

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

SUÉLEN NOGUEIRA LELIS

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ADENSAMENTO PARA O SOLO
SUPERFICIAL DE CASCAVEL/PR SOB COMPACTAÇÃO**

**CASCAVEL - PR
2017**

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

SUÉLEN NOGUEIRA LELIS

**DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE ADENSAMENTO PARA O SOLO
SUPERFICIAL DE CASCAVEL/PR SOB COMPACTAÇÃO**

Trabalho apresentado na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II, do Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

**Professor Orientador: Prof. Me. Eng. Civil
Maycon André Almeida**

**CASCAVEL - PR
2017**

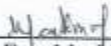
CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ

SUÉLEN NOGUEIRA LELIS

**DETERMINAÇÃO DOS PARAMETROS DE ADENSAMENTO PARA O SOLO
SUPERFICIAL DE CASCAVEL/PR SOB COMPACTAÇÃO**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, da Faculdade Assis Gurgacz o, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob a orientação do Professor : Professor Eng. Me. Maycon André Almeida

BANCA EXAMINADORA


Orientador Professor Eng. Me. Maycon André Almeida
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil


Professor Eng. Me. Guilherme Irineu Venson
Unioeste
Engenheiro Civil


Professor Eng. Esp. Lincoln Salgado
Centro Universitário FAG
Engenheiro Civil

Cascavel/PR, 28 de Novembro de 2017.

DEDICATORIA

Primeiramente, agradeço a Deus por mais esse feito. Dedico este trabalho a minha família que foram meu porto seguro durante as dificuldades nesse percurso.

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer, em primeiro lugar, a Deus pela força e coragem no decorrer desta caminhada.

Agradeço a meu pai, Valdeir, minha mãe, Aparecida, e a meus irmãos, Thiago e Danieli, que estiveram presente me apoiando e incentivando, me dando força para todos os anos em que estive na faculdade.

Agradeço também as minhas grandes amigas, Debora e Bruna, que sempre estiveram torcendo por mim.

Agradeço aos amigos da faculdade, Darilia, Daini, Gabriela Karnopp, Gabriela Follmann, Gustavo, Heloise, Isabela e Luis, pelos momentos de descontração e foram minha segunda família.

Ao professor e mestre, Maycon Andre de Almeida, pela grande paciência e ter me guiado no decorrer deste trabalho, dando todo suporte necessário.

Agradeço aos demais professores pelo conhecimento obtido, e toda a equipe do curso de Engenharia de Civil do Centro Universitário Assis Gurgacz.

RESUMO

Na construção civil o solo apresenta uma grande instabilidade por esse motivo é de suma importância realizar ensaios geotécnicos a fim de analisar as características mecânicas do solo que servirá como base para edificações, além disso, os resultados obtidos através dos ensaios trazem benefícios ao solo, dentre esses benefícios estão associados a segurança, estabilidade e economia. A compactação é realizada com o objetivo de melhorar as propriedades físicas do solo. O adensamento do solo é um ensaio realizado com o objetivo de avaliar o comportamento do solo quando o mesmo é submetido a um carregamento. Nessas circunstâncias o presente trabalho teve como objetivo realizar 3 (três) ensaios de adensamento com amostra de solo compactada do Campo Experimental de Engenharia da FAG, da cidade de Cascavel/ PR, os ensaios de adensamento foram realizados em conformidade com as NBRs 7182/86 e 12007/ 90 normas que abordam os ensaios de compactação e adensamento. Por meio dos ensaios desenvolvidos foi encontrado o índice de compressão C_c médio que foi de 0,03503 e o coeficiente de adensamento C_v médio que foi de 0,028cm²/s.

Palavras - chave: compactação; adensamento; fundações – rasas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Recalques de uma fundação superficial sob carga centrada	19
Figura 2 – Curva de recalque (% de recalque em função do tempo)	23
Figura 3 – Fator tempo x porcentagem pela teoria de Terzaghi	23
Figura 4 – Analogia mecânica para o processo de adensamento, segundo Terzaghi	26
Figura 5 – Variação entre índice de vazios e tensão efetiva	26
Figura 6 – Equipamentos utilizados no ensaio de compactação (Proctor)	28
Figura 7 – Influência da energia de compactação	29
Figura 8 – Resultados de compressão edométrica	30
Figura 9 – Efeito de descarregamento seguido de carregamento em ensaio edométrico de argila saturada	32
Figura 10 – Determinação da tensão de pré adensamento Prof. Casagrande	33
Figura 11 – Determinação de tensão de pré adensamento eng. Pacheco Silva	33
Figura 12 – Determinação C_v método Casagrande	35
Figura 13 – Coeficiente de adensamento pelo método de Taylor	36
Figura 14 – Mapa com a localização do campo experimental	39
Figura 15 – Curva granulométrica dos trÇes primeiro metros	39
Figura 16 – Curva de compactação para Proctor normal	39
Figura 17 – Curva de adensamento amostra indeformada	41
Figura 18 – Molde corpo de prova ensaio de adensamento	43
Figura 19 – Soquete Pisoteador Harvard Miniature	44
Figura 20 – Solo moldado no anel	44
Figura 21 – Célula com amostra	44
Figura 22 – Célula inserida na prensa	44
Figura 23 – Extensômetro fixado na prensa de adensamento	45
Figura 24– Curva de adensamento.....	49
Figura 25 – Curva de adensamento referente as amostras no estado natural e no estado compactado.....	54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classificação granulométrica dos solos	17
Tabela 2 – Tensões Básicas (σ_0)	22
Tabela 3 – Energias de compactação.....	27
Tabela 4 – Índices físicos	39
Tabela 5 – Tensões de adensamento obtidas pelo método Pacheco Silva e Casagrande para amostras indeformadas	41
Tabela 6 – Porcentagem de recalque obtido no ensaio.....	47
Tabela 7 – Índices físicos iniciais do ensaio	48
Tabela 8 – Índices de vazios	48
Tabela 9 – Comparativo de índice físicos obtidos antes a após o ensaio	50
Tabela 10 – Grau de Saturação	51
Tabela 11 – índice de compressão amostra deformada.....	51
Tabela 12 – Coeficiente de adensamento obtido pelo método de Casagrande.....	52
Tabela 13 – Grau de saturação amostra deformada e indeformada	53
Tabela 14 – Comparativo entre amostras indeformadas e deformadas para o índice de compressão	54
Tabela 15 – Valores do coeficiente de adensamento obtido pelo método de Casagrande	55

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 – Recalque total	20
Equação 2 – Recalque secundário	21
Equação 3 – Recalque por adensamento	22
Equação 4 – Índice de vazios inicial	24
Equação 5 – Deformação da amostra entre estágios	24
Equação 6 – Índice de vazios ao final de cada estágio de pressão	25
Equação 7 – Índice de compressão	31
Equação 8 – Coeficiente de adensamento	34
Equação 9 – Coeficiente de adensamento prof. Casagrande	36
Equação 10 – Coeficiente de adensamento método de Taylor	37
Equação 11 – Grau de saturação	51

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	12
1.1 INTRODUÇÃO.....	12
1.2 OBJETIVOS.....	13
1.2.1 Objetivo Geral.....	13
1.2.2 Objetivos Específicos.....	13
1.3 JUSTIFICATIVA.....	13
1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA.....	14
1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE.....	14
1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA.....	14
CAPÍTULO 2.....	16
2.1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1.1 Origem e Formação do Solo.....	16
2.1.1.1. Classificação do Solo Através da Granulometria.....	16
2.1.2 Tipos de Solos.....	17
2.1.2.1. Solos lateríticos	18
2.1.2.2. Solos colapsíveis	18
2.1.3. Recalques	19
2.1.4. Cálculo de Recalques	19
2.1.5. Métodos Para Previsão de Recalques	21
2.1.6 Cálculo de Recalque por Adensamento	22
2.1.7 Índice de Vazios	23
2.1.8 Ensaio de Compactação Proctor	25
2.1.9 Ensaio de compressão edométrica	28
2.1.9.1 Adensamento das argilas saturadas	29
2.1.9.2 Adensamento secundário	30
2.1.9.3 Índice de compressão	30
2.1.9.4 Tensão de pré adensamento	31
2.1.9.5 Obtenção do coeficiente de adensamento a partir do ensaio	33
CAPÍTULO 3.....	38
3.1 METODOLOGIA	38
3.1.1 Tipo de Estudo e Local da Pesquisa	38
3.1.2 Caracterização da Amostra	38

3.1.3 Instrumentos e Procedimentos Para Coleta de Dados.....	42
3.1.4 Análise de Dados	46
CAPÍTULO 4.....	47
4.1 RESULTADOS E DISCUSSÕES	47
4.1.1 Resultados Obtidos no Ensaio.....	47
4.1.2 Grau de Saturação	50
4.1.3 Índice de Compressão C_c	51
4.2. COMPARATIVO DE DADOS ENTRE AMOSTRA DEFORMADA E INDEFORMADA	52
4.2.1 Grau de Saturação	52
4.2.2 Curvas de Adensamento	53
4.2.3 Índice de Compressão C_c	54
4.2.4 Coeficiente de Adensamento C_v	55
CAPÍTULO 5.....	56
5.1 CONSIDERAÇÕES FINAIS	56
CAPÍTULO 6.....	58
6.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	58
REFERÊNCIAS	59
ANEXOS	61

CAPÍTULO 1

1.1 INTRODUÇÃO

Cascavel está localizada no terceiro planalto do estado do Paraná, situada no oeste do estado, região sul do Brasil. A cidade tem apresentado grande expansão urbana, que ocasionou um grande crescimento no setor da construção civil, dentre elas estão obras rodoviária e obras de edificações pertencentes a programas habitacionais em execução, o que leva a execução de fundações rasas em sua grande maioria.

Segundo Pinto (2006), um dos assuntos de maior interesse da engenharia geotécnica é a previsão correta de deformações que podem ocorrer em edificações devido a carregamentos verticais na superfície do terreno ou em cotas próximas à superfície, ou seja, os recalques das fundações superficiais (sapatas) ou de aterros construídos sobre terreno.

Segundo Pinto (2006), o ensaio de adensamento consiste em realizar uma compressão sobre um solo contido dentro de um molde que impede qualquer deformação lateral, o ensaio simula o comportamento do solo quando o mesmo é submetido a uma compressão pela ação do peso de novas camadas que sobre ele se depositam, quando, por exemplo, se constrói um aterro em grandes áreas. Pela sua facilidade de sua aplicação, esse ensaio é considerado representativo das situações em que se pode admitir que o carregamento feito na superfície, ainda que em áreas restritas (sapatas), provoque no solo uma deformação só de compressão, sem haver deformações laterais.

De acordo com Velloso e Lopes (2011), recalques com pequenos valores de carga são considerados recalques na fase elástica, onde os mesmos tendem a se estabilizar com o tempo, ou seja, a velocidade de deformação diminui e tende a zerar; nessa fase, os recalques são reversíveis, em uma segunda fase, surgem deslocamentos *plásticos*. O estado plástico aparece, inicialmente, junto às bordas da fundação. Crescendo o carregamento, aumenta a *zona plástica*. Essa fase é caracterizada por recalques irreversíveis, para cargas maiores que um determinado valor crítico, ocorre um processo de recalque continuado, a velocidade de recalque não diminui mesmo para carga constante; ela assume um valor também constante. A resistência ao cisalhamento do solo em certas regiões é totalmente mobilizada, em uma terceira fase a velocidade de recalque cresce continuamente até que ocorre a *ruptura do solo*.

Segundo Almeida (1996), o projeto de um aterro implica nas características do material com o qual vai ser construído, como também das condições de sua fundação. Quando executados sobre rochas resistentes, os aterros se mostram, em geral, estáveis por longo tempo. No caso de aterros sobre solos moles, como argila marinha ou argila orgânica, o seu projeto e construção devem obedecer a técnicas adequadas, de modo a impedir que ocorram recalques exagerados, deixando as pistas com ondulações e provocando rompimentos ou deslizamentos de canaletas, bueiros e galerias, nos aterros bem projetados e construídos sobre solos resistentes, somente a má execução do mesmo poderá acarretar problemas como escorregamentos nas laterais do aterro, devido à má compactação, mas, geralmente ocorrem de pequenas proporções. O material solto tende a escorregar e, se não houver tratamento, poderá ocorrer uma erosão.

A pesquisa teve como objetivo avaliar a influência da compactação no solo e realizar uma comparação entre a curva de adensamento da amostra de solo indeformada com amostra de solo deformada.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Determinar a curva e demais índices de adensamento de amostra de solo laterítico e colapsível compactada do Centro Experimental de Engenharia – FAG (CEEF), da cidade de Cascavel – PR.

1.2.2 Objetivos específicos

- Determinar os parâmetros de adensamento do solo superficial compactado do Campo Experimental de Engenharia da FAG, para 3 amostras;
- Comparar os resultados obtidos com os parâmetros do solo natural;

1.3 JUSTIFICATIVA

O solo da cidade de Cascavel – PR possui as propriedades de um solo laterítico, esse tipo de solo é de particular interesse para o Brasil, pois sua evolução se dá em lugares de clima quente com regimes de chuvas moderadas a intensas. A denominação de lateríticos se incorporou na terminologia dos engenheiros, embora não seja mais usada nas classificações pedológicas (PINTO, 2002).

Ainda de acordo com Pinto (2006), quando o solo laterítico é submetido a um carregamento, sua capacidade de suporte é elevada pois acabam sofrendo uma compactação, porém reduzem essa capacidade de carga quando umedecidos, apresentando características do solo colapsível que é considerado poroso e perde resistência ao entrar em contato com a água.

Pelo fato do solo apresentar tais problemas é importante a realização de estudos do mesmo quanto ao processo de compactação causado por pressões das cargas de estrutura, reduzindo o índice de vazios e alterando o comportamento do solo. A compactação tem como objetivo contribuir na redução do recalque. Antes de iniciar uma obra, vários ensaios geotécnicos são necessários, a presença de recalques em uma estrutura é uma questão preocupante, trazendo riscos à estrutura e aos residentes da edificação.

Este estudo teve a intenção de contribuir para avaliar as melhorias causadas pela compactação do solo, através do método desenvolvido por Proctor (1933). No Brasil, esse método é conhecido como *Ensaio de Compactação*.

Quando é realizada uma compactação a característica que o solo possui tende a melhorar pela redução que ocorre nos índices de vazios aumentando a resistência do solo. Quando é apoiada uma estrutura sobre o solo o mesmo fato ocorre, devido o peso adicionado sobre o solo que acaba ocasionando danos à estrutura. E para que seja possível evitar problemas futuros de fundação em obras, é importante a realização de estudos nos solos quanto ao processo de adensamento conforme NBR 12007/1990.

1.4 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

Qual a influência da compactação do solo nos parâmetros de adensamento no solo superficial da cidade de Cascavel, região oeste do estado do Paraná?

1.5 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

O solo utilizado para análise nesse trabalho foi retirado da cota de 1m do Campo Experimental de Engenharia da FAG, a fim de analisar o teor de umidade e a massa específica aparente seca dos solos, a compactação foi realizada por Proctor normal da amostra de solo para moldar o Corpo de Prova, e foi ensaiada para verificar as deformações. Após o ensaio de compactação, foi realizado o ensaio de adensamento com a finalidade de analisar as deformações na cota especificada quando o solo é submetido a um carregamento.

O objetivo do ensaio de compressão edométrica é a determinação experimental das características do solo que interessam à determinação dos recalques provocados pelo adensamento, com esse trabalho espera obter como resultado a curva de adensamento da amostra compactada e verificar se há uma melhora no adensamento do solo quando comparada com os parâmetros de adensamento da amostra indeformada do mesmo solo.

1.6 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será limitada ao adensamento de solo com três amostras de solo compactada moldadas através de compactação pela energia de Proctor normal. O solo a ser utilizado para análise será o solo de Cascavel – PR.

Os ensaios serão realizados de acordo com as NBRs 7182/1986 e 12007/ 1990 que são normas referentes ao ensaio de compactação do solo e ensaio de adensamento unilateral. Para o ensaio de adensamento unilateral há acréscimos de carga a cada 24 horas durante 1 semana, e nesse período são registradas as deformações estipuladas em norma durante o decorrer do dia.

CAPÍTULO 2

2.1. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.1. Origem e Formação do Solo

De acordo com Pinto (2006), os solos são originados da decomposição da rocha que constituíam inicialmente a crosta terrestre, a decomposição da rocha é decorrente de agente físicos e químicos, variações de temperatura provocam trincas, nas quais penetra a água, atacando quimicamente os minerais. O congelamento da água nas trincas, entre outros fatores, exerce elevadas tensões, que ocorre maior fragmentação dos blocos. A presença da fauna e flora promove o ataque químico, através da hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação, troca de cátions, carbonatação, etc. O conjunto desses processos, que são muito mais atuantes em climas quentes do que em climas frios, leva á formação dos solos que, em consequência, são misturas de partículas pequenas que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química, a maior ou menor concentração de cada tipo de partícula num solo depende da composição química da rocha que lhe deu origem.

Os solos são compostos por um conjunto de partículas com água e ar nos espaços vazios de maneira geral essas partículas encontram-se livres para deslocar-se entre si. Em alguns casos, uma pequena cimentação pode ocorrer entre elas, mas num grau extremamente mais baixo do que nos cristais de uma rocha ou de um metal, ou nos agregados de um concreto o comportamento dos solos depende do movimento das partículas sólidas entre si (PINTO, 2006).

Segundo Maciel Filho (1997) o solo pode ser considerado sob o aspecto de ente natural e, como tal, é tratado pelas ciências que estudam a natureza, como a geologia, a pedologia e a geomorfologia. A primeira é como resultante do intemperismo, a segunda como objetivo específico e a terceira como material mobilizável, pode ser considerado como um material de construção utilizável nas obras de engenharia.

2.1.1.1. Classificação dos solos através da granulometria

Conforme Rebello (2008), os solos são derivados das rochas, que ao longo do tempo sofrem influências mecânicas, físicas e químicas, provocando a sua deterioração, originando grãos cada vez menores. Essa variabilidade nas dimensões das partículas dos solos atribui aos

mesmos diversas características que constituem as propriedades particulares de cada tipo. Os tipos de solos podem ser classificados em função do diâmetro das partículas que os compõem, conforme Tabela 1.

Tabela 1 – Classificação granulométrica dos solos

Fração	Classificação quanto a ABNT
Matacão	20 cm a 1 m
Pedra	6,0 cm a 20 cm
Pedregulho	2,0 mm a 6 cm
Areia Grossa	0,6 mm a 2 mm
Areia Média	0,2 mm a 0,6 mm
Areia Fina	0,05 mm a 0,2 mm
Silte	0,002 mm a 0,06 mm
Argila	Inferior a 0,002 mm

FONTE: NBR 6502/1995

Segundo a ABNT 6502/1995 os solos podem ser classificados pelo seu tamanho de 2 maneiras, sendo elas, granulares e finos.

Solos granulares: podem ser definidos como *pedregulhos* ou *areias*, conforme qual destas duas frações granulométricas predomine (PINTO, 2006).

Solos finos: podem ser definidos como *argilas* e *siltos*, Quando a porcentagem de material passando pela peneira de diâmetro 0,075mm é superior a 50% o solo é considerado fino (PINTO, 2006).

2.1.2. Tipos de Solos

Solos orgânicos são denominados assim pois possuem uma quantidade apreciável de matéria decorrente de decomposição de origem vegetal ou animal, em vários estágios de decomposição; geralmente argilas ou areias finas, esses solos orgânicos são facilmente identificados pela cor escura e pelo odor característico (PINTO, 2006).

Solos residuais são aqueles solos de decomposição das rochas que se encontram no próprio local em que se formaram, os solos residuais são caracterizados pela heterogeneidade que reproduz a partir de sua rocha matriz, característica essa que dificulta a determinação de

suas propriedades pelos métodos laboratoriais (PINTO, 2006).

Solos transportados são aqueles que foram levados ao seu atual local por algum agente de transportador, as características dos solos são função do agente transportador.

Solos Coluvionares: São formados por ação da gravidade, entre eles estão os escorregamentos das escarpas da Serra do Mar, formando os *talus* nos pés do talude, são massas de materiais muito diversos e sujeitos à movimentações de rastejo, têm sido também classificados como coluviões, solos superficiais do planalto brasileiro depositados sobre solos residuais.

Solos Aluvionares: Resultantes do transporte feito pela água, sua constituição depende da velocidade das águas no momento de deposição, sendo frequente a ocorrência de camadas de granulometrias distintas, devido à diversas épocas de deposição.

Eólicos: Transportados pelo vento, este transporte provoca partículas bastante arredondas, em virtude do atrito constante entre as partículas, as areias constituintes dos arenitos brasileiros são arredondas, por ser esta uma rocha sedimentar com partículas previamente transportadas pelo vento (PINTO, 2006).

2.1.2.1. Solos lateríticos

Os solos lateríticos apresentam em sua composição argila constituída predominantemente de minerais caulínicos e apresentam elevada concentração de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos; sua coloração característica é avermelhada, estes sais se encontram, geralmente, recobrimdo agregações de partículas argilosas, estes solos frequentemente são encontrados na natureza de forma não saturada, com alto índice de vazios, onde sua pequena capacidade de suporte é elevada, sendo por esse motivo muito empregado em obras de pavimentação. Após compactado, apresenta contração se o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água (NOGAMI *et al.*, 1985).

2.1.2.2. Solos colapsíveis

Velloso e Lopes (2011) descrevem os solos colapsíveis como sendo solos de elevada porosidade, não saturados. Estão sujeitos a sofrer uma forte redução de volume (denominada *colapso*) quando têm sua umidade aumentada até a saturação (ou sofrem *encharcamento*), em princípio, devem ser evitadas fundações superficiais apoiadas nesses solos, a não ser que

sejam feitos estudos considerando as tensões a serem aplicadas pelas fundações e a possibilidade de umedecimento do solo.

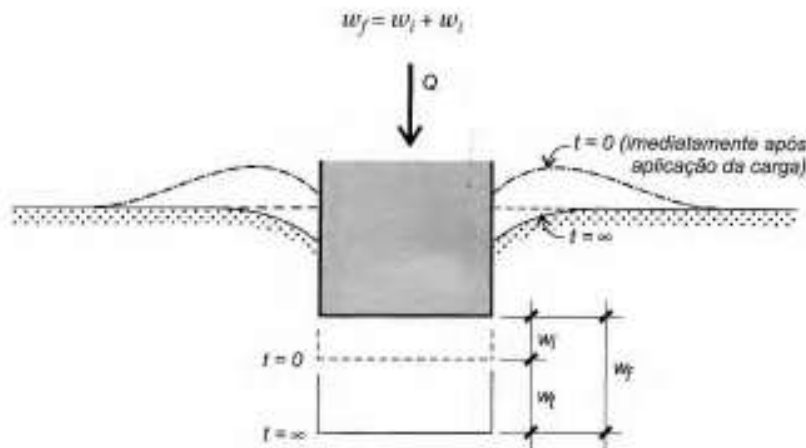
2.1.3. Recalques

Maciel Filho (1997) define recalques como movimentos verticais de uma estrutura provocados pelo peso próprio ou pela deformação do subsolo por outro agente. São diferenciados dos movimentos das superfícies de terra propriamente ditas por envolverem áreas substancialmente menores e pelo fato das áreas de subsidências não serem necessariamente portadoras de edificações capazes de provocar deformações verticais. As causas que conduzem ao aparecimento de recalques, além da ação do peso próprio, são: remoção de confinamento lateral por escavações nas proximidades de estruturas, efeito de bombeamento de água em escavações próximas, efeito do rebaixamento generalizado do lençol freático, um dos fatores que mais influenciam é o recalque diferencial que provoca tensões de flexão (consequentemente de tração) sobre a estrutura.

2.1.4. Cálculo de Recalques

Velloso e Lopes (2011) dizem que uma fundação, ao ser carregada, sofre recalques que se processam, em parte, imediatamente após o carregamento e, em parte, com o decorrer do tempo. O recalque que ocorre imediatamente após o carregamento é chamado de *recalque instantâneo* ou *imediato*, indicado como ω_i na Figura 1, o recalque que ocorre com o tempo está indicado como ω_t .

Figura 1 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada



Fonte: VELLOSO E LOPES (2011)

Assim, o *recalque total* ou *final* é dado pela Equação 1:

$$\rho = \rho_a + \rho_{cs} + \rho_i \quad (1)$$

Onde:

ρ = recalque total;

ρ_a = recalque por adensamento;

ρ_{cs} = recalque por compressão secundária;

ρ_i = recalque imediato ou recalque elástico.

O recalque elástico é devido às deformações elásticas do solo; ocorre imediatamente após a aplicação das cargas é considerado relativamente importante nas argilas não saturadas, o recalque por adensamento é devido à expulsão da água e ar dos vazios; ocorre lentamente, dependendo da permeabilidade do solo e é considerado de extrema importância em solos argilosos. O recalque por compressão secundária é causado por tensões de cisalhamento; ocorre lentamente em solos argilosos, e geralmente é desprezado no cálculo de fundações.

Os recalques que ocorrem com o passar do tempo são conhecidos como *recalque no tempo*, se devem ao adensamento (dispersão de água dos poros com consequente redução no índice de vazios) e a elementos viscosos conhecidos como *Creep*, - também conhecido como *fluência* - sendo chamado de “adensamento secundário” e denominado pela seguinte Equação 2.

$$\rho_t = \rho_a + \rho_v \quad (2)$$

Onde:

ρ_a = parcela devida ao adensamento;

ρ_v = parcela devida a fenômenos viscosos.

Nos solos em que ocorre drenagem rápida como nas areias ou em solos argilosos relativamente saturados, o recalque total ou final ocorre relativamente rápido, pois não há praticamente geração de excessos de poropressão com o carregamento (LOPES e VELLOSO, 2011).

2.1.5. Métodos Para Previsão de Recalques

Segundo Velloso e Lopes (2011), os métodos de previsão de recalque são divididos em três categorias, sendo eles: b

- Métodos racionais: são subdivididos em dois grupos, sendo eles:

Cálculos diretos: Onde o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada e pode ser utilizada a *teoria da elasticidade* para o cálculo direto de recalques, essa teoria é utilizada com mais frequência.

Cálculos indiretos: Para essa forma de cálculo deve-se seguir o procedimento que inclui Cálculo dos acréscimos de tensão e Considerações sobre o Cálculo de deformações, que podem ser considerados parte de um *estado unidimensional* (1-D) ou *tridimensional* (3-D).

- Métodos semiempíricos: A palavra semiempíricos, está associada aos métodos de cálculo de recalques, se deve à introdução de correlações para a definição de propriedades de deformação dos solos, esse método inicialmente foi desenvolvido para prever recalques em areias, devido às dificuldades em se amostrar e ensaiar esses materiais em laboratórios de maneira representativa das condições de campo, em seguida, passaram a ser aplicados em argilas parcialmente saturadas e, depois, à argilas em geral.

- Métodos empíricos: São considerados métodos empíricos aqueles pelos quais se chega a uma pressão admissível com base na descrição de terreno (classificação e determinação da compactidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais). Estes métodos apresentam-se usualmente sob a forma de tabelas de pressões básicas conforme Tabela 2, onde os valores fixados servem para orientação inicial.

Tabela 2 - Tensões básicas admissíveis (σ_o)

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	Ver nota abaixo
4	Solos granulares concrecionados – conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2

FONTE: ABNT NBR 6122/9

Nota: Para rochas alteradas ou em decomposição, tem que ser levados em conta à natureza da rocha matriz e o grau de decomposição ou alteração.

2.1.6. Cálculo de Recalque por Adensamento

Segundo Pinto (2002), o grau de adensamento define-se como a relação entre a deformação ocorrida num elemento, numa certa posição, caracterizada pela sua profundidade z , num determinado tempo t e a deformação desse elemento quando todo o processo de adensamento tiver ocorrido é dado pela letra U , conforme a Equação 3:

$$U = \frac{P}{\Delta H} * 100 \quad (3)$$

Onde:

U = porcentagem de recalque em %;

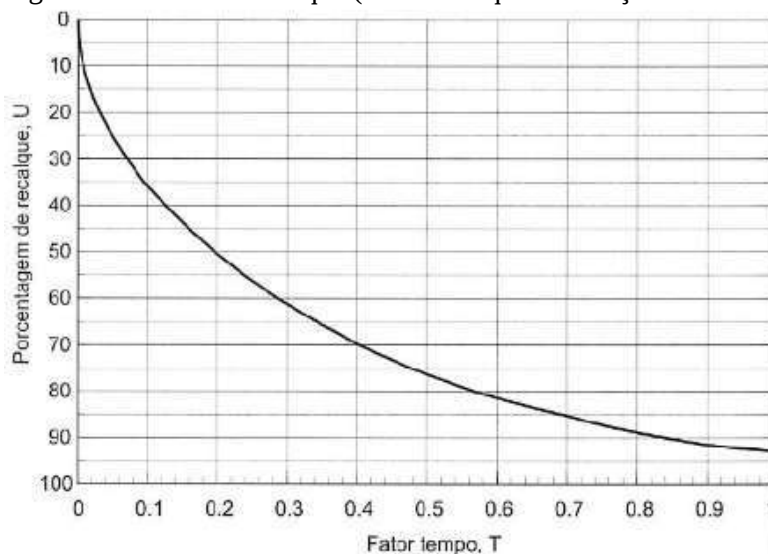
P = recalque parcial, após tempo t ;

ΔH = recalque total da camada no tempo infinito.

O grau de adensamento é a relação entre a variação do índice de vazios até o instante t e a variação total do índice de vazios devido ao carregamento. A curva da Figura 2, abaixo,

indica como os recalques se desenvolvem ao longo do tempo. Todos os recalques por adensamento seguem a mesma evolução. Se o solo for mais deformável, os recalques serão maiores, sendo que a curva indica a porcentagem de recalque. Se o solo for mais impermeável, ou a distância de drenagem for maior, os recalques serão mais lentos, sendo que a curva refere ao fator tempo, que se liga ao tempo real pelo coeficiente de adensamento e pelas condições de drenagem de cada situação prática.

Figura 2 – Curva de recalque (% de recalque em função do fator tempo)



Fonte: PINTO (2002)

A Figura 3, define o fator tempo em função da porcentagem de recalque para adensamento pela teoria de Terzaghi (1943) *apud* Pinto (2006).

Figura 3 – Fator tempo x Porcentagem pela teoria de Terzaghi

U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T	U (%)	T
1	0,0001	21	0,0348	41	0,132	61	0,297	81	0,588
2	0,0003	22	0,0380	42	0,138	62	0,307	82	0,610
3	0,0007	23	0,0415	43	0,145	63	0,318	83	0,633
4	0,0013	24	0,0452	44	0,152	64	0,329	84	0,658
5	0,0020	25	0,0491	45	0,159	65	0,340	85	0,684
6	0,0028	26	0,0531	46	0,166	66	0,351	86	0,712
7	0,0038	27	0,0572	47	0,173	67	0,364	87	0,742
8	0,0050	28	0,0616	48	0,181	68	0,377	88	0,774
9	0,0064	29	0,0660	49	0,189	69	0,389	89	0,809
10	0,0078	30	0,0707	50	0,197	70	0,403	90	0,846
11	0,0095	31	0,0755	51	0,204	71	0,416	91	0,881
12	0,0113	32	0,0804	52	0,212	72	0,431	92	0,938
13	0,0133	33	0,0855	53	0,221	73	0,445	93	0,992
14	0,0154	34	0,0908	54	0,230	74	0,461	94	1,054
15	0,0177	35	0,0962	55	0,239	75	0,477	95	1,128
16	0,0201	36	0,102	56	0,248	76	0,493	96	1,219
17	0,0227	37	0,108	57	0,257	77	0,510	97	1,335
18	0,0254	38	0,113	58	0,266	78	0,528	98	1,500
19	0,0283	39	0,119	59	0,276	79	0,547	99	1,781
20	0,0314	40	0,126	60	0,287	80	0,567	100	∞

Fonte: PINTO, 2002

2.1.7. Índice de Vazios

Cada estágio de carga corresponde uma redução de altura da amostra, a qual, usualmente, se expressa segundo a variação do índice de vazios. Existem diversos modos de se representar os resultados do ensaio de adensamento, a deformação do solo no início do ensaio é bastante veloz, mas decresce com o decorrer do ensaio. Depois de transcorrido o tempo necessário para que as leituras se tornem constantes, os resultados de cada estágio são colocados em um gráfico em função do logaritmo do tempo. A curva de compressão do solo é normalmente representada em um gráfico, em função do índice de vazios *versus* o logaritmo da tensão vertical efetiva. Logo o índice de vazios inicial do corpo de prova pode ser calculado de acordo com a Equação 4 (PINTO, 2002).

$$e_i = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad (4)$$

Onde:

e_i = índice de vazios inicial;

γ_s = peso específico dos grãos em g/cm³;

γ_d = peso específico aparente seco em g/cm³.

Antes de obter o índice de vazios ao final de cada estágio de pressão é necessário encontrar a altura dos sólidos do corpo de prova que é determinada por paquímetro simples. Através da Equação 5, é possível determinar o recalque que ocorreu e a variação de índice de vazios da amostra.

$$\Delta H = \frac{\Delta e \cdot H}{1 + e_0} \quad (5)$$

Onde:

ΔH = deformação da amostra entre estágios;

H = altura do corpo de prova;

e_0 = índice de vazios inicial;

Δe = Variação do índice de vazios.

Encontrado a deformação da amostra entre os estágios, o índice de vazios ao final de cada estágio de pressão é obtido segundo a Equação 6.

$$e = \frac{H}{\Delta H} \quad (6)$$

Onde:

e_f = índice de vazios ao final do estágio de pressão;

H = altura do corpo de prova ao final do estágio em cm;

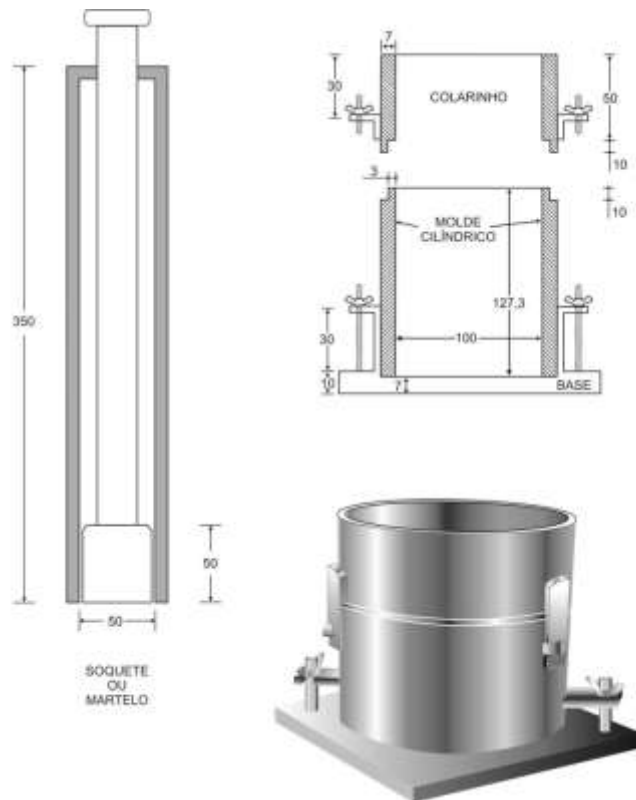
ΔH = deformação da amostra entre estágios.

2.1.8. Ensaio de Compactação (Proctor).

Quando se compacta o solo, tem-se como objetivo reduzir o índice de vazios do mesmo, com os meios disponíveis, isto porque, nestas condições, o solo apresenta menor deformabilidade quando posteriormente carregado. Na prática, o estado do solo, após compactação, é expresso pelo seu peso específico seco (γ_d), por ser um índice de fácil obtenção, que não se altera, praticamente, se ocorrer pequena variação do teor de umidade (HACHICH, *et al.*, 2003).

Segundo Hachich *et al.* (2003), Proctor divulgou suas observações sobre a compactação de solos, mostrando que, para uma determinada energia de compactação (um certo número de passadas de um determinado equipamento no campo, ou certo número de golpes de um soquete sobre o solo contido num molde, no laboratório), o peso específico seco resultante é em função da umidade em que o solo estiver. A existência de maior quantidade de água provoca um efeito de lubrificação entre as partículas o que favorece a compactação, com a energia aplicada, as partículas deslizam mais facilmente e se acomodam com menor índice de vazios, a partir de certo ponto em que o grau de saturação se torna elevado e a compactação não consegue expulsar o ar existente nos vazios, que se encontra em forma de bolhas oclusas. Existe, portanto, para a energia aplicada, certo teor de umidade, denominado umidade ótima, que conduz a um peso específico seco máximo, a Figura 4, ilustra os equipamentos necessários para a realização do ensaio de compactação Proctor.

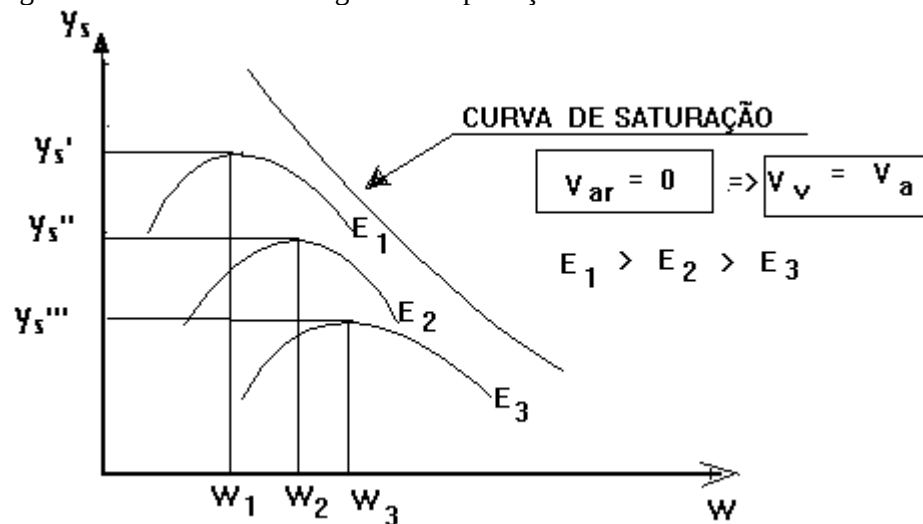
Figura 4 - Equipamentos utilizados no ensaio de compactação (Proctor).



Fonte: Molina, 2017.

Conforme Moraes (2012), o objetivo da realização do ensaio de Proctor normal é a obtenção de sua curva de compactação conforme aumenta a energia de compactação, ocorre uma redução do teor de umidade ótimo e uma elevação do valor do peso específico seco máximo, a Figura 5 ilustra a influência da energia de compactação no teor de umidade ótimo $w_{ótimo}$ e no peso específico seco γ_d .

Figura 5 – Influência da energia de compactação



Fonte: Moraes, 2012.

Segundo Moraes (2012), conforme foram surgindo novos equipamentos de campo, de grande porte, com possibilidade de elevar a energia de compactação e capazes de implementar uma velocidade maior na construção de aterros, teve a necessidade de elaborar em laboratório ensaios com maiores energias que a do Proctor Normal. As energias de compactação usuais são de 6kgf/cm^3 para o Proctor Normal, $12,6\text{ kgf/cm}^3$ para o Proctor Intermediário e 25 kgf/cm^3 para o Proctor Modificado.

De acordo com Pereira (2016), a compactação tem por objetivo estabilizar o solo que ocorre por aplicação de alguma forma de energia (impacto, vibração, compressão estática ou dinâmica). Seu efeito atribui ao solo um aumento do peso específico e resistência ao cisalhamento, e uma diminuição do índice de vazios, permeabilidade e compressibilidade.

Com o ensaio de compactação é possível obter a correlação entre o teor de umidade e o peso específico seco de um solo quando compactado com determinada energia. A Tabela 3 apresenta as energias de compactação e cada equipamento a ser utilizado de acordo com a energia a ser utilizada. O ensaio mais comum é o de Proctor (Normal, Intermediário ou Modificado), que é realizado através de sucessivo impacto de um soquete padronizado na amostra. O ensaio Proctor Normal utiliza o cilindro de 10 cm de diâmetro, altura de 12,73cm e volume de 1.000cm^3 é submetida a 26 golpes de um soquete com massa de 2,5 kg e caindo de 30,5cm, corresponde ao efeito de compactação com os equipamentos convencionais de campo (PEREIRA, 2016).

Tabela 3 - Energias de compactação.

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energias		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de Camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

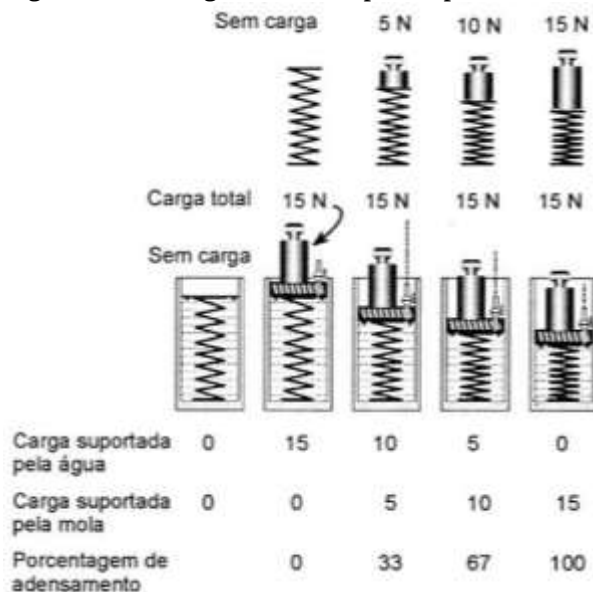
Fonte: NBR 7182/1986.

Para solos brasileiros a preparação do solo para realização do ensaio de compactação, a amostra é previamente seca ao ar, tal procedimento provoca alterações sensíveis em alguns solos, modificando seu comportamento quando compactados. Considerando que na construção dos aterros o solo não tem sua umidade muito alterada em relação ao seu estado na área de empréstimo (HACHICH, *et al.*, 2003).

2.1.9. Ensaio de Compressão Edométrica

Conforme Hachich *et al.* (2003), o processo de exaustão das pressões neutras e das deformações que ocorrem é definido como adensamento dos solos. Esse processo é conhecido pela analogia mecânica de Terzaghi, que assemelha o solo com uma mola, cuja deformação é proporcional às cargas que nela atuam. O solo saturado é como se fosse colocado uma mola dentro de um pistão cheio de água, no qual existe um orifício de dimensão reduzida, como ilustra Figura 6.

Figura 6 – Analogia mecânica para o processo de adensamento, segundo Terzaghi



Fonte: Taylor, 1948

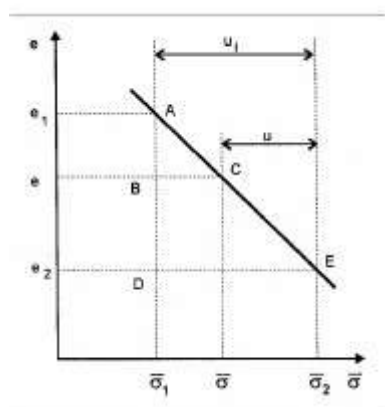
Segundo Hachich, *et al.*, (2003), ao aplicar pressões sobre o pistão, no instante seguinte a mola não terá se deformado, pois ainda não teria ocorrido saída de água, toda a carga é suportada pela água, que começa sair pelo orifício. Num instante qualquer, a quantidade de água expulsa terá provocado uma deformação da mola que corresponde a uma certa carga.

No campo, quando não há deformação lateral, acontece algo semelhante, ao ser

aplicado um acréscimo de pressão, a água presente nos vazios do solo suporta todo o carregamento, a pressão neutra aumenta de um valor igual ao acréscimo de pressão aplicada, enquanto a tensão efetiva não é alterada, a saída de água é acompanhada da deformação do solo, que ocorre devido ao aumento da tensão efetiva (HACHICH, et al., 2003).

A teoria matemática que representa esse processo é conhecida como teoria do adensamento e foi desenvolvida por Terzaghi. Uma das hipóteses adotadas na teoria é que a relação $e \times \sigma'$ seja linear, que é aceitável para pequenas deformações, dessa forma surge a variação linear conforme representa Figura 7.

Figura 7 - Variação entre índice de vazios e tensão efetiva.



Fonte: HACHICH, et al., 2003

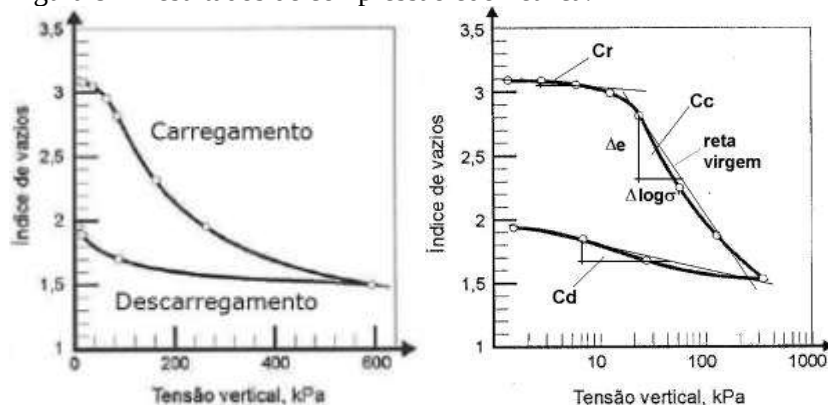
2.1.9.1. Adensamento das argilas saturadas

Conforme Pinto (2006), os ensaios de compressão edométrica são especialmente realizados para o estudo dos recalques das argilas saturadas. O processo de deformação pode se desenvolver lentamente, em virtude do tempo necessário para que a água saia dos vazios do solo, tempo esse que pode ser elevado, devido à baixa permeabilidade das argilas.

Os resultados obtidos no ensaio de adensamento, conforme demonstrado na Figura 07, é uma curva com resultados de compressão edométrica com argila orgânica mole da baixada santista, já na curva da esquerda são resultados de compressão edométrica do mesmo solo, porém em escala logarítmica, a curva pode ser redesenhada com abscissas indicando o logaritmo das pressões aplicadas. Então, fica representado conforme Figura 8, abaixo a qual é possível observar que, a partir de uma determinada tensão, σ_a' , o índice de vazios varia

linearmente com o logaritmo da pressão aplicada, pelo menos num bom trecho após essa tensão, o trecho retilíneo da curva é conhecido como reta virgem (PINTO, 2006).

Figura 8 – Resultados de compressão edométrica.



Fonte: Pinto, 2006.

2.1.9.2. Adensamento secundário

Adensamento lento que continua a ocorrer após o desenvolvimento dos recalques previstos, cujo processo é chamado de adensamento secundário, essa técnica continua pelo fato das pressões neutras terem se dissipado, mas alguma pressão neutra ainda continua presente, o que justifica a saída de água do interior do solo, este fato indica que pode ocorrer deformação do solo, mesmo a tensão efetiva tendo continuidade, contradizendo o princípio que considera a tensão efetiva a responsável pelas deformações. O adensamento secundário requer um acréscimo de tensão efetiva e este acréscimo acontece nos elementos extremos quando os internos ainda estão com baixa porcentagem de recalque (HACHICH, *et al.*, 2003).

Simons e Menzies (1981) expõem que após muitos anos de pesquisa sobre adensamento secundário, não foi possível obter um método confiável para cálculo desses recalques, para os quais os parâmetros necessários do solo sejam de fácil obtenção, e que é levado em consideração inúmeros fatores, entre eles, a relação entre tensões principais, a relação entre acréscimos de cargas, a temperatura e os efeitos do tempo, fatores que afetam expressivamente os recalques secundários. Ao considerar esse tipo de recalque, deveria ser observado que dois fatores podem influenciar diretamente este processo, sendo eles: a redução de volume a uma pressão efetiva constante e a deformação específica vertical devido a movimentos laterais no solo.

2.1.9.3. Índice de compressão C_c

Terzaghi introduziu o *índice de compressão*, para indicar a inclinação da reta virgem, descrito pela Equação 7.

$$C_c = \frac{(e_1 - e_2)}{(\log \sigma_2 - \log \sigma_1)} \quad (7)$$

Onde:

e_1 = Índice de vazios inicial do solo;

e_2 = Índice de vazios final do solo;

$\log \sigma_1$ = logaritmo da tensão inicial;

$\log \sigma_2$ = logaritmo da tensão final.

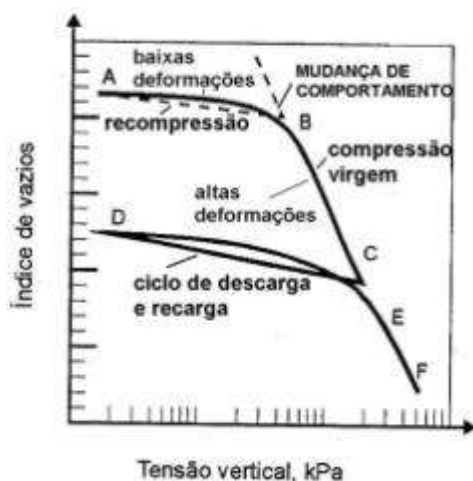
Da maneira como está definido, o índice de compressão é positivo embora haja uma redução de índice de vazios quando as expressões aumentam (PINTO, 2006).

2.1.9.4. Tensão de pré adensamento

Segundo com Pinto (2006), no ensaio de adensamento, quando amostra é carregada até uma tensão e apresentar o comportamento indicado pela curva ABC da Figura 9, e logo em seguida tiver a tensão reduzida, seu comportamento será o indicado pela curva DE, até atingir uma posição próxima à reta virgem, e continuará do EF, ao longo da reta virgem.

A mudança acentuada no gradiente da curva atesta o anterior ao carregamento feito até a tensão indicada pelo ponto C. Esse fato sugere que essa amostra anteriormente tenha sido solicitada a uma tensão correspondente ao ponto B. Tal tensão é definida como a tensão de pré – adensamento (PINTO, 2006).

Figura 9 – Efeito de descarregamento seguido de carregamento em ensaio edométrico de argila saturada.



Fonte: Pinto, 2006.

Quando comparada a tensão efetiva atuante sobre o solo no local onde foi retirado com a amostra com a tensão de pré – adensamento da amostra, é possível verificar a evolução do solo. Pode acontecer da tensão de pré – adensamento ser igual a tensão efetiva, nesse caso indica que o solo nunca esteve submetido a maiores tensões, sendo assim ele é considerado *normalmente adensado*.

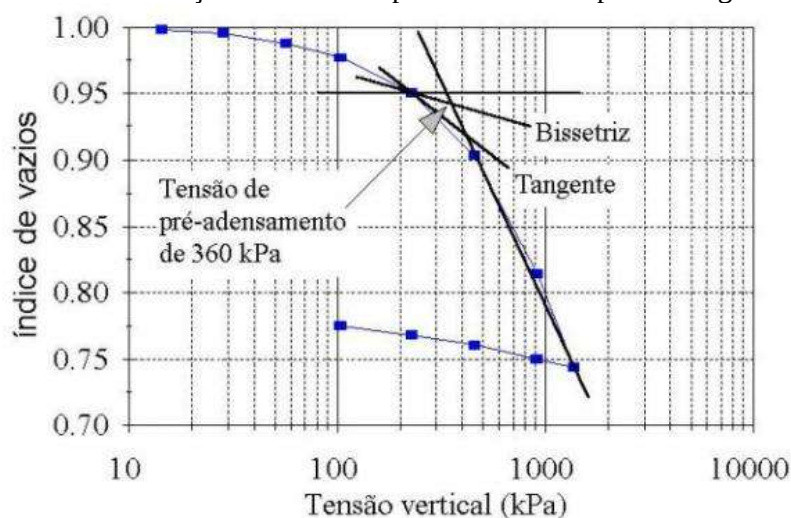
Quando a tensão de pré – adensamento é maior do que a tensão efetiva, isso significa que no passado, o solo esteve sujeito a tensões maiores do que as atuais neste caso o solo é considerado *sobreadensado*.

Há casos em que a tensão determinada no ensaio seja menor que a tensão efetiva que se julgaria existir sobre a amostra, com base nos dados do perfil do subsolo. Isso ocorre quando o solo se encontra em processo de adensamento devido a carregamentos recentes (PINTO, 2006).

A tensão de pré adensamento não é determinada com muita precisão, porém existem alguns métodos empíricos que permitem estimar o valor mais provável ou a ordem de grandeza dessa tensão. Os métodos mais empregados no Brasil são o do professor Casagrande (1936) e o método do engenheiro Pacheco Silva (1970) (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), o método de Casagrande está ilustrado na Figura 10, onde é obtido ponto de maior curvatura da curva e por ele se traçam uma horizontal, uma tangente à curva e a bissetriz do ângulo formado pelas duas. A intersecção da bissetriz com o prolongamento da reta virgem é considerado o ponto de pré adensamento, e suas coordenadas são a tensão de pré adensamento e o índice de vazios correspondente.

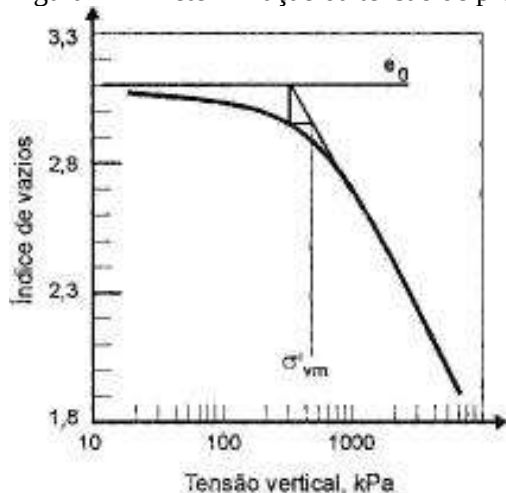
Figura 10 – Determinação da tensão de pré adensamento prof. Casagrande



Fonte: Pinto, 2009.

O método do engenheiro Pacheco Silva está ilustrado na Figura 11, onde a reta virgem é prolongada até a horizontal correspondente ao índice de vazios inicial da amostra. Do ponto de intersecção, passa uma vertical até a curva de adensamento e desse ponto traça uma horizontal. A intersecção da horizontal com o prolongamento da reta virgem é considerado o ponto de pré adensamento. O resultado pelo método do Pacheco Silva independe do operador (PINTO, 2006).

Figura 11 – Determinação da tensão de pré adensamento eng. Pacheco Silva



Fonte: Pinto, 2006.

2.1.9.5. Obtenção do coeficiente de adensamento (C_v)

Conforme Pinto (2006), O valor de C_v pode ser determinado diretamente do ensaio de adensamento, e isto é feito corretamente, como parte integrante da interpretação do ensaio.

Pinto (2006), define que em cada estágio de carregamento do ensaio, obtém a evolução dos recalques em função do tempo. Essa evolução segue a própria teoria do adensamento; portanto, a curva obtida é semelhante a todas as curvas de recalque. O ajuste desta curva à curva teórica permite determinar o coeficiente de adensamento, aplicando o tempo real em que ocorreu um certo recalque e o fator tempo correspondente à respectiva porcentagem de recalque, na Equação 8.

$$C_v = \frac{T \cdot Hd^2}{t} \quad (8)$$

Onde:

T = Tempo real em que ocorreu o recalque;

t = Fator tempo correspondente à respectiva porcentagem;

Hd^2 = Metade da altura média do corpo de prova.

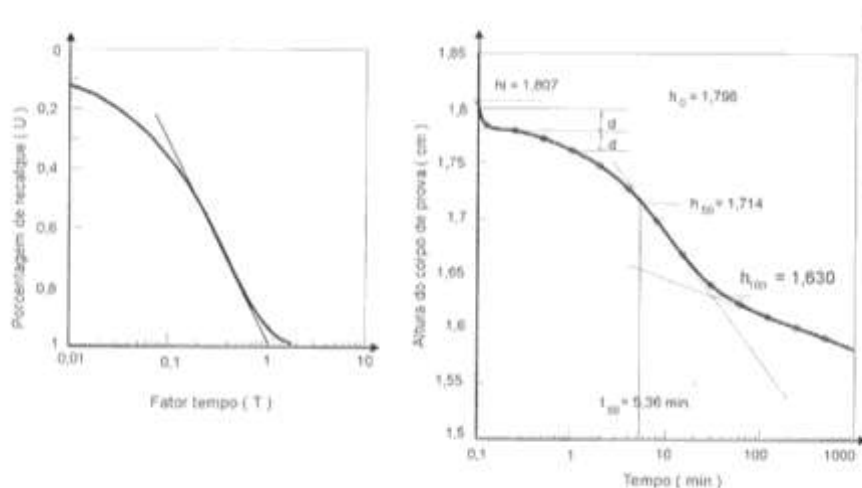
Quando um corpo de prova é carregado existe uma *compressão inicial*, pequena deformação imediata que não segue a teoria, resultante da possível compressão de bolhas de ar que a amostra possa ter e a ajustes nas interfaces do corpo de prova com as pedras porosas. Inicia, então, a expulsão da água, devida à carga que ficou submetida, tratada pela teoria do adensamento, como *adensamento primário*. Antes que o adensamento primário termine, porém com valores elevados, começa uma deformação lenta residual, que ocorre naturalmente com a expulsão de água nos vazios, sob gradientes baixos e que recebe o nome de *adensamento secundário* (PINTO, 2006).

Segundo Pinto (2006), se não existissem compressão inicial e adensamento secundário, a determinação do coeficiente de adensamento seria simples, para vencer essa dificuldade recorre a métodos mais elaborados, que permitem estimar os índices de vazios correspondentes ao início e ao fim do adensamento primário, possibilitando, desta forma, o cálculo do coeficiente através de dois métodos explicados abaixo:

Determinação de C_v pelo método de Casagrande

A Figura 12 a seguir relaciona, com as operações do coeficiente de adensamento descritas abaixo para o método de Casagrande.

Figura 12 – Determinação C_v método Casagrande



Fonte: Pinto, 2006.

De acordo com Pinto (2006), as operações para determinar o C_v por esse método são as seguintes:

- Determina-se a altura do corpo de prova correspondente ao adensamento ao início do adensamento primário, que não é necessariamente a altura antes da aplicação da carga. Como parte da curva é parabólica, é obtida a ordenada para um tempo qualquer no trecho inicial, t , verifica a diferença com a ordenada para um tempo $4t$ e é somado a diferença à ordenada do tempo t , obtendo assim a ordenada correspondente ao início do adensamento primário.
- É estimado a altura do corpo de prova correspondente ao final do adensamento primário pela ordenada da intersecção da tangente ao ponto de inflexão da curva, na escala logarítmica é linear e corresponde ao adensamento secundário.
- Determina a altura do corpo de prova quando 50% do adensamento tiver ocorrido, que é a média dos dois valores obtidos anteriormente.
- Verifica através da curva o tempo em que ocorreu 50% dos recalques por adensamento primário.
- Calcula o coeficiente de adensamento pela Equação 9:

$$C_v = \frac{0,197 * H d^2}{t_{50}} \quad (9)$$

Onde:

0,197 = Fator tempo correspondente a 50% do adensamento;

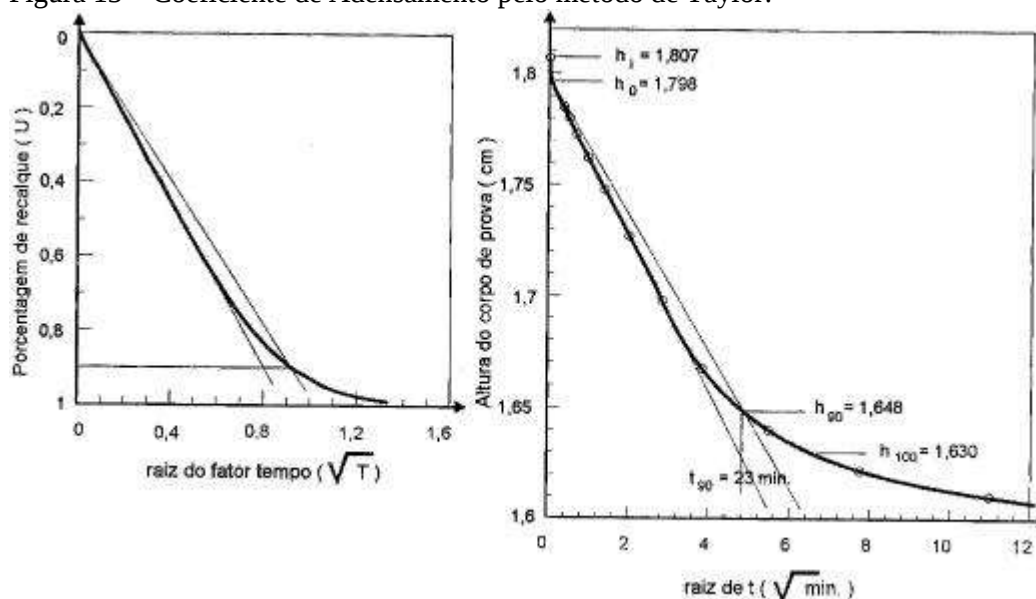
t_{50} = Tempo em que ocorreu metade do recalque;

H_d = Metade da altura média do corpo de prova.

Determinação de C_v pelo método de Taylor

Pinto (2006), descreve esse método da seguinte maneira: Os dados são colocados em função da raiz quadrada do tempo, como é mostrado na Figura 13 abaixo. O trecho inicial é aproximadamente uma reta, como o eixo das ordenadas indica a altura do corpo de prova no início do adensamento. A diferença entre esse ponto e a altura do corpo de prova antes do carregamento indica a compressão inicial.

Figura 13 – Coeficiente de Adensamento pelo método de Taylor.



Fonte: Pinto, 2006.

Do início do adensamento primário é traçado uma reta com abscissas iguais a 1,15 vezes as abscissas correspondentes da reta inicial. A intersecção da reta com a curva do ensaio indica o ponto em que teriam ocorrido 90% do adensamento, uma vez que, pela equação parabólica da parte inicial da curva de adensamento, uma vez que, pela equação parabólica da parte inicial de da curva de adensamento, representada pela reta na escala de raiz de T inserida na figura acima. O coeficiente de adensamento para esse método é descrito pela Equação 10.

$$C_v = \frac{0,848 * H_d^2}{t_{90}} \quad (10)$$

Onde:

0,848 = Fator tempo correspondente a 90% do adensamento;

t_{90} = Tempo em que ocorreu 90% do recalque;

H_d = Metade da altura média do corpo de prova.

CAPÍTULO 3

3.1 METODOLOGIA

3.1.1 Tipo de estudo e local da pesquisa

A pesquisa teve como objetivo determinar o comportamento do solo quanto a adensamento em amostras de solo compactadas utilizando Proctor normal através do ensaio edométrico. O solo utilizado para análise e realização deste trabalho foi do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário da FAG (CEEF) da cidade de Cascavel, Paraná.

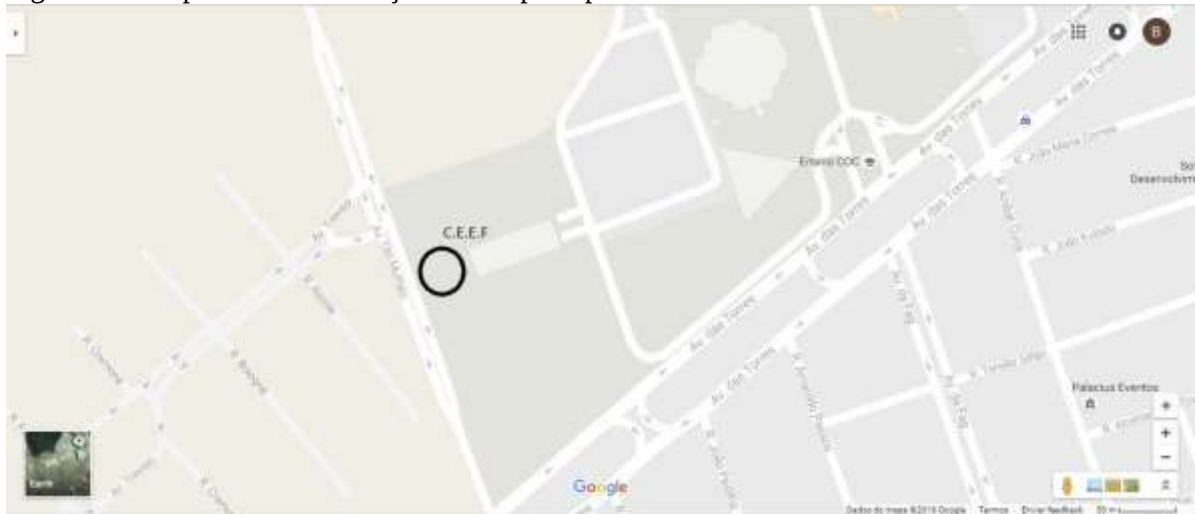
A pesquisa foi realizada através de ensaios de adensamento unilateral e foram utilizados dados do ensaio de Proctor normal afim de moldar o corpo de prova na umidade ótima e obter a massa específica seca máxima correspondente ao corpo de prova do solo, quando o mesmo é compactado. Com a amostra compactada foram determinadas as propriedades de adensamento do solo quando o mesmo foi submetido a um carregamento. Foram realizadas comparações com os resultados de ensaio de adensamento conduzidos em amostras indeformadas do mesmo solo.

Foi uma pesquisa qualitativa, pois teve como objetivo identificar a redução do adensamento do solo quando submetido a compactação para realização do ensaio de compactação.

3.1.2 Caracterização da amostra

O solo utilizado para os ensaios foi coletado da profundidade de 1 metro através de 3 cavas realizadas no Centro Experimental de Engenharia e Geotecnia – FAG (CEEF) foi coletado um número de três amostras, uma amostra por cava, a Figura 14 representa a localização do campo experimental.

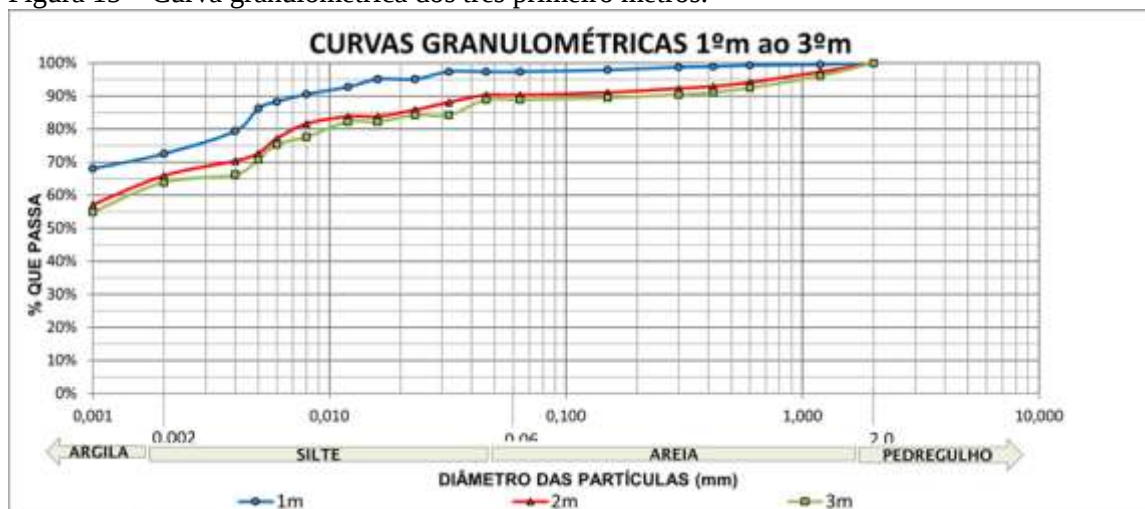
Figura 14 - Mapa com a localização do campo experimental



Fonte: Google, 2017

Zen (2016), realizou ensaios de granulometria conjunta em amostras coletadas a uma profundidade de 1 metro de acordo com NBR7181/84 e a porcentagem obtida no ensaio foi 71,86% argila, 25,47% silte e 2,67% de areia, o solo apresentou sua classificação como argila silto arenosa, conforme curva granulométrica apresentada na Figura 15.

Figura 15 – Curva granulométrica dos três primeiros metros.



Fonte: Zen, 2016

Os índices físicos obtidos por Zen (2016), na cota 1m são representados a seguir conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Índices Físicos.

Índices Físicos Profundidade	γ (kN/m ³)	γ_w (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	γ_s (kN/m ³)	γ_{sub} (kN/m ³)	e	w (%)	n (%)
1m	16,24	10	10,80	16,75	6,75	1,4734	50,44	59,57

Fonte: Zen, 2016

O limite de líquidos (LL) do solo da profundidade de -1m apresentou 53,11%, o limite de plasticidade (LP) apresentou 38,22 % já o índice de plasticidade (IP) foi igual a 14,89%, com esses dados foi possível obter a classificação do solo pelo sistema unificado rodoviário.

No sistema unificado de classificação dos solos (SUCS), o solo é representado por duas letras. A primeira indica o principal tipo de solo e são representados pelas seguintes letras: (G) pedregulho, (S) areia, (M) siltes, (C) argila e (O) orgânicos. A segunda corresponde às características granulométricas e a plasticidade do solo e são representados como: (W) bem graduado, (P) mal graduado, (H) alta compressibilidade, (L) baixa compressibilidade e (PT) turfa.

Os dados obtidos por ZEN (2016), para o sistema SUCS foi CL que são argilas inorgânicas de baixa e media plasticidade.

Na classificação TRB (Transportation Research Board), os solos são divididos em basicamente em dois grupos: materiais granulares que é representada pela porcentagem (%) passante na peneira n° 200 $\leq$ 35%, ou materiais silto-argilosos que é a porcentagem passante na peneira n° 200 $>$ 35%.

Pelo sistema TRB, o solo apresentou sua classificação como A-7-6 que é argila siltosa medianamente plástica

Santos e Guth (2015), determinou o ponto ótimo de compactação da cota de 1m através de 3 cavas realizadas no CEEF através do ensaio de Proctor normal os valores obtidos por eles para o teor de umidade foram:

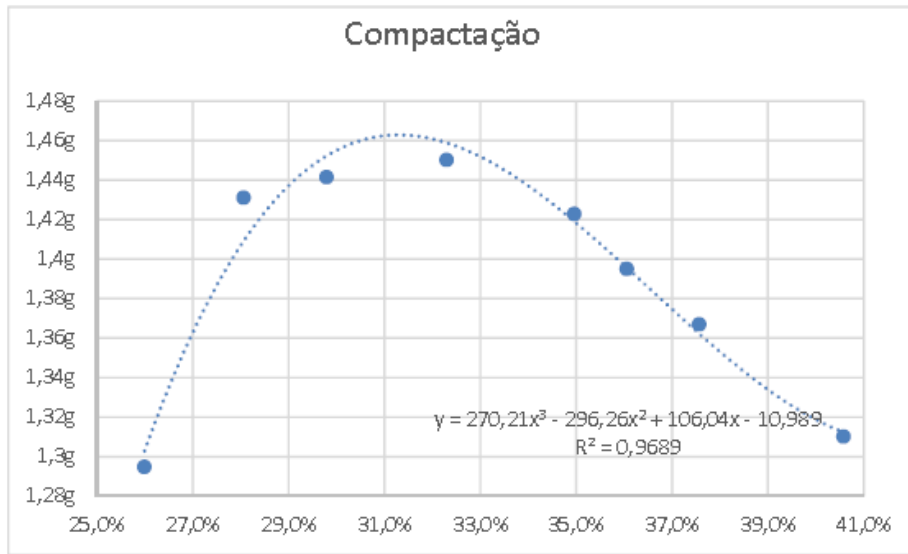
Cava - 1: 29,71%

Cava - 2: 26,44%

Cava - 3: 33,91%

A média deles resultou em 32,02%, foi utilizado esse valor a realização deste trabalho. A curva de compactação está apresentada na Figura 16.

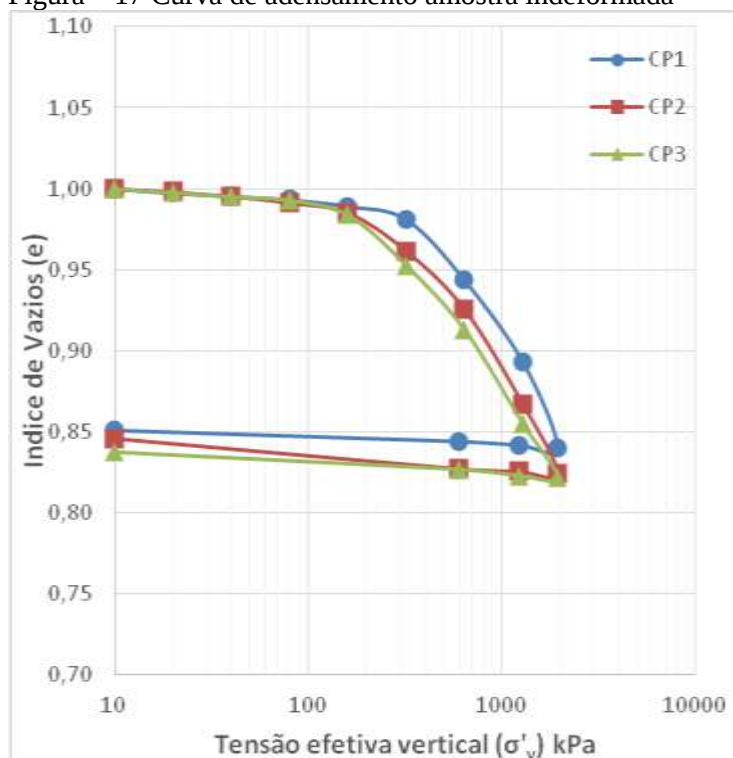
Figura 16 – Curva de compactação para Proctor normal



Fonte: Santos e Guth, 2015

Junior (2016) obteve a curva de adensamento para a amostra indeformada conforme Figura 17 e tensão de pré-adensamento para os métodos de Pacheco Silva e Casagrande, os resultados encontrados está descrito na Tabela 5.

Figura – 17 Curva de adensamento amostra indeformada



Fonte: Junior, 2016

Tabela 5 – Tensões de adensamento obtidas pelos métodos Pacheco Silva e Casagrande para amostras indeformadas

Amostras	Pacheco	Casagrande
Indeformadas	Silva KPa	KPa
1	540	580
2	510	500
3	340	300
Média	453,33	460

Fonte: Junior, 2016

3.1.3 Instrumentos e procedimentos para coleta de dados

Após a coleta de material, foi deixado o mesmo em estufa durante 24 horas para secagem da amostra, decorrido esse tempo foi destorreado o material de modo que passasse pela peneira 4,75mm para então dar início a moldagem do corpo de prova, a realização do ensaio de proctor foi feito diretamente no anel da célula de adensamento, para descobrir o número de camada e golpes que deveriam ser distribuídos, foi utilizado como base o molde do corpo de prova do ensaio de compressão triaxial o qual possui dimensões de 10 cm de altura e 5 cm de diâmetro, a Figura 18 abaixo, ilustra o anel da célula de adensamento onde foi moldado a amostra.

Figura 18 – Molde corpo de prova ensaio de adensamento.



Fonte: Autor, 2017

No preparo da amostra foi pesado 500g de solo e adicionado 32,02% de água destilada gradativamente de modo a obter a umidade ótima, os 32,02% de água destilada em 500g de solo resultou em 160ml.

Para moldagem do corpo de prova de compressão triaxial são distribuídos ao longo dos 10 cm de altura 7 camadas de solo, por camada de solo são distribuídos 26 golpes. Foi realizada a seguinte relação usando como base as alturas dos moldes do corpo de prova de ambos os ensaios.

A altura do corpo de prova do ensaio de compressão triaxial possui 10 cm de altura e são distribuídas 7 camadas de solo, a altura do corpo de prova do ensaio de adensamento possui 3 cm de altura. Com essa relação chegou a conclusão que seriam necessárias 2 camadas para a moldagem do corpo de prova na célula de adensamento.

Para descobrir o número de golpes por camada foi realizada uma nova relação utilizando como base a área de ambos os corpos de prova

Diâmetro do corpo de prova ensaio de compressão triaxial possui 5cm, o diâmetro do corpo de prova ensaio de adensamento possui 10cm, a área do corpo de prova do ensaio de compressão triaxial há $19,63\text{cm}^2$ e são aplicados 26 golpes, a área do corpo de prova do ensaio de adensamento contem $78,54\text{ cm}^2$ feito essa relação, totalizou 104 golpes por camada.

Para distribuir os golpes por camada foi utilizado o soquete pisoteador Harvard

Miniature, conforme ilustra Figura 18, abaixo. A Figura 19, mostra a solo moldado no anel da célula de adensamento.

Figura 19 - soquete pisoteador Harvard Miniature.



Fonte: Autora, 2017

Figura. 20 – Solo moldado no anel.



Fonte: Autora, 2017

Após a moldagem do corpo de prova, antes de inserir o mesmo na célula de adensamento, conforme Figura 20, a pedra porosa foi fervida e mantida imersa até o instante de entrar em contato com o corpo de prova conforme prescreve a NBR 12007/1990, em seguida foi verificado o nivelamento da prensa, para então inserir a célula na base rígida da prensa, de acordo com Figura 21, posteriormente a isso deu se inicio ao ensaio de adensamento.

Figura 20 – célula com amostra.



Fonte: Autor, 2017

Figura 21 - célula inserida na prensa.



Fonte: Autor, 2017

Conforme determina NBR 12007/1990, antes de dar início ao ensaio, deve aplicar uma pressão inicial de 2 KPa para solos moles e 5 KPa para solos resistentes. Como o solo utilizado é considerado mole, foi aplicada uma pressão de 2 KPa e, após 5 min do solo estabilizado, foi zerado o extensômetro. Decorrido esse tempo, aplicou-se uma pressão de 10 kPa. Não foi realizado inundação do corpo de prova, pois a NBR 12007/1990 dispensa esse procedimento para amostra saturada afim de evitar expansão do corpo de prova.

Foram aplicadas as demais cargas de 20, 40, 80, 160, 320, 640KPa, mantendo cada pressão pelo período de tempo de 24 horas. O braço de alavanca da prensa de adensamento permite a multiplicação do valor da carga, inserida no braço por 10 vezes.

Para cada incremento de carga, foi realizada leitura do extensômetro da altura do corpo de prova, imediatamente antes do carregamento (tempo zero) e, nos intervalos de tempo 15s, 30s, 1min, 2min, 4min, 8min, 15min, 30min, 1h, 2hrs, 4hrs, 8hrs, 16hrs e 24hrs. A Figura 22 abaixo mostra o extensômetro, o qual é utilizado para realizar a leitura nos tempos prescritos da expansão do corpo de prova.

Figura 22 – Extensômetro fixado na prensa de adensamento.



Fonte: Autor, 2017

Completadas as leituras correspondentes ao máximo carregamento empregado foi realizado o descarregamento do corpo de prova em 3 estágios, mantendo cada carga do descarregamento por no mínimo 3 horas, fazendo leituras no extensômetro de expansão do corpo de prova, devido ao alívio de pressão.

Após o término do ensaio, efetuou-se a pesagem do solo e, posteriormente, dividindo a amostra do solo do anel em 3 cápsulas que foram levadas à estufa e mantidas 24 horas para determinar o teor de umidade final da amostras.

Para as amostras retiradas da cota -1m foi realizado o mesmo procedimento para cada uma delas. Após a realização do ensaio foram encontrados os parâmetros de adensamento das amostras ensaiadas.

3.1.4 Análise dos dados

Após a execução dos ensaios, foi realizada análise do gráfico que resulta na curva de adensamento que relaciona altura do corpo de prova (mm) e o tempo (min) com amostra de solo deformada e foi relacionada com a amostra indeformada do mesmo solo.

CAPÍTULO 4

4.1. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1.1. Resultados Obtidos no Ensaio

Foram feitos realizados ensaios de adensamento com o solo compactado, os resultados obtidos no ensaio será organizado em tensão de pré-adensamento, índice de compressão e coeficiente de adensamento.

As leituras obtidas pelo extensômetro para os incrementos de carga encontram-se no ANEXO 1. Concluído o ensaio com a obtenção de todos os dados necessários, foi realizada a análise de dados e os cálculos necessários para determinar os parâmetros do ensaio realizado, com os dados obtidos foi possível determinar a magnitude e a velocidade dos recalques do solo analisado.

A altura do corpo de prova foi de 30mm e para cada uma das amostras foi analisado adensamento que ocorria correspondente ao último incremento de carga aplicado nas amostras, Tabela 6, a seguir, apresenta a deformação sofrida e a porcentagem de recalque de cada amostra.

Tabela 6 – Porcentagem de recalque obtido no ensaio

Amostras	Altura do C. P. (mm)	Recalque (mm)	Recalque (%)
1	30	0,8	2,7
2	30	0,7	2,5
3	30	0.9	3,1

Fonte: Autora, 2017

O peso específico dos grãos (γ_s), foram obtidos através de Zen (2016), que foi determinado um valor do (γ_s) para a cota -1m é de 2,67g/cm³.

Através da massa seca e volume total da amostra, foi possível obter o valor do peso específico natural, o teor de umidade de cada amostra foi obtido conforme ANEXO 1, correspondente a cada amostra, com os valores de cada um desses índices físicos, foi possível determinar o restante dos índices físicos sendo eles: grau de saturação, porosidade e índice de vazios conforme apresenta Tabela 7.

Tabela 7 – Índices físicos iniciais do ensaio.

Amostras	γ_n (g/cm ³)	γ_d (g/cm ³)	Sr (%)	w (%)	e	n (%)
1	1,61	1,13	81,77	41,65	1,360	58
2	1,72	1,24	89,46	38,87	1,160	54
3	1,67	1,16	89,24	43,45	1,300	57

Fonte: Autora, 2017

O valor obtido para a massa específica seca (γ_d) foi ligeiramente inferior a determinada pelo ensaio de compactação realizado por Guth e Santos (2015) para a mesma amostra de solo, indicando que deveriam ter sido aplicados menos golpes na moldagem do corpo de prova, por esse motivo, como era esperado os índices seriam menores ainda do que os inicialmente esperados.

Para cada carga aplicada, foram obtidos os índices de vazios ao final de cada incremento de carga. Os resultados obtidos estão descritos na Tabela 8, para cada uma das amostras ensaiadas.

Com os resultados dos ensaios, foi possível analisar que a amostra 2, apresentou um índice de vazios inferior comparado as outras duas amostras, isso se deve pela variabilidade na compactação das amostras.

Tabela 8 – índices de vazios

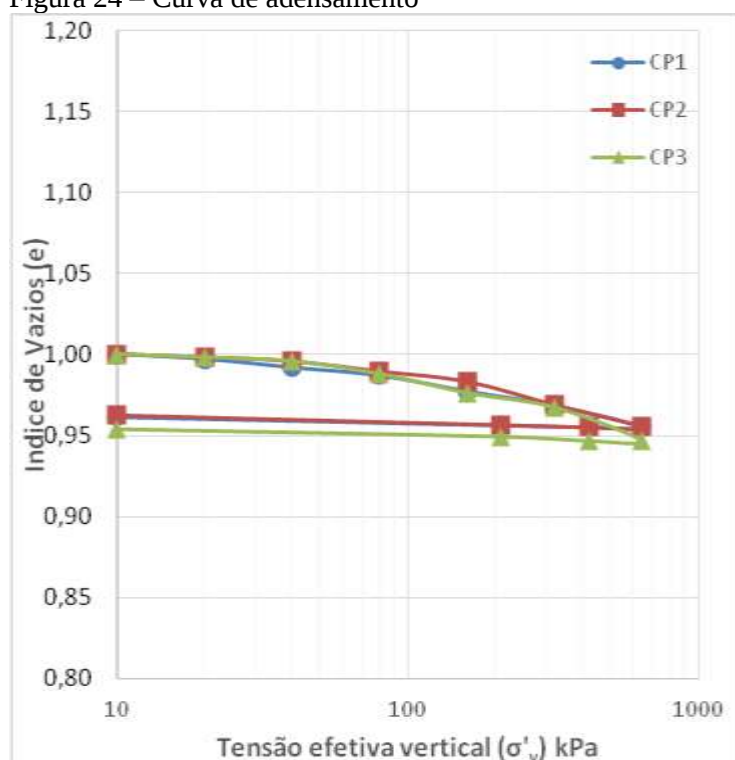
Amostra 01			Amostra 02		Amostra 03	
Tensão (KPa)	Varição do C.P. (mm)	e	Varição do C.P. (mm)	e	Varição do C.P. (mm)	e
0	30	1,360	30	1,160	30	1,300
10	29,97	1,357	29,97	1,157	29,96	1,296
20	29,92	1,353	29,94	1,155	29,92	1,293
40	29,83	1,346	29,9	1,152	29,88	1,291
80	29,75	1,341	29,8	1,145	29,75	1,281
160	29,58	1,326	29,7	1,138	29,55	1,265
320	29,43	1,315	29,47	1,121	29,4	1,254
640	29,2	1,297	29,25	1,106	29,05	1,227

Fonte: Autora, 2017

Com o índice de vazios determinado para cada incremento de carga, foi possível montar a curva de adensamento, a curva de adensamento é determinada em função do índice de vazios e logaritmo da pressão ($e \times \log Pressão$) do solo para cada uma das amostras.

Para todos os índices de vazios saírem do mesmo ponto no gráfico foi realizado uma normalização, onde foi dividido todos os índices de vazios pelo índice de vazios inicial correspondente a cada amostra. As curvas referentes ao ensaio de adensamento com amostra deformada estão ilustradas na Figura 24, as legendas utilizadas nas curvas são referentes ao corpo de prova enumerado de acordo com o número de cada amostra.

Figura 24 – Curva de adensamento



Fonte: Autora, 2017

Ao final do ensaio, o solo confinado no anel foi pesado com intuito de obter o peso específico aparente natural (γ_n), e o peso específico aparente seco (γ_d), e também foi possível determinar o teor de umidade final (w).

Com o valor do índice de vazios obtido ao final do último incremento de carga foi possível realizar uma comparação entre os índices físicos obtidos antes e após a execução do ensaio, dentre os índices físicos encontrados estão, grau de saturação final da amostra e o

valor referente ao índice de vazios final e o teor de umidade de cada amostra, conforme Tabela 9.

Tabela 9 – Comparativo de índices físicos obtidos antes e após o ensaio

Índices físicos		Amostras		
		1	2	3
γ_n (g/cm ³)	Antes do ensaio	1,61	1,78	1,67
	Depois do ensaio	1,54	1,71	1,59
γ_d (g/cm ³)	Antes do ensaio	1,13	1,24	1,16
	Depois do ensaio	1,16	1,28	1,21
w (%)	Antes do ensaio	41,65	38,87	43,45
	Depois do ensaio	32,83	33,76	31,11
E	Antes do ensaio	1,36	1,16	1,30
	Depois do ensaio	1,27	1,07	1,22
n (%)	Antes do ensaio	58	54	57
	Depois do ensaio	56	52	55

Fonte: Autora, 2017

Determinado os índices físicos para cada uma das etapas de incremento de carga, os próximos resultados obtidos foram, índice de compressão e o coeficiente de adensamento.

4.1.2. Grau de Saturação (Sr)

O grau de saturação é definido pela relação entre o volume de água e o volume de vazios presente na amostra de solo, o grau de saturação é expresso em porcentagem e é representado pela Equação 11, os dados obtidos para esse índice encontram-se na Tabela 10.

$$Sr = \frac{Va}{Vv} \times 100 \quad (11)$$

Onde:

Sr = grau de saturação

Vv = Volume de vazios

Va = Volume de água

Tabela 10 – Grau de saturação

Índice Físico	Amostra	1	2	3
Sr (%)	Antes do ensaio	81,77	89,46	89,24
	Depois do ensaio	68,90	83,93	68,34

Fonte: Autora, 2017

4.1.3. Índice de Compressão (C_c)

O trecho de recompressão da curva é dado pelo comportamento menos compressível do solo, indicado pela inclinação da curva. Quando a tensão vertical efetiva atinge o valor da tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), ocorre um aumento da compressibilidade do solo, momento em que se dá início ao trecho de compressão virgem, o trecho de expansão é caracterizado pela fase de descarregamento do ensaio de compressão edométrica.

Os índices de compressão (C_c) das amostras ensaiadas foram determinadas de acordo com a Equação 7, onde são utilizados índices de vazios inicial do solo, índice de vazios final do solo, logaritmo da tensão inicial do solo e logaritmo da tensão final. Os valores encontrados para o índice de compressão para as três amostras foram próximos, os resultados encontrados estão, na Tabela 11.

$$C_c = \frac{(\epsilon_1 - \epsilon_2)}{(\log \sigma_2 - \log \sigma_1)} \quad (7)$$

Tabela 11 – Índice de compressão amostra deformada

Amostras	Índice de compressão (C_c)
1	0,035
2	0,029
3	0,040

Fonte: Autora, 2017

4.1.4. Coeficiente de Adensamento (C_v)

Através de cada incremento de carga aplicado no ensaio, foi obtida a evolução dos recalques provocados pelo adensamento, desse modo, a curva obtida é semelhante a todas as curvas de recalque. Com esta curva é possível determinar o coeficiente de adensamento, através do tempo em que ocorre um determinado recalque, o tempo é correspondente a porcentagem de recalque.

Para determinar esse coeficiente existem dois métodos, método de Taylor (1942) e método de Casagrande (1940), ambos apresentam resultados muito próximos, porém existem alguns solos em que não é possível determinar o coeficiente pelo processo de Taylor devido à retilineidade da curva que o processo prescreve já outros solos que possuem um carregamento acentuado de adensamento não é possível determinar pelo processo de Casagrande.

Neste trabalho o método empregado foi o de Casagrande, e os resultados obtidos encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12 – Coeficiente de adensamento obtido pelo método de Casagrande

Amostra	C_v (cm ² /s)
Indeformada/Deformada	
1	0,032
2	0,030
3	0,023
Média	0,028

Fonte: Autora, 2017.

4.2. COMPARATIVO DE DADOS ENTRE AMOSTRA DEFORMADA E INDEFORMADA

4.2.1. Grau de Saturação

A comparação para o grau de saturação entre as amostras deformadas e indeformadas, apresentam seus valores na Tabela 13.

Tabela 13 – Grau de saturação amostra deformada e indeformada

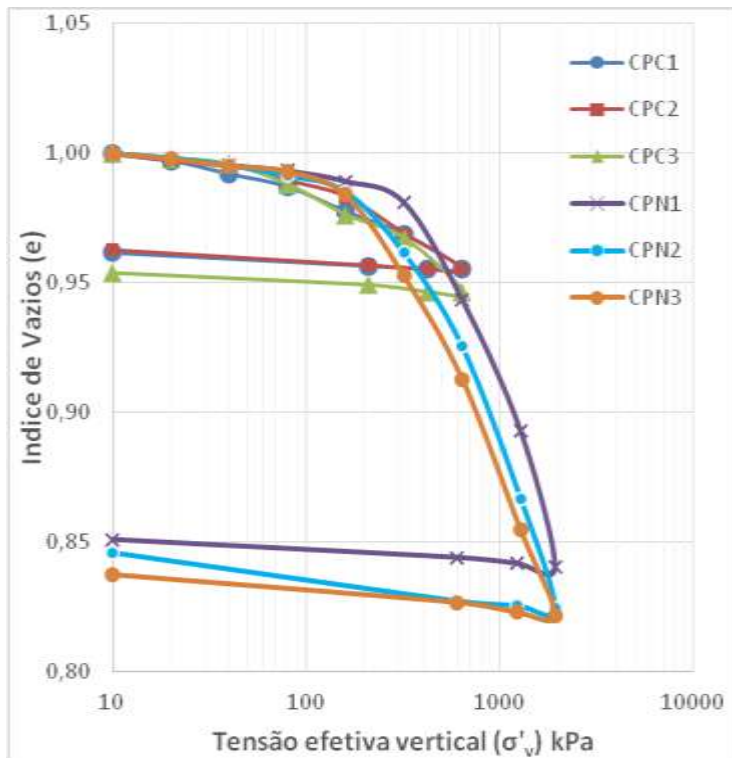
Tabela 15 - Grau de saturação amostra deformada e indeformada				
Índice Físico		1	2	3
Amostra Indeformada				
Grau de Saturação (%)	Antes do ensaio	44,4%	84,7%	80,9%
	Depois do ensaio	82,21%	84,74%	99,73%
Amostra Deformada		1	2	3
Grau de Saturação (%)	Antes do ensaio	81,77%	89,46%	89,24%
	Depois do ensaio	68,90%	83,93%	68,34%

Fonte: Autora, 2017

4.2.2. Curvas de Adensamento

Com os índices de vazios obtido no ensaio com as amostras no estado natural e compactado foi possível realizar a curva com de adensamento para as amostras, a Figura 25 apresenta a curva de adensamento referente às amostras de solo nos estados naturais e compactados, a legenda CPC significa corpo de prova compactado e o número representa a numeração da amostra, CPN representa as amostras no corpo de prova no estado natural a numeração refere-se à amostra

Figura 25 – Curva de adensamento referente às amostras no estado natural e no estado compactado



Fonte: Autora, 2017

4.2.3. Índice de Compressão

Junior (2016), obteve os dados para a amostra indeformada, comparando os índices de compressão entre amostras deformadas e indeformadas, conforme valores da Tabela 14, deram valores elevados quando comparados com a amostra deformada, a média do índice de compressão para a amostra indeformada foi de 0,035, e para a amostra deformada foi 0,28 essa diferença ocorreu devido a compactação realizada que diminui a compressão da amostra.

Tabela 14 – Comparativo entre amostras indeformadas e deformadas para o índice de compressão

Amostras Indeformadas	Índice de compressão (C_c)	Amostras Deformadas	Índice de compressão (C_c)
1	0,29	1	0,035
2	0,27	2	0,029
3	0,28	3	0,040
Média	0,28	Média	0,035

Fonte: Autora, 2017

4.2.4. Coeficiente de Adensamento (C_v)

O coeficiente de adensamento entre a amostra de solo indeformado e deformado para determinação do coeficiente de adensamento foi utilizado o método de Casagrande, onde o comparativo entre as amostras apresentou os resultados da Tabela 15. A média do coeficiente de adensamento para as duas amostras foi de $0,028\text{cm}^2/\text{s}$ o valor para esse coeficiente não se altera, pois somente quando há presença de mais faces drenantes acaba influenciando.

Tabela 15 – Valores do coeficiente de adensamento obtido pelo método de Casagrande

Amostra	C_v (cm^2/s)
Indeformada/Deformada	
1	0,032
2	0,030
3	0,023
Média	0,028

Fonte: Junior, 2016

CAPÍTULO 5

5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio de compressão edométrica, é um ensaio de grande importância para avaliar o comportamento do solo quando submetido a carregamentos verticais, com a realização do ensaio foram obtidos alguns parâmetros do solo, dentre eles: índices físicos, parâmetros de adensamento e também a tensão de pré – adensamento.

A princípio foram obtidos o teor de umidade (w) de cada ensaio, as médias do teor de umidade inicial das três amostras foram de 41,32%, após esse dado encontrado foi possível chegar ao índice de vazios (e) média obtida nos ensaios foi de 1,27, também foi possível determinar o peso específico seco (γ_d) com resultado de 1,18g/cm³.

As medias obtidas para o grau de saturação antes do ensaio foi de 70% para a amostra indeformada e 86,82% para a amostra deformada, os valores obtidos após o ensaio foi de 88,89% para a amostra indeformada e 73,72% para a amostra deformada, nota-se uma diferença de valores para os dados obtidos após o ensaio devido a compactação realizada na amostra deformada que reduz o volume de vazios da amostra de solo deformada.

A tensão de pré-adensamento encontrada do solo analisado, que é determinada pela maior tensão no qual o solo esteve submetido durante a sua vida geológica, essa tensão é determinada pelos métodos de Pacheco Silva e Casagrande a média desses valores encontrados respectivamente foi de 116,67 KPa e 140 KPa.

A velocidade do recalque é determinada pelo coeficiente de adensamento (C_v) quando o solo é submetido a uma carga, esse dado pode encontrado por dois métodos ambos são processos gráficos sendo eles, método de Taylor e o método de Casagrande, pelos dados obtidos no ensaio foi possível analisar que seria melhor obter o coeficiente de adensamento pela raiz do tempo cujo método foi definido por Casagrande, a média encontrada foi de 0,028cm²/s. A inclinação da reta de compressão do solo é dada pelo índice de Compressão (C_c), a média obtida para as três amostras foi de 0,03503.

Os resultados obtidos podem ser usados para cálculo para cálculo de dimensionamento de fundações superficiais, estimativa de recalque em relação ao fator tempo, e também, de acordo com os valores encontrados, influenciar diretamente no valor final da obra, podendo gerar economia ou no caso de dados errados ou ensaios em amostras de solo de baixa

resistência, gerar um custo extra para melhorar a qualidade do solo.

É de suma importância que novos ensaios sejam realizados para confirmar os dados obtidos, também verificar a situação de ensaios com o mesmo solo e com o mesmo método de preparação da amostra de modo a verificar a colapsibilidade do solo mediante aos incrementos de cargas aplicados.

CAPÍTULO 6

6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTURO

Realizar o ensaio com o mesmo método de preparação da amostra, porém utilizar cotas diferentes.

Realizar o ensaio nos parâmetros do ensaio de Proctor com a umidade 5% abaixo da umidade ótima presumível e 3% acima da umidade ótima presumível e fazer uma comparação com as umidades encontradas.

Por fim, realizar o ensaio adicionando algum material para verificar se a redução no adensamento e fazer uma comparação com os dados do solo sem material e com material.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M.S.S. (1996). **Aterros Sobre Solos Moles** – da concepção à avaliação do desempenho. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.1996.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**– Solo: Ensaio de compactação – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12.007** – Solo: Ensaio de adensamento unidimensional – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1990.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1987.

CASCADEL. Portal do Município de Cascavel/PR. **História**. Disponível em: <<http://www.cascavel.pr.gov.br>>. Acesso em: 25 março 2017.

DAMIN, Eduardo. **Aplicação do modelo Cam-Clay modificado ao solo de Cascavel/PR**. Trabalho de Conclusão de Curso. FAG – 2012

HACHICH, Waldemar *et al.* **Fundações: Teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, p,751. 2003.

MACIEL FILHO, Carlos Leite. **Introdução à Geologia de Engenharia**. 2. ed. Santa Maria: Editora da Universidade Central de Santa Maria, p,288 .1997.

MATHIAS, Anderson. **Ensaio Triaxial**. 2014. 88 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná - Ufpr, Curitiba, 2014.

NOGAMI, J. S. (1985). **A identificação de Solos tropicais, dificuldades e proposta de um método preliminar**. Reunião anual de pavimentação, 20. Fortaleza, ABPV.1985.

PEREIRA, Caio. **Compactação de solos**. 2016. **Escola Engenharia**. Disponível em: <http://www.escolaengenharia.com.br/compactacao-de-solo/>. Acesso em: 25 de março de 2017.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

REBELLO, Yopanan C. P.. **Fundações: Guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 3. ed. São Paulo: Zigurate Editora, p, 240. 2011.

SIMONS, Noel E.; MENZIES, Bruce K.. **Introdução a Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Interciência, 1981.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: Critérios de projeto, investigação do solo, fundações superficiais e fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, p,568 .2010.

ZEN, Beatriz. **CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DO SUBSOLO DO CAMPO EXPERIMENTAL DO CENTRO ACADÊMICO DA FAG EM CASCAVEL/PR**. 2016. 109 f. Tese (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Centro Universitário Assis Gurgacz - Cefag, Cascavel, 2016.

ANEXOS

ANEXO A – TABELAS DE LEITURA

Amostra 01

ENSAIO DE ADENSAMENTO – NBR – 12007/1990

CARACTERÍSTICA DO ANEL

Volume: 235,62 cm³

Área: 78,54 cm²

Massa: 115,20 g

Altura: 3 cm

Diâmetro: 10 cm

CARACTERÍSTICA DO CORPO DE PROVA

Massa anel + solo + água: 494g

Massa inicial do solo: 378,8 g

Massa específica aparente: 1,61g/cm³

Massa específica aparente seca: 1,67 g/cm³

DETERMINAÇÃO DA ÚMIDADE						
	Úmidade inicial (%)			Úmidade final(%)		
Cápsula	1	2	3	1	2	3
Tara (g)	36,1	30	28,7	32,89	32,05	28,95
Tara + Solo + Água(g)	136,5	124,37	123,29	151	146,49	157,52
Solo Inicial (g)	114,44	104,68	102,85	126,6	123,3	131,4
Solo Seco(g)	78,34	74,68	74,15	93,71	91,25	102,45
Úmidade (%)	46,08	40,17	38,71	35,10	35,12	28,26
Úmidade Média (%)	41,65			32,83		

Cargas (Kpa)	10	20	40	80	160	320	640
Datas	29/08/2017	30/08/2017	31/08/2017	01/09/2017	04/09/2017	05/09/2017	11/09/2017
TEMPO	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
15 S	0	0,03	0,08	0,17	0,25	0,42	0,57
30 S	0,01	0,03	0,09	0,2	0,26	0,43	0,58
1 min	0,01	0,03	0,1	0,21	0,27	0,45	0,6
2 min	0,01	0,05	0,11	0,21	0,28	0,46	0,62
4 min	0,01	0,05	0,12	0,21	0,3	0,47	0,65
8 min	0,02	0,05	0,12	0,21	0,31	0,48	0,67
15 min	0,02	0,05	0,12	0,22	0,32	0,49	0,68
30 min	0,02	0,05	0,13	0,22	0,33	0,5	0,69
1 hora	0,02	0,6	0,14	0,22	0,36	0,52	0,7
2 horas	0,02	0,7	0,14	0,23	0,36	0,52	0,73
4 horas	0,02	0,7	0,15	0,23	0,38	0,55	0,76
8 horas	0,03	0,08	0,17	0,23	0,42	0,56	0,77
24 horas	0,03	0,08	0,17	0,25	0,42	0,57	0,8

AMOSTRA 02

ENSAIO DE ADENSAMENTO – NBR – 12007/1990

CARACTERÍSTICA DO ANEL

Volume: 235,62 cm³Área: 78,54 cm²Massa: 115,20 gAltura: 3 cmDiâmetro: 10 cm

CARACTERÍSTICA DO CORPO DE PROVA

Massa anel + solo + água: 520,66gMassa inicial do solo: 405,46 gMassa específica aparente: 1,72 g/cm³Massa específica aparente seca: 1,24 g/cm³

DETERMINAÇÃO DA ÚMIDADE						
	Úmidade inicial (%)			Úmidade final(%)		
Cápsula	1	2	3	1	2	3
Tara (g)	37,5	37,3	30	37,5	32,9	35,42
Tara + Solo + Água(g)	147,26	145,23	110,87	152,09	148,21	161,08
Solo Inicial (g)	131,5	141,24	103,47	138,24	131,8	150,41
Solo Seco(g)	94	103,94	73,47	100,74	98,9	115
Úmidade (%)	39,89	35,90	40,83	37,22	33,27	30,79
Úmidade Média (%)	38,87			33,76		

Cargas (Kpa)	10	20	40	80	160	320	640
Datas	19/09/2017	20/09/2017	21/09/2017	22/09/2017	25/09/2017	26/09/2017	27/09/2017
TEMPO	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
15 s	0	0,03	0,06	0,1	0,2	0,3	0,53
30 s	0,01	0,03	0,06	0,1	0,21	0,4	0,55
1 min	0,01	0,03	0,06	0,13	0,21	0,41	0,56
2 min	0,01	0,03	0,07	0,13	0,21	0,42	0,6
4 min	0,01	0,04	0,07	0,13	0,23	0,44	0,61
8 min	0,01	0,05	0,07	0,13	0,23	0,45	0,62
15 min	0,02	0,05	0,07	0,14	0,23	0,46	0,64
30 min	0,02	0,05	0,08	0,16	0,23	0,47	0,65
1 hora	0,02	0,05	0,08	0,17	0,27	0,49	0,66
2 horas	0,02	0,05	0,08	0,17	0,27	0,5	0,7
4 horas	0,02	0,06	0,08	0,17	0,27	0,51	0,72
8 horas	0,02	0,06	0,1	0,17	0,27	0,52	0,73
24 horas	0,03	0,06	0,1	0,2	0,3	0,53	0,75

AMOSTRA 03

ENSAIO DE ADENSAMENTO – NBR – 12007/1990

CARACTERÍSTICA DO ANEL

Volume: 235,62 cm³Área: 78,54 cm²Massa: 115,20 gAltura: 3 cmDiâmetro: 10 cm

CARACTERÍSTICA DO CORPO DE PROVA

Massa anel + solo + água: 510,23gMassa inicial do solo: 395,03 gMassa específica aparente: 1,67g/cm³Massa específica aparente seca: 1,16g/cm³

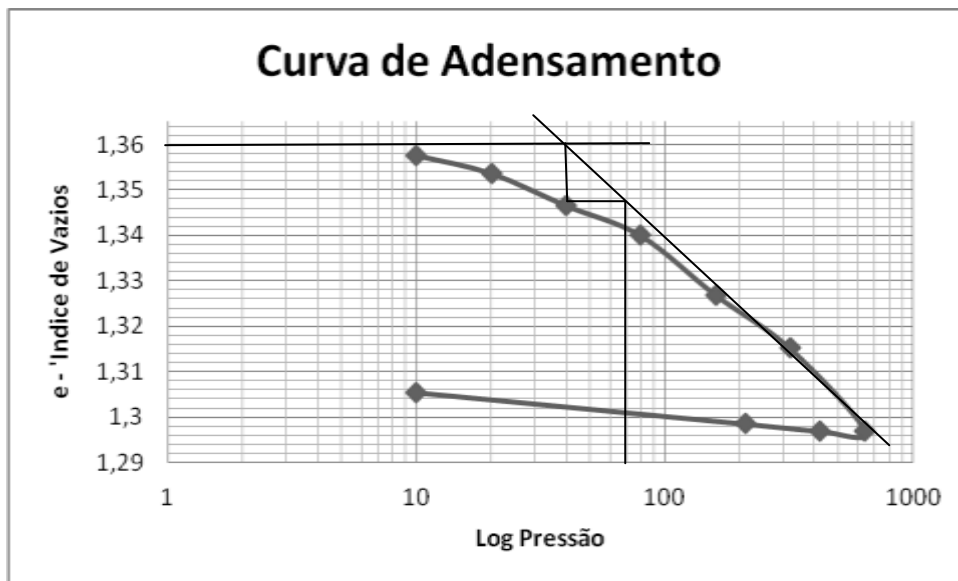
DETERMINAÇÃO DA ÚMIDADE						
	Úmidade inicial (%)			Úmidade final(%)		
Cápsula	1	2	3	1	2	3
Tara (g)	35,29	37,32	27,8	37,48	29,97	35,4
Tara + Solo + Água(g)	111,23	116,8	109	147,44	169,08	217,34
Solo Inicial (g)	109	122,18	100,01	129,89	141,18	172,37
Solo Seco(g)	73,71	84,86	72,21	92,41	111,21	137
Úmidade (%)	47,87	43,98	38,50	40,56	26,95	25,82
Úmidade Média (%)	43,45			31,11		

Cargas	10 Kpa	20 Kpa	40 Kpa	80 Kpa	160 Kpa	320 Kpa	640 Kpa
Datas	29/09/2017	02/10/2017	03/10/2017	04/10/2017	05/10/2017	06/10/2017	09/10/2017
TEMPO	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)	Leitura (mm)
15 s	0,01	0,04	0,08	0,12	0,25	0,45	0,6
30 s	0,01	0,04	0,08	0,13	0,26	0,46	0,63
1 min	0,01	0,05	0,09	0,13	0,27	0,47	0,65
2 min	0,01	0,05	0,09	0,13	0,28	0,48	0,68
4 min	0,02	0,05	0,09	0,15	0,3	0,49	0,7
8 min	0,02	0,06	0,09	0,16	0,32	0,51	0,72
15 min	0,02	0,06	0,1	0,16	0,32	0,52	0,74
30 min	0,03	0,06	0,1	0,16	0,34	0,53	0,76
1 hora	0,03	0,06	0,1	0,18	0,35	0,54	0,78
2 horas	0,03	0,07	0,1	0,19	0,37	0,54	0,8
4 horas	0,04	0,07	0,1	0,2	0,39	0,55	0,87
8 horas	0,04	0,07	0,11	0,22	0,4	0,57	0,9
24 horas	0,04	0,08	0,12	0,25	0,45	0,6	0,95

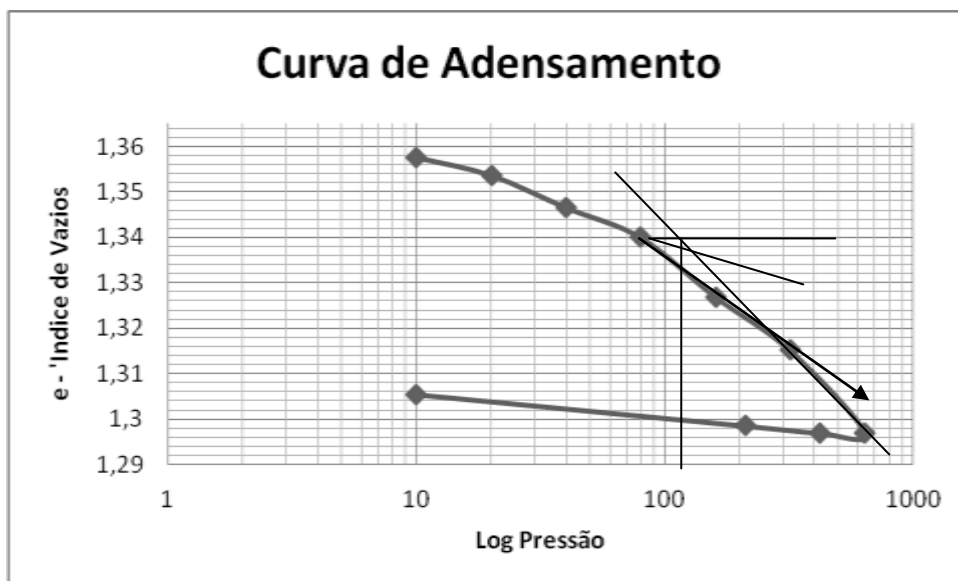
ANEXO B – TENSÃO PRÉ – ADENSAMENTO

AMOSTRA 01

Pacheco Silva

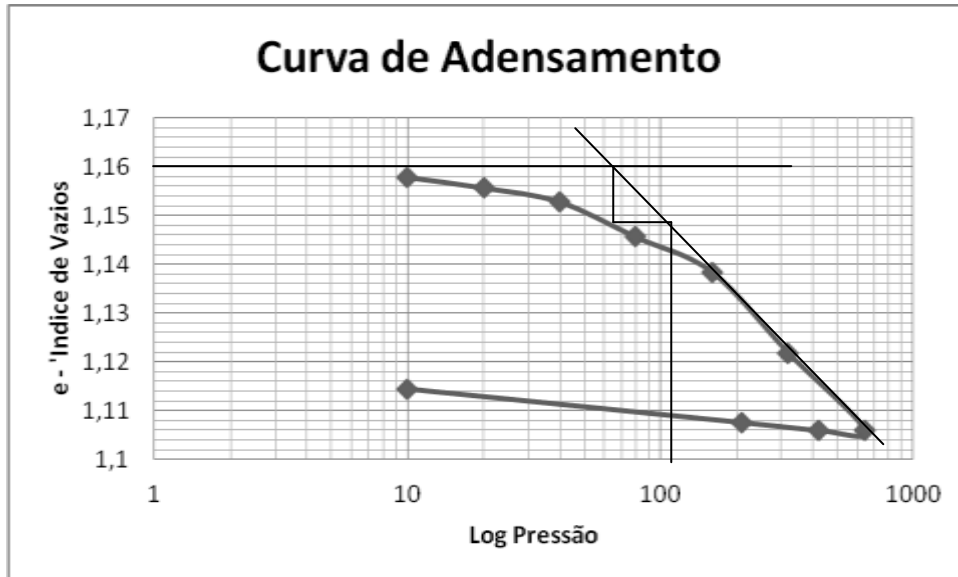


Casagrande

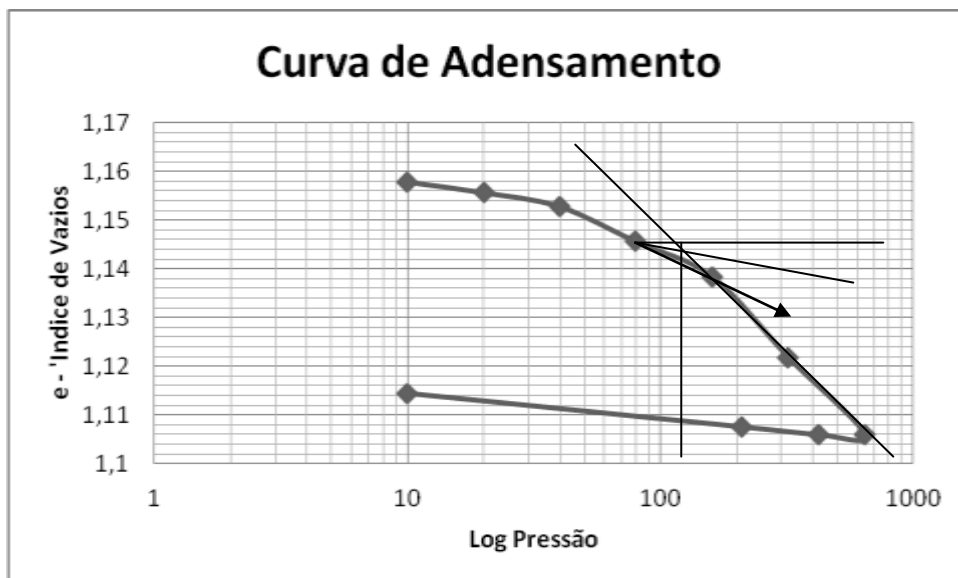


AMOSTRA 02

Pacheco Silva

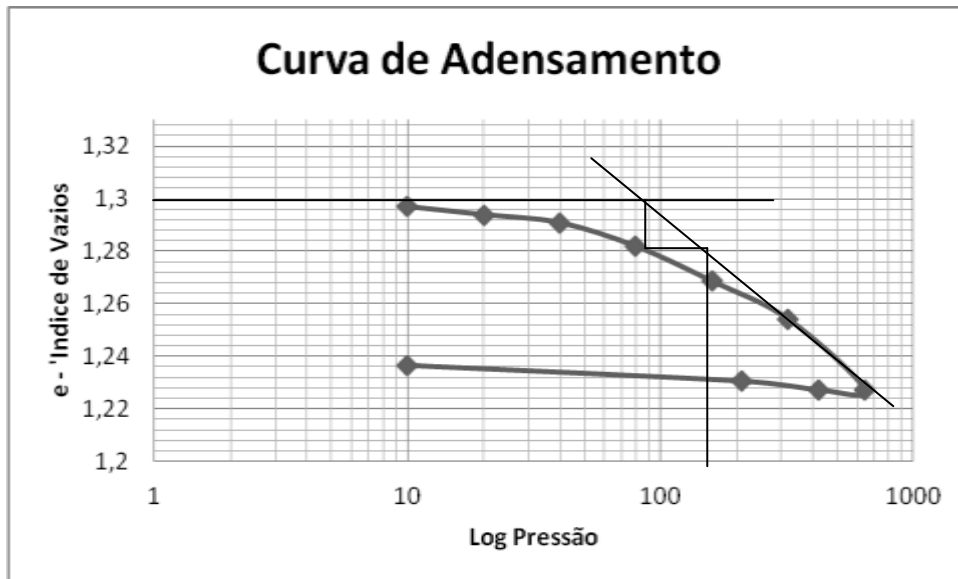


Casagrande

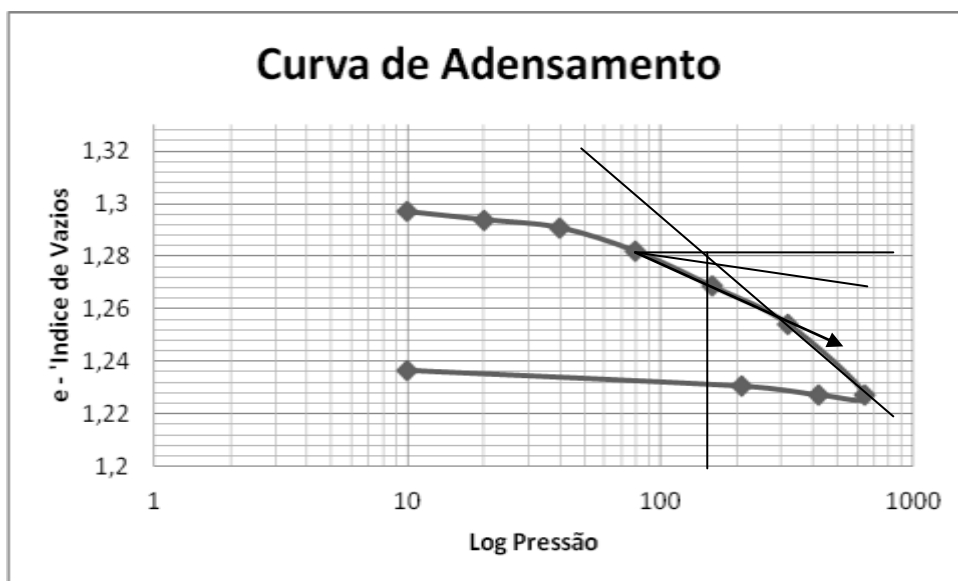


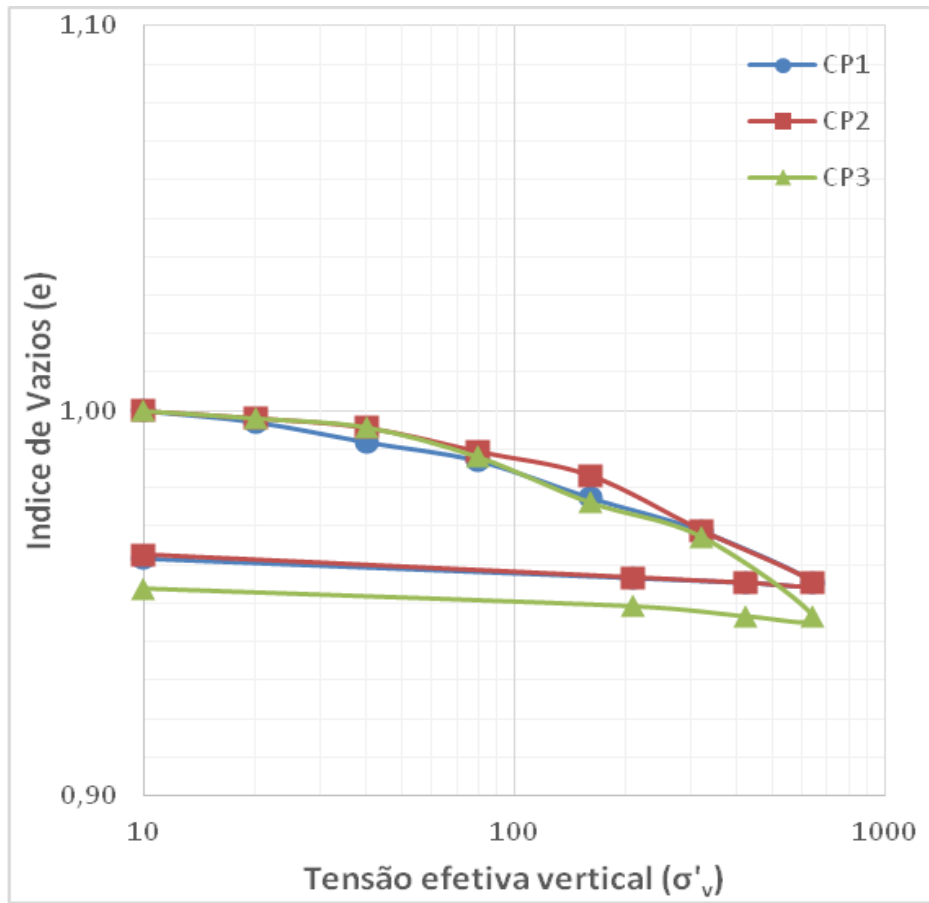
AMOSTRA 03

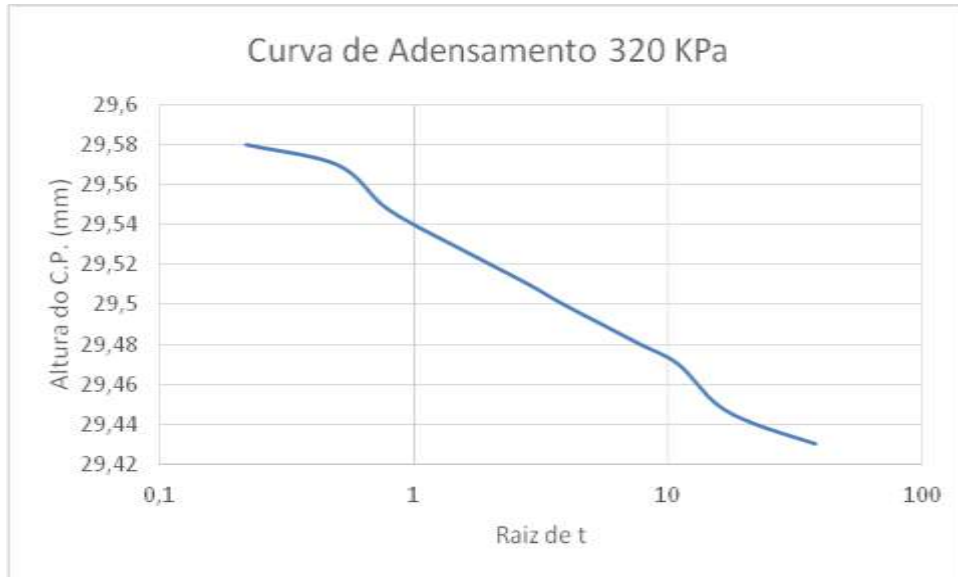
Pacheco Silva



Casagrande



ANEXO C – TENSÃO DE PRÉ ADENSAMENTO TRÊS AMOSTRAS

ANEXO D – COEFICIENTE DE ADENSAMENTO**AMOSTRA 01**

AMOSTRA 02



AMOSTRA 03

