rompimento geram o ressarcimento ao usuário. Por esta razão acabei fazendo por conta própria, sem cunho científico, um mapeamento com os locais de ressarcimento por rompimento da tubulação de abastecimento. Com este mapeamento descobrimos que existem áreas geográficas com mais problemas.

O mapeamento foi elaborado com documentos de rompimento da tubulação de abastecimento e documentos que exigiram o ressarcimento ao usuário, em um período de 10 anos, de 1999 a 2009, com aproximadamente 200 processos de ressarcimento.

Em qual profundidade estão as tubulações de abastecimento de água?

Resposta: As tubulações de abastecimento de água ficam em média a uma profundidade de aproximadamente 1,5 m.

Anexo B: Ensaio Edométrico – Solo Natural – Amostra 1 - Campus SENAI

CARREGAMENTO AMOSTRA 01 - SENAI - SOLO NATURAL															
DATA	HORA	ESTÁGIO/TE MPO	Assentamento	CARREGAMENTO								DESCARREGAMENTO			
				1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3	
		Inicial	20,000	19,920	19,826	19,670	19,282	18,211	16,653	14,112	14,214	14,299			
		7,5s	19,940	19,855	19,712	19,370	18,380	16,880	15,264	14,195	14,272	14,318			
		15s	19,934	19,849	19,708	19,357	18,342	16,822	15,160	14,198	14,275	14,321			
		30s	19,931	19,848	19,700	19,345	18,315	16,784	15,136	14,198	14,279	14,322			
		1 min	19,927	19,842	19,695	19,333	18,292	16,753	15,105	14,199	14,280	14,328			
		2 min	19,922	19,840	19,691	19,322	18,273	16,731	15,061	14,205	14,282	14,330			
		4 min	19,920	19,839	19,686	19,312	18,261	16,713	15,055	14,210	14,288	14,332			
		8 min		19,927	19,834	19,681	19,303	18,241	16,692	15,040	14,210	14,292	14,338		
		15 min		19,925	19,831	19,678	19,298	18,231	16,680	15,029	14,211	14,295	14,340		
		30 min		19,922	19,830	19,675	19,290	18,220	16,668	15,012	14,214	14,299	14,348		
		60 min		19,920	19,826	19,670	19,282	18,211	16,653	15,000					
		120 min													
		3h14min								14,112					
		240 min													
		final		19,920	19,826	19,670	19,282	18,211	16,653	15,000	14,214	14,299	14,348		
Pressão (kgf/cm ²)			0,05	0,10	0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	1,60	0,40	0,10		
Carga (kgf)			0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	12,85	25,70	6,40	1,60	0,40		
Carregamento inicial			20,000	19,920	19,826	19,670	19,282	18,211	16,653	15,000	14,112	14,214	14,299		
Carregamento final			19,920	19,826	19,670	19,282	18,211	16,653	15,000	14,214	14,299	14,348			
Diferença (mm)			0,080	0,094	0,156	0,388	1,071	1,558	1,653	0,000	-0,102	-0,085	-0,049		
Aferição (Acumulado)			0,028	0,048	0,108	0,134	0,170	0,218	0,279	0,279	0,227	0,199	0,181		
Leituras Acumuladas (mm)			0,052	0,084	0,150	0,404	1,305	2,645	4,019	3,690	3,406	3,176			
Altura H (mm)			19,948	19,916	19,850	19,596	18,695	17,355	15,981	16,310	16,594	16,824			
Índice de Vazios			1,5739	1,5698	1,5613	1,5285	1,4123	1,2394	1,0621	1,1045	1,1412	1,1708			

Anexo C: Ensaio Edométrico – Solo inundado – Amostra 1 – Campus SENAI

CARREGAMENTO AMOSTRA 01 - SENAI - SOLO INUNDADO														
DATA	HORA	ESTÁGIO/TEMPO (MPO)	Assentamento	1 (seco)	CARREGAMENTO							DESCARREGAMENTO		
					1 (INUNDA DO)	2	3	4	5	6	7	1	2	3
		Inicial	20,000	20,000	19,890	19,735	19,539	18,836	17,549	16,198	14,851	14,112	14,214	14,299
		7,5s	19,920	19,925	19,860	19,610	19,040	17,800	16,480	15,038	13,880	14,195	14,272	14,318
		15s	19,915	19,920	19,830	19,588	19,000	17,738	16,380	14,996	13,827	14,198	14,275	14,321
		30s	19,911	19,918	19,780	19,580	18,968	17,696	16,326	14,971	13,800	14,198	14,279	14,322
		1 min	19,905	19,912	19,750	19,572	18,940	17,665	16,292	14,942	13,772	14,199	14,280	14,328
		2 min	19,900	19,910	19,748	19,568	18,917	17,640	16,271	14,928	13,753	14,205	14,282	14,330
		4 min	19,885	19,904	19,742	19,560	18,896	17,618	16,248	14,909	13,741	14,210	14,288	14,332
		8 min		19,900	19,740	19,555	18,880	17,595	16,229	14,892	13,722	14,210	14,292	14,338
		15 min		19,898	19,739	19,550	18,862	17,579	16,213	14,879	13,710	14,211	14,295	14,340
		30 min		19,894	19,738	19,545	18,850	17,563	16,200	14,869	13,698	14,214	14,299	14,348
		60 min		19,890	19,735	19,539	18,836	17,549	16,198	14,851	13,678			
		120 min												
		3h14min												
		240 min												
		final	19,885	19,890	19,735	19,539	18,836	17,549	16,198	14,851	13,678	14,214	14,299	14,348
Pressão (kgf/cm ²)			0,05	0,10	0,10	0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	1,60	0,40	0,10
Carga (kgf)			0,20	0,40	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	12,85	25,70	6,40	1,60	0,40
Carregamento inicial			20,000	20,000	19,890	19,735	19,539	18,836	17,549	16,198	14,851	14,112	14,214	14,299
Carregamento final			19,885	19,890	19,735	19,539	18,836	17,549	16,198	14,851	13,678	14,214	14,299	14,348
Diferença (mm)			0,115	0,110	0,155	0,196	0,703	1,287	1,351	1,347	1,173	-0,102	-0,085	-0,049
Aferição (Acumulado)			0,015	0,020	0,035	0,069	0,119	0,175	0,238	0,302	0,302	0,236	0,180	0,139
Leituras Acumuladas (mm)			0,100	0,190	0,310	0,437	1,021	2,133	3,246	4,291	5,162	4,824	4,559	4,371
Altura H (mm)			19,900	19,810	19,690	19,563	18,979	17,867	16,754	15,709	14,838	15,176	15,441	15,629
Índice de Vazios			1,6711	1,6591	1,6430	1,6259	1,5475	1,3983	1,2489	1,1086	0,9917	1,0370	1,0726	1,0979
			0,9925	0,9854	0,9758	0,9657	0,9191	0,8305	0,7417	0,6584	0,5890	0,6159	0,6371	0,6520

Anexo D: Ensaio Edométrico – Solo Natural – Amostra 2 - Jardim Oriental

CARREGAMENTO AMOSTRA 02 - JD. ORIENTAL - SOLO NATURAL																
DATA	HORA	ESTÁGIO/TEMPO	Assentamento	CARREGAMENTO								DESCARREGAMENTO				
				1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3		
		Inicial	20,000	19,900	19,778	19,552	18,865	17,412	15,711					14,112	14,214	14,299
		7,5s	19,944	19,919	19,603	19,010	17,630	15,990	14,400					14,195	14,272	14,318
		15s	19,943	19,813	19,600	18,980	17,580	15,900	14,340					14,198	14,275	14,321
		30s	19,941	19,810	19,592	18,960	17,540	15,860	14,274					14,198	14,279	14,322
		1 min	19,940	19,805	19,589	18,940	17,515	15,824	14,242					14,199	14,280	14,328
		2 min	19,938	19,801	19,582	18,928	17,492	15,780	14,220					14,205	14,282	14,330
		4 min	19,935	19,800	19,578	18,912	17,459	15,769	14,200					14,210	14,288	14,332
		8 min		19,180	19,796	19,571	18,900	17,440	15,752	14,180				14,210	14,292	14,338
		15 min		19,913	19,791	19,569	18,883	17,431	15,741	14,172				14,211	14,295	14,340
		30 min		19,910	19,789	19,561	18,872	17,421	15,730	14,168				14,214	14,299	14,348
		60 min		19,908	19,784	19,552	18,865	17,412	14,148							
		120 min		19,905	19,778											
		3h14min		19,900												
		240 min														
		final	19,935	19,778	19,552	18,865	17,412	15,711	14,112					14,214	14,299	14,348
Pressão (kgf/cm ²)			0,05	0,10	0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40				1,60	0,40	0,10
Carga (kgf)			0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	12,85	25,70				6,40	1,60	0,40
Carregamento inicial			20,000	19,900	19,778	19,552	18,865	17,412	15,711	0,000				14,112	14,214	14,299
Carregamento final			19,935	19,778	19,552	18,865	17,412	15,711	14,112	0,000				14,214	14,299	14,348
Diferença (mm)			0,065	0,100	0,122	0,226	0,687	1,453	1,701	1,599	0,000			-0,102	-0,085	-0,049
Aferição (Acumulado)			0,028	0,048	0,076	0,108	0,134	0,170	0,218	0,279	0,279			0,227	0,199	0,181
Leituras Acumuladas (mm)			0,037	0,089	0,135	0,253	0,806	2,089	3,572	4,892	4,613			4,563	4,279	4,049
Altura H (mm)			19,963	19,911	19,865	19,747	19,194	17,911	16,428	15,108	15,387			15,437	15,721	15,951
Índice de Vazios			2,1241	2,1160	2,1088	2,0903	2,0038	1,8030	1,5709	1,3643	1,3643			1,4158	1,4603	1,4962

Anexo F : Aferição em Estado Natural

AFERIÇÃO - ESTADO NATURAL																
DATA	HORA	ESTÁGIO/TE MPO	Assentamento	CARREGAMENTO								DESCARREGAMENTO				
				1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3		
		Inicial	20,000	19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801			
		7,5s	19,976	19,959	19,930	19,900	19,871	19,837	19,791	19,730	19,771	19,797	19,813			
		15s	19,975	19,958	19,929	19,898	19,870	19,834	19,789	19,728	19,771	19,798	19,815			
		30s	19,974	19,957	19,928	19,897	19,870	19,832	19,788	19,725	19,772	19,790	19,815			
		1 min	19,973	19,955	19,927	19,895	19,869	19,831	19,786	19,725	19,772	19,800	19,816			
		2 min	19,972	19,953	19,926	19,893	19,868	19,831	19,784	19,723	19,773	19,801	19,818			
		4 min	19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801	19,819			
		final	19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801	19,819			
Pressão (kgf/cm ²)			0,05	0,10	0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	1,60	0,40	0,10			
Carga (kgf)			0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40	12,85	25,70	6,40	1,60	0,40			
Carregamento inicial			20,000	19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801			
Carregamento final			19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801	19,819			
Diferença (mm)			0,028	0,020	0,028	0,032	0,026	0,036	0,048	0,061	-0,052	-0,028	-0,018			
Leituras Acumuladas (mm)			0,028	0,048	0,076	0,108	0,134	0,170	0,218	0,279	0,227	0,199	0,181			
Altura H (mm)			19,972	19,952	19,924	19,892	19,866	19,830	19,782	19,721	19,773	19,801	19,819			

Anexo G: Aferição em Estado Inundado

AFERIÇÃO - ESTADO INUNDADO													
		CARREGAMENTO										DESCARREGAMENTO	
DATA	HORA	ESTÁGIO/TE	1	2	3	4	5	6	7	8	1	2	3
		Assentame nto											
		MPO	19,985	19,980	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762		19,698	19,764	19,820
		Inicial	20,000	19,980	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762		19,698	19,764	19,820
		7,5s	19,986	19,970	19,940	19,892	19,839	19,775	19,708		19,761	19,811	19,845
		15s	19,988	19,969	19,939	19,890	19,832	19,771	19,705		19,762	19,812	19,850
		30s	19,986	19,968	19,938	19,889	19,831	19,769	19,702		19,762	19,813	19,851
		1 min	19,986	19,967	19,935	19,888	19,830	19,768	19,700		19,763	19,816	19,855
		2 min	19,985	19,966	19,932	19,885	19,828	19,765	19,699		19,763	19,818	19,859
		4 min	19,985	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762	19,698		19,764	19,820	19,861
		final	19,985	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762	19,698		19,764	19,820	19,861
Pressão (kgf/cm ²)			0,05	0,20	0,40	0,80	1,60	3,20	6,40		1,60	0,40	0,10
Carga (kgf)			0,20	0,80	1,60	3,20	6,40	12,85	25,70		6,40	1,60	0,40
		Carregamento inicial	20,000	19,985	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762	0,000	19,698	19,764	19,820
		Carregamento final	19,985	19,965	19,931	19,881	19,825	19,762	19,698	0,000	19,764	19,820	19,861
		Diferença (mm)	0,015	0,015	0,034	0,050	0,056	0,063	0,064	0,000	-0,066	-0,056	-0,041
		Leituras Acumuladas (mm)	0,015	0,035	0,069	0,119	0,175	0,238	0,302	0,302	0,236	0,180	0,139
		Altura H (mm)	19,985	19,980	19,931	19,881	19,825	19,762	19,698	19,698	19,764	19,820	19,861

Anexo I: Resultados Obtidos da Amostra 01 – Solo Inundado - Campus SENAI

ENSAIO DE ADENSAMENTO - AMOSTRA 01 - SENAI - SOLO INUNDADO										LOCAL: SENAI	
DADOS DO ANEL			AMOSTRA DO TIPO							Determinação da Umidade	
ANEL NÚMERO	63	Massa Solo Úmido + Anel (g)	151,1700	Altura dos Sólidos (mm)	7,45	Condição	Inicial	Final			
DIÂMETRO (cm)	7,15	Massa Esp. Ap. Úmida (g/cm ³)	1,3113	Massa Esp. Dos Sólidos (g/cm ³)	0,000	Cápsula Número	11	s/n			
ALTURA (cm)	2,00	Massa Esp. Ap. Seca (g/cm ³)	1,0780	Classificação da amostra:							
ÁREA (cm ²)	40,15	Umidade Média (%)	21,0207								
MASSA DO ANEL (g)	45,87	Índice de Vazios Inicial	1,6837								
VOLUME DO ANEL (cm ³)	80,30	Grau de Saturação Inicial (%)	37,1843	Grau de Saturação Final	53,75883	Umidade (%)	21,641	20,400			
DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS											
ENSAIO N°							1	2			
PICNÔMETRO N° / CAPACIDADE (ml)							22 / 500	23 / 500			
AMOSTRA ÚMIDA (g)						(M1)	50,00	50,00			
AMOSTRA SECA (g)							48,97	48,97			
PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (g)						(M2)	648,18	635,53			
PICNÔMETRO + ÁGUA (g)						(M3)	616,10	603,39			
TEMPERATURA DE ENSAIO (°C)						T _{amb}	28,6	28,5			
MASSA ESP. DA ÁGUA (g/cm ³)							0,9961	0,9961			
MASSA ESP. DOS GRÃOS (g/cm ³)							2,89	2,90			
MASSA ESP. DOS GRÃOS (Médio) (g/cm ³)							2,89	2,89			
DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE											
CÁPSULA N°							549	78			
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)							65,51	62,03			
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)							64,51	61,06			
MASSA DA CÁPSULA (g)							16,93	14,36			
UMIDADE (%)							2,10	2,08			
UMIDADE MÉDIA (%)							2,10	2,08			

Anexo J: Resultados Obtidos da Amostra 02 – Solo Natural – Jardim ORIENTAL

ENSAIO DE ADENSAMENTO - AMOSTRA 02 - Jardim ORIENTAL - SOLO NATURAL											
DADOS DO ANEL					AMOSTRA DO TIPO					LOCAL: Jardim Oriental	
ANEL NÚMERO	62	Massa Solo Úmido + Anel (g)	152,48	Altura dos Sólidos	20,00	Condição	Inicial	Final			
DIÂMETRO (cm)	7,15	Massa Esp. Ap. Úmida inicial (g/cm ³)	1,3276	Massa Esp. Dos Sólidos (g/cm ³)	0,000	Cápsula Número	3	s/n			
ALTURA (cm)	2,00	Massa Esp. Ap. Seca Inicial (g/cm ³)	0,9965	Classificação da amostra:		Massa da Cápsula	25,53	54,10			
ÁREA (cm ²)	40,15	Umidade Média (%)	32,4155			Massa cap. + Solo Úmido (g)	98,75	158,53			
MASSA DO ANEL (g)	45,87	Índice de Vazios Inicial	2,1312			Massa cap. + Solo Seco (g)	80,49	133,45			
VOLUME DO ANEL (cm ³)	80,30	Grau de Saturação Inicial (%)	48,6431	Grau de Saturação Final (%)	65,91	Umidade (%)	33,224	31,607			
DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS											
ENSAIO N°						1	2				
PICNÔMETRO N° / CAPACIDADE (ml)						22 / 500	23 / 500				
AMOSTRA ÚMIDA (g)					(M1)	50,00	50,00				
AMOSTRA SECA (g)						47,23	47,23				
PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (g)					(M2)	648,76	635,90				
PICNÔMETRO + ÁGUA (g)					(M3)	616,57	603,82				
TEMPERATURA DE ENSAIO (°C)					T _{eq}	24,7	24,8				
MASSA ESP. DA ÁGUA (g/cm ³)						0,9972	0,9971				
MASSA ESP. DOS GRÃOS (g/cm ³)						3,13	3,11				
MASSA ESP. DOS GRÃOS (Médio) (g/cm ³)						3,12					
DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE											
CÁPSULA N°						75	549	82			
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)						42,28	48,12	43,50			
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)						40,65	46,36	41,80			
MASSA DA CÁPSULA (g)						12,09	16,91	13,12			
UMIDADE (%)						5,71	5,98	5,93			
UMIDADE MÉDIA (%)						5,87					

Anexo K: Resultados Obtidos da Amostra 02 – Solo Inundado – Jardim ORIENTAL

ENSAIO DE ADENSAMENTO - AMOSTRA 02 - JARDIM ORIENTAL - SOLO INUNDADO										LOCAL: ID. ORIENTAL	
DADOS DO ANEL			AMOSTRA DO TIPO							Determinação da Umidade	
ANEL NÚMERO	63	Massa Solo Úmido + Anel (g)	149,5900	Altura dos Sólidos (mm)	6,20	Condição	Inicial	Final			
DIÂMETRO (cm)	7,15	Massa Esp. Ap. Úmida (g/cm ³)	1,2980	Massa Esp. Dos Sólidos (g/cm ³)	0,000	Cápsula Número	14	3			
ALTURA (cm)	2,00	Massa Esp. Ap. Seca (g/cm ³)	0,9665	Classificação da amostra:							
ÁREA (cm ²)	40,15	Umidade Média (%)	35,6749								
MASSA DO ANEL (g)	45,36	Índice de Vazios Inicial	2,2283								
VOLUME DO ANEL (cm ³)	80,30	Grau de Saturação Inicial (%)	48,0150	Grau de Saturação Final	79,36313	Umidade (%)	34,289	37,060			
DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS											
ENSAIO N°							1	2			
PICNÔMETRO N° / CAPACIDADE (ml)							22 / 500	23 / 500			
AMOSTRA ÚMIDA (g)						(M1)	50,00	50,00			
AMOSTRA SECA (g)							47,23	47,23			
PICNÔMETRO + SOLO + ÁGUA (g)						(M2)	648,76	635,90			
PICNÔMETRO + ÁGUA (g)						(M3)	616,57	603,82			
TEMPERATURA DE ENSAIO (°C)						T _{eq} t	24,7	24,8			
MASSA ESP. DA ÁGUA (g/cm ³)							0,9972	0,9971			
MASSA ESP. DOS GRÃOS (g/cm ³)							3,13	3,11			
MASSA ESP. DOS GRÃOS (Médio) (g/cm ³)							3,12				
DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE											
CÁPSULA N°				75			549	82			
AMOSTRA ÚMIDA + CÁPSULA (g)				42,28			48,12	43,50			
AMOSTRA SECA + CÁPSULA (g)				40,65			46,36	41,80			
MASSA DA CÁPSULA (g)				12,09			16,91	13,12			
UMIDADE (%)				5,71			5,98	5,93			
UMIDADE MÉDIA (%)							5,87				