

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
DIEGO HENRIQUE BARZOTTO

DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE PARA FUNDAÇÕES
RASAS NA REGIÃO DE CASCAVEL - PR

CASCAVEL - PR
2018

CENTRO UNIVERSITÁRIO ASSIS GURGACZ
DIEGO HENRIQUE BARZOTTO

**DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE PARA FUNDAÇÕES
RASAS NA REGIÃO DE CASCAVEL - PR**

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: Mestre Engenheiro Civil
Maycon André de Almeida.**

CASCAVEL – PR
2018

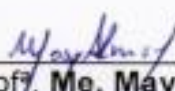
CENTRO UNIVERSITÁRIO FAG

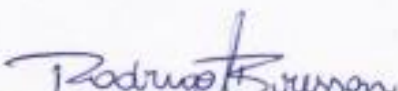
DIEGO HENRIQUE BARZOTTO

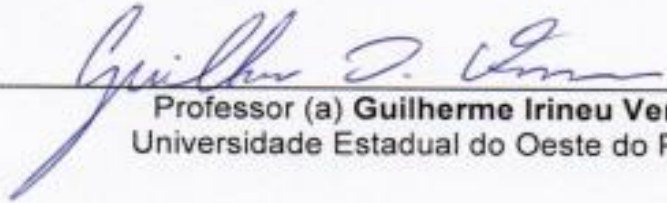
**DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE RECALQUE PARA FUNDAÇÕES
RASAS NA REGIÃO DE CASCAVEL - PR**

Trabalho apresentado no Curso de Engenharia Civil, do Centro Universitário Assis Gurgacz, como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, sob orientação do Professor Mestre Maycon André de Almeida

BANCA EXAMINADORA


Orientador (a) Prof. **Me. Maycon André de Almeida**
Centro Universitário Assis Gurgacz


Professor (a) **Rodrigo Techio Bressan**
Centro Universitário Assis Gurgacz


Professor (a) **Guilherme Irineu Venson**
Universidade Estadual do Oeste do Paraná

Cascavel, 06 de dezembro de 2018.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pela oportunidade e por me iluminar e abençoar a cada passo desde o início desta caminhada até aqui.

Aos meus pais, Marco Antonio Barzotto e Juliane Baptista da Silva Barzotto também pela oportunidade e por nunca medirem esforços para que este sonho se tornasse realidade.

À minha namorada, Andréia Cambruzzi Liberali por todo o apoio prestado até aqui, sempre me incentivando e dando forças para terminar o projeto.

Ao colega Mateus Vinícius da Silva que iniciou o projeto no começo deste ano junto a mim, porém não pôde estar presente até a conclusão do mesmo, agradeço imensamente a sua contribuição.

Ao meu orientador, Me. Maycon André de Almeida por todo o apoio, dedicação e principalmente a paciência durante todo o ano.

Por fim, agradeço a todos que colaboraram o mínimo que tenha sido para a finalização deste trabalho, sou imensamente grato por todos que passaram por este caminho até aqui.

RESUMO

A cidade de Cascavel encontra-se em uma região de clima tropical, tendo como características principais os altos índices pluviométricos e a alta temperatura. Sendo assim, o solo assume características compatíveis com tal clima, sendo um solo laterítico com características colapsíveis. Solos com características colapsíveis apresentam uma queda brusca da sua resistência quando seu teor de umidade é elevado, tornando-se então, mais suscetível ao recalque. Desta forma, o recalque se torna um fator de grande importância no desenvolvimento do projeto de fundações rasas por ser decisivo na aparição ou não de manifestações patológicas na futura edificação. Afim de analisar a aplicabilidade do coeficiente de recalque para a estimativa destes recalques diferenciais, evitando assim maiores problemas para a edificação, este trabalho foi realizado com o objetivo de determinar o coeficiente de recalque para a execução de fundações rasas na região de Cascavel – PR, por meio de métodos semi-empíricos. Foram analisados dados correspondentes a provas de carga executadas no solo do Campo Experimental de Geotecnia da FAG (CEEFG) para a determinação deste coeficiente a partir de diferentes métodos analíticos e estimativos. A partir da análise dos resultados obtidos através de tais cálculos, pode-se observar de fato a característica colapsível deste solo, sendo que o mesmo teve uma diferença considerável quando analisado com características fictícias de inundação.

Palavras-chave: coeficiente de recalque, solo colapsível, recalque.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Demonstração de sapata isolada	14
Figura 2 - Demonstração de sapata corrida	15
Figura 3 - Esquema de ensaio de prova de carga em placa	16
Figura 4 - Curva tensão x recalque	17
Figura 5 - Recalque inicial, primário e secundário.....	19
Figura 6 - Campo experimental de engenharia geotécnica (CEEF)	25
Figura 7 - Curva granulométrica, solo campo experimental	26
Figura 8 - Curva tensão x recalque com o solo do CEEF em estado natural	27
Figura 9 - Curva tensão x recalque com o solo do CEEF em estado pré-inundado	28
Figura 10 - Obtenção de k	29
Figura 11 - Prova de carga inundada 01	33
Figura 12 - Prova de carga inundada 02 e Figura 13 - Prova de carga inundada 03.....	34
Figura 14 - Prova de carga natural 01	34
Figura 15 - Prova de carga natural 02 e Figura 16 - Prova de carga natural 03.....	35

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores característicos de k_v	21
Tabela 2 - K_v obtido por Terzaghi (1955)	22
Tabela 3 - K_v obtido pelo American Concrete Institute	22
Tabela 4 - Índices físicos do solo do CEEF.....	26
Tabela 5 - Comparativo dos resultados obtidos.....	28
Tabela 6 - Coeficiente α	30
Tabela 7 - Coeficiente K	31
Tabela 8 - Fator de influência I_p	31
Tabela 9 - Coeficiente de Poisson (μ)	31
Tabela 10 - Comparativo dos coeficientes de recalque obtidos	37

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 01: Altura para as sapatas.....	15
Equação 02: Determinação de coeficiente de recalque ou coeficiente de mola.....	20
Equação 03: Determinação de k_v , segundo Winkler.....	20
Equação 04: Determinação de k_v , segundo Velloso e Lopes.....	23
Equação 05: Determinação de k_v , segundo o American concrete insitute.....	23
Equação 06: Determinação de k_v , segundo Terzaghi e Peck.....	24
Equação 07: Determinação de k_b	24
Equação 08: Determinação de k_b segundo Boussinesq.....	29
Equação 09: Determinação de k_b segundo Vésic.....	30
Equação 10: Módulo de Young.....	30

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

Adm:	Admissível
B:	Menor dimensão da fundação
b:	Menor dimensão da placa
CEEF:	Campo experimental de engenharia civil do Centro Universitário Assis Gurgacz
cm:	Centímetros
ELU:	Estado de Limite Último
FAG:	Fundação Assis Gurgacz
h:	Altura da sapata
IP:	Índice de plasticidade
ISC:	Índice de suporte califórnia
Kg:	Quilograma
Kgf:	Quilograma força
Kpa:	Quilo pascal
LL:	Limite de liquidez
LP:	Limite de plasticidade
m:	Metros
Máx.:	Máximo
Min.:	Mínimo
mm:	Milímetros
N.A:	Nível de água
N:	Newton
NBR:	Norma brasileira regimentada
PR:	Paraná
<i>Is, B:</i>	Fator de forma para a fundação
<i>Is, b:</i>	Fatores de forma da placa
<i>kv, B:</i>	Coeficiente de reação vertical da fundação
<i>kv, b:</i>	Coeficiente de reação vertical da placa
<i>kv:</i>	Coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque ou coeficiente de mola
δ:	Recalque diferencial
ρ:	Recalque absoluto

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	8
1.1	OBJETIVOS	9
1.1.1	Objetivo geral.....	9
1.1.2	Objetivos específicos	9
1.2	JUSTIFICATIVA.....	9
1.3	FORMULAÇÃO DO PROBLEMA	10
1.4	FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE	10
1.5	DELIMITAÇÃO DA PESQUISA	10
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	11
2.1	ORIGEM DOS SOLOS	11
2.1.1	Solos lateríticos	12
2.2	Solos colapsíveis.....	13
2.3	FUNDAÇÕES.....	13
2.3.1	Sapatas.....	14
2.3.2	Sapatas corridas.....	15
2.3.3	Radier	15
2.4	PROVA DE CARGA EM PLACA.....	16
2.5	RECALQUE	17
2.6	RECALQUE EM SOLOS COLAPSÍVEIS	18
2.6.1	Recalque absoluto	18
2.6.2	Recalque limite.....	19
2.7	COEFICIENTE DE RECALQUE	20
2.7.1	Correlações de k_v	21
2.7.2	Correções de k_v	24
3	METODOLOGIA	25
3.1	TIPO E LOCAL DE PESQUISA.....	25
3.1.1	Caracterização do subsolo do CEEF	25
3.2	ANÁLISE DAS PROVAS REALIZADAS.....	27
3.3	ANÁLISE SEMI-EMPÍRICA E DETERMINAÇÃO DE K_v	28

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	33
4.1	ESTIMATIVAS A PARTIR DE CORRELAÇÕES DE Kv	35
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	39
6	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	40
	REFERÊNCIAS	41

1 INTRODUÇÃO

A execução de fundações rasas não recebe a devida atenção da maioria dos profissionais que executam e projetam tais elementos, tendo em vista que, os testes para determinação do coeficiente de recalque são, muitas vezes, ignorados pelos responsáveis. Considerando esse fato, este tipo de elemento estrutural é hoje muito suscetível a certas patologias, tanto visuais como estruturais, principalmente, em solos colapsíveis e de alta porosidade, como grande parte dos solos brasileiros e do Paraná.

Levando em conta o programa habitacional do Brasil, ressurgiu a preferência por se projetar fundações em radier (fundação do tipo rasa), para edificações de pequeno porte. Para definir as condições de apoio do radier, que é subdividido, geralmente, em vigas, torna-se necessário o amplo conhecimento da rigidez delas que, por sua vez, depende do coeficiente de recalque do solo. Por esta razão, percebe-se um aumento na procura de diferentes métodos para a determinação deste coeficiente.

Vieira et al. (2017) afirmam que as fundações rasas demonstram bom desempenho, no momento em que, são aplicadas em solos arenosos e compactos, situação não condizente com solos argilosos e colapsíveis de maneira geral. Portanto, é de extrema importância, a execução de ensaios específicos para determinação do coeficiente de recalque do solo, executando provas de carga que simulam que o solo seja uma mola, e levam a camada testada à sua ruptura, determinando assim uma relação tensão x deformação para aquele determinado solo.

Para Berberian (1972), a análise por provas de cargas aplicadas em placas circulares não traz resultados específicos para o solo de cada obra a ser executada, isso ocorre devido à grande variação de comportamento dos diferentes tipos de solo, depende de sua natureza e das condições em que ele se encontra. Assim, as hipóteses levantadas à respeito de seu comportamento mecânico, devem ser elaboradas, seguindo parâmetros que simulem as características específicas daquele determinado solo.

Desta forma, este estudo tem o objetivo de determinar o coeficiente de recalque que deve ser utilizado para a execução de fundações rasas na cidade de Cascavel – PR, afim de proporcionar a projetistas, parâmetros otimizados para estimativas de recalques mais próximas da realidade das obras.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Determinar os coeficientes de recalque, com o solo natural e pré-inundado, para casos fictícios, utilizando dados de provas de carga em placa realizadas no CEEF

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Reunir os principais métodos para a estimativa do coeficiente de recalque;
- b) Verificar a confiabilidade da utilização de coeficientes de recalque estimados e característicos;
- c) Comparar os coeficientes determinados pelas provas de carga e pelos métodos estimados e verificar sua aplicabilidade.

1.2 JUSTIFICATIVA

O tema foi escolhido devido à importância do estudo do recalque, considerando os riscos que a supressão deste estudo pode trazer, que podem ser exemplificados por diversas manifestações patológicas causadas pela não consideração do recalque na etapa de projetos, tais como fissurações, trincamentos, desaprumos e rachaduras.

A não determinação do coeficiente de recalque de um solo para uma obra pode ser responsável por futuros problemas para a edificação, tais como: desaprumos, trincas, fissuras e consequentes infiltrações. Tendo em vista que, o surgimento de tais manifestações patológicas pode também trazer riscos às estruturas, além de que, deixar de executar testes para determinação de tal coeficiente, pode trazer riscos à vida de quem frequenta o local.

Por fim, este estudo tem como objetivo, determinar o coeficiente de recalque para obras de fundações rasas, e, mostrar a importância deste coeficiente para o dimensionamento e execução de edificações, em regiões de solo argiloso residual e laterítico, realizando um estudo direcionado para fundações rasas executadas na região de Cascavel.

1.3 FORMULAÇÃO DO PROBLEMA

A adoção do coeficiente de recalque para o dimensionamento de fundações diretas, pode contribuir para uma previsão adequada dos recalques para o solo de Cascavel – PR?

1.4 FORMULAÇÃO DA HIPÓTESE

O surgimento de manifestações patológicas em edificações é praticamente inevitável, tanto por erros na execução, quanto por erros de projeto. A determinação do coeficiente de recalque, pode ser um fator importante durante o processo de dimensionamento da fundação, tendo em vista que, se ele não for considerado durante o projeto, trincas e até mesmo, problemas estruturais graves poderão acontecer após o término da obra. Para evitar tal problema, é de grande importância que sejam realizados estudos e testes específicos, principalmente para solos colapsíveis, para que assim, seja determinado o coeficiente de recalque e a fundação não cause futuros problemas estruturais ou qualquer outra patologia.

1.5 DELIMITAÇÃO DA PESQUISA

A pesquisa será limitada à determinação do coeficiente de recalque, a partir de provas de carga, previamente, realizadas no Campo Experimental de Engenharia Civil do Centro Universitário Assis Gurgacz (CEEf).

Os dados utilizados são provenientes de ensaios realizados anteriormente no CEEf, utilizando dados de ensaios de provas de carga em placa realizados por Vieira et al. (2017), além de dados de Índice de suporte Califórnia fornecidos por Santos e Guth (2015) e dados de caracterização de solo, compactação e CBR fornecidos por Zen e Almeida (2018). A utilização destes dados ocorrerá de forma a realizar a estimativa do coeficiente de recalque do solo estudado, a partir da compilação de tais resultados e o estudo das correlações semi-empíricas entre eles.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ORIGEM DOS SOLOS

Os solos têm sua origem, por meio, da deterioração das rochas que se encontram na natureza, através de suscetíveis ações de agentes físicos e químicos, como o sol, água das chuvas, ventos, altas temperaturas, alterando as propriedades físicas e químicas dos minerais, ocorrendo o mecanismo de intemperismo e levando a decomposição das rochas.

Segundo Teixeira et al. (2000), a variação de temperatura do dia e da noite, ao longo das diferentes estações do ano, faz com que, as rochas se contraíam e se expandam, ocasionando fraturas e levando à fragmentação dos grãos minerais. A variação de umidade, também, pode ocasionar a fragmentação das rochas, ocorrendo assim o intemperismo físico.

Ainda conforme o autor acima, o intemperismo químico tem como seu principal agente a água da chuva, a qual se infiltra e percola nas rochas, e, a partir desta percolação, a água acaba levando consigo minerais dissolvidos, que em contato com a rocha acabam por gerar reações entre os minerais por ela trazidos e o minerais da rocha, causando reações de oxidação, hidratação, hidrólise e lixiviação, assim acelerando o processo de intemperismo químico. De acordo com Pinto (2006), a composição dos solos depende da rocha mãe, que sofre desagregação por ações físicas e químicas, e, formam os solos.

De acordo com Farias (2012), os solos de regiões tropicais, com temperaturas e umidades elevadas, evoluem através de fatores de intemperismo. Esses fatores de intemperismo atuam na estrutura, dando aos solos formados a partir destes intemperismos características de permeabilidade, porosidade, resistência e colapsibilidade.

A classificação dos solos caracteriza-se pela sua granulometria, tendo uma variação de tamanhos nos seus grãos de partículas (PINTO, 2006). Na NBR 6502 (ABNT, 1995) as partículas de solo são classificadas conforme o seu tamanho, sendo dividido em oito diferentes diâmetros, em: argila, silte, areias e pedregulhos.

Pinto (2006) relata ainda que, solos provenientes de basalto são solos argilosos, de gnisso são solos siltosos, e, provenientes do granito, são solos arenosos contendo silte e argila. Pinto (2006) ainda afirma que, inicialmente, os solos residuais se caracterizam pela sua heterogeneidade, que reproduz a heterogeneidade de sua rocha matriz. Pode-se classificar, também, os solos quanto à sua origem, sendo divididos em: residuais, transportados, orgânicos, lateríticos e colapsíveis.

Solos residuais se originam da decomposição da rocha local, não transportado pela ação do vento, chuva ou gravidade. Segundo Mendes (2008), solos residuais tropicais tem o favorecimento da sua formação através do intemperismo, pois são regiões quentes e com umidade elevada. Primeiramente ocorre o intemperismo físico, causado geralmente por ações da água e da temperatura, o que justifica a maior facilidade da ocorrência desse tipo de solo em áreas de clima tropical. O intemperismo físico consiste no trabalho de dilatação e desgaste da rocha a partir das mudanças de estado da água e das variações de temperatura no local, que causam fissurações na rocha mãe, permitindo a entrada da água na mesma. Com a entrada da água, entra em ação o intemperismo químico, que consiste na desagregação da rocha em partículas menores a partir de processos e reações químicas, o que forma o solo conhecido por residual.

Solos transportados, de acordo com Pinto (2006), também sofrem a ação do intemperismo, e são solos transportados pela ação do vento, água, gravidade e geleiras, depositando-se em outros locais. Ao ser transportado por qualquer um dos meios citados, este tipo de solo perde as características da rocha-mãe

2.1.1 Solos lateríticos

Solos lateríticos são solos geralmente encontrados em regiões tropicais, ou seja, regiões de grande intemperismo devido à alta variabilidade de temperatura e alto grau de umidade. A partir da forte ação do intemperismo, são formados os solos conhecidos como residuais e colapsíveis, que é o caso do solo laterítico.

Conforme Pinto (2006), os solos lateríticos tem sua fração de argila constituída, predominantemente, de minerais cauliníticos e apresentam elevada confluência de ferro e alumínio na forma de óxidos e hidróxidos, no qual resulta na coloração avermelhada. Os solos lateríticos se apresentam geralmente não saturados e com índice de vazios elevado, sendo assim, sua capacidade de suporte é baixa.

Quando compactados, sua capacidade de suporte é elevada. Depois de compactado, o solo laterítico apresenta contração caso o teor de umidade diminuir, mas não apresenta expansão na presença de água.

2.2 Solos colapsíveis

São solos com baixa resistência mecânica, em que no momento que seu teor de umidade é elevado, faz com que eles percam quase que totalmente sua resistência, sendo necessário um rearranjo estrutural do mesmo para o suporte da carga atuante, ocorrendo a redução do teor e ocasionando o fenômeno denominado colapso do solo. Segundo Pinto (2006), alguns solos não saturados apresentam uma considerável e rápida redução de volume quando submetidos a um aumento brusco de umidade, sem que varie a tensão total no qual estão submetidos, formando a definição de solos colapsíveis.

Segundo Carvalho et. al (2015), a característica principal de solos não saturados é a tendência de sofrer variações de volume, quando alterado o teor de umidade. Quando se aumenta tal teor, pode ser causada uma redução de volume e resultando na redução da aderência entre as partículas, um rearranjo estrutural e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante e o novo teor de umidade ou nova sucção, momento em que se designa como solo colapsível ou colapsável, aos solos que experimentam tal fenômeno.

O fenômeno de colapso de acordo com Carvalho et. al (2015), pode ter ocorrência em qualquer tipo de solo: solos do tipo de formação através de transporte eólicos, solos de baixa densidade e não saturados e solos compactados, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade, estas são condições essenciais para ter a manifestação desse fenômeno.

De acordo com Rebello (2011), os solos colapsíveis são aqueles que apresentam grande porosidade, formados tanto por areias como por argilas, apresentando suas partículas unidas por agentes cimentícios.

2.3 FUNDAÇÕES

Segundo Azeredo (1998), as fundações são elementos cuja função é transmitir as cargas atuantes da estrutura para a camada resistente do solo em que se apoia. As fundações devem transferir e distribuir as cargas de modo seguro, para que não provoque recalques diferenciais à estrutura. As fundações são divididas em dois grupos: fundações superficiais (diretas ou rasas), e fundações profundas (indiretas).

Conforme a norma NBR 6122/2010, fundações profundas ou indiretas, são aquelas que transmitem a carga ao terreno pela sua base (resistência de ponta), pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação de ambas, e ainda que a mesma está assente em profundidade superior ao dobro da sua menor dimensão em planta e, no mínimo a uma

profundidade de 3 metros. Estão inclusas neste tipo de fundação estacas, que são divididas em injetadas, escavadas e por deslocamento, além dos tubulões.

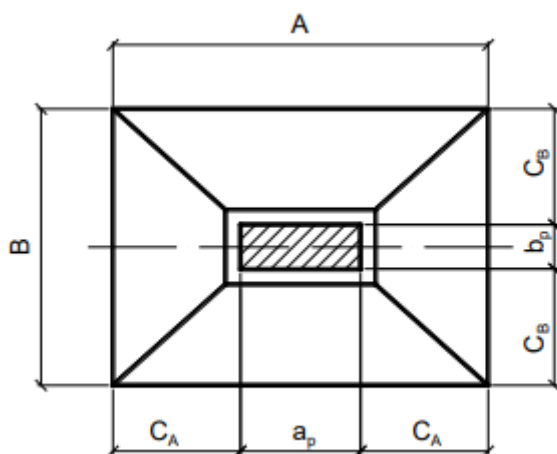
Diferentemente das fundações rasas ou diretas, este tipo de fundação usa outro princípio para a transmissão dos esforços da edificação para o solo, sendo os mesmos transferidos ao solo através do atrito lateral.

A NBR 6122 (ABNT, 2010), relata que, fundações superficiais ou diretas, são aquelas em que a carga do elemento de fundação é transmitida ao solo através das tensões distribuídas sob a base da fundação, e, a profundidade da cota de apoio ao terreno é inferior à duas vezes a menor dimensão da fundação. As fundações rasas podem ser sapatas, blocos ou radier.

2.3.1 Sapatas

Velloso e Lopes (2010), definem sapatas como um elemento de fundação superficial executado em concreto armado (Figura 01), tendo em vista que, este dimensionado de forma que as tensões de tração, resultantes neste elemento sejam resistidas por armaduras dispostas com este objetivo. Por este motivo, as sapatas possuem menor altura do que blocos de fundação.

Figura 1 - Demonstração de sapata isolada



Fonte: Bastos, 2016.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), as sapatas podem ser projetadas com altura constante ou variável. Ao se projetar com altura variável, opta-se por uma economia considerável de concreto para sapatas maiores, considerando que, estas sapatas podem aparecer de diversas formas. As sapatas possuem rigidez elevada, levando em conta que, geralmente, se adota uma altura para as sapatas que é definida pela Equação 01.

$$h \geq d / 2 + 5 \text{ cm} \quad (1)$$

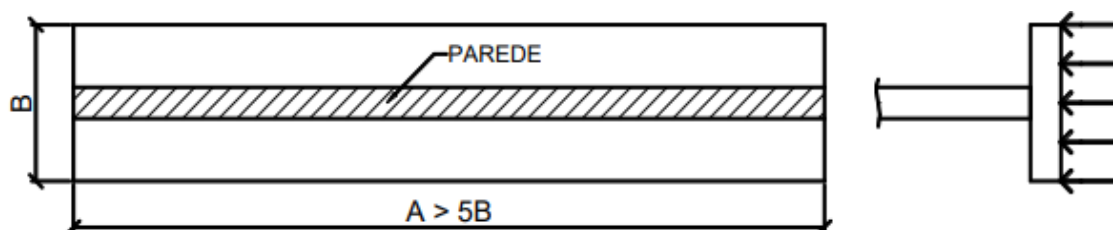
O cálculo de recalque para sapatas é determinado considerando a sapata como um elemento isolado, sem a necessidade de uma análise posterior da interação solo x estrutura de fundação. No caso, se ocorrer excentricidade do carregamento, ocorrerá a rotação da sapata, que deverá superpor-se ao recalque calculado com a carga vertical suposta centrada.

2.3.2 Sapatas corridas

Velloso e Lopes (2010), definem sapata corrida como uma sapata que está sujeita à ação de uma carga distribuída ao longo do eixo deste elemento ou à carga de diversos pilares que seguem o mesmo alinhamento. A NBR 6122 (ABNT, 2010), define sapatas corridas como aquelas que são sujeitas à ação de cargas distribuídas por metro linear.

As sapatas corridas são caracterizadas por ter seu comprimento pelo menos cinco vezes maior do que a sua largura, como exemplificado na Figura 02.

Figura 2 - Demonstração de sapata corrida



Fonte: Bastos, 2016.

2.3.3 Radier

As placas de fundação, ou chamados radiers, são estruturas que se reúnem em um só elemento de fundação ou transmissão de carga, ou seja, um conjunto de pilares. Existem os radiers totais, quando todos os pilares em questão estão posicionados sobre esta estrutura, ou parciais, quando somente parte destes pilares se encontram neste elemento (CAPUTO, 1987).

O radier, segundo Teixeira e Godoy (1998), por necessitar de um volume grande de concreto armado, é uma solução onerosa e de difícil execução, quando se trata de terrenos urbanos, por esse motivo, é pouco utilizado.

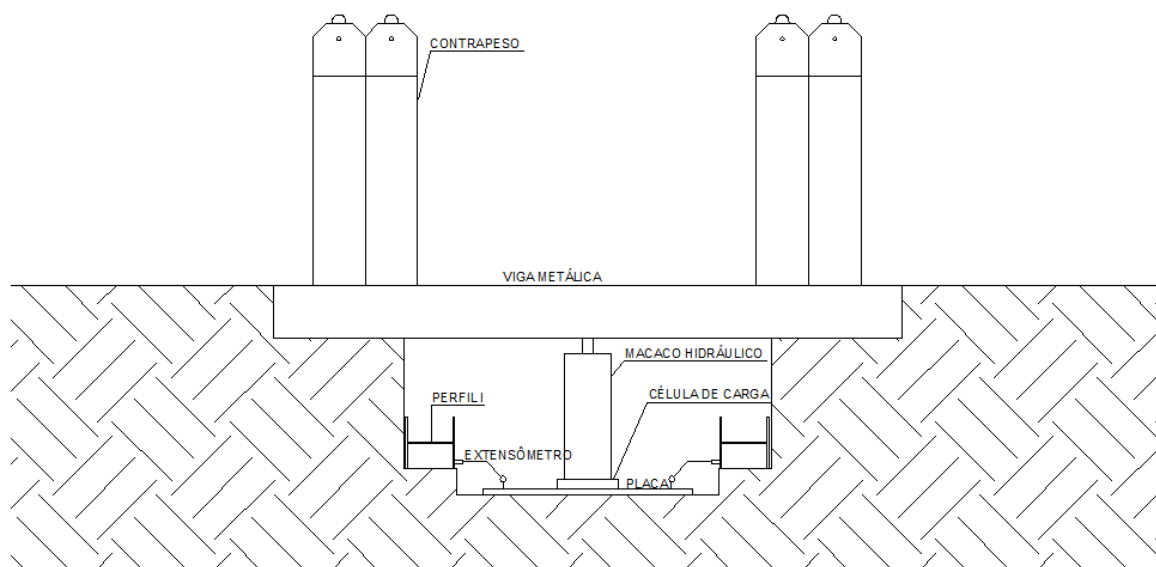
Os radiers são utilizados, principalmente, em obras de pequeno porte, como por exemplo: as casas e sobrados, visto que, assemelham-se a uma laje maciça e dissipam as cargas da edificação uniformemente pelo terreno.

2.4 PROVA DE CARGA EM PLACA

O primeiro passo para a determinação do coeficiente de recalque para as fundações é o ensaio de cargas em placa, normatizado pela NBR 6489 (ABNT, 1984), sendo este o ensaio mais comumente utilizado para determinação do coeficiente de recalque do solo, por ser, segundo Berberian (2010), a melhor forma para obtenção do coeficiente de recalque.

O ensaio de placa tem por objetivo descrever como de fato, se comporta a estrutura da fundação superficial quando sujeita a cargas de uma estrutura. A realização deste ensaio, de forma simplificada, consiste em posicionar uma chapa metálica de 80 centímetros de diâmetro no terreno a ser estudado, aplicando carregamentos a partir da utilização de macacos hidráulicos, como demonstrado na Figura 03.

Figura 3 - Esquema de ensaio de prova de carga em placa

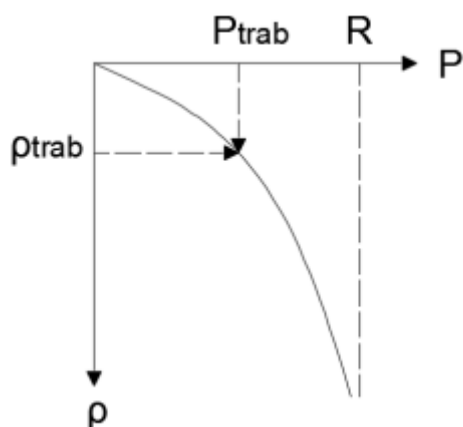


Fonte: Radoll (2015)

De acordo com a NBR 6489 (ABNT, 1984), o ensaio deve ser conduzido através da aplicação de estágios de tensão de no máximo 20% da tensão admissível estimada e deve preferencialmente ser conduzido até que ocorra ruptura geotécnica do sistema, que consiste em aproximadamente 25 a 30mm de deslocamento. Em casos onde não seja possível alcançar a

tensão de ruptura do sistema, pode-se utilizar métodos para extrapolação da curva tensão x deslocamento para determinar a provável tensão de ruptura, como o método de Van der Veen (1953). A partir desta curva tensão x deslocamento (Figura 04), será possível a então determinação do coeficiente de recalque.

Figura 4 - Curva tensão x recalque



Fonte: Velloso e Lopes, 2011.

2.5 RECALQUE

Determina-se como recalque, a deformação sofrida por um solo após ser submetido à uma carga não suportada por ele (REBELLO, 2008). Esse fator, faz com que, a fundação da superestrutura se desloque, porém, este deslocamento poderá ocasionar sérias patologias na superestrutura. Este deslocamento será vertical, para baixo da base da fundação, portanto, ocorrerá um deslocamento vertical da edificação, podendo ser com ângulo de inclinação.

Segundo Cintra et al. (2003) pode-se classificar os recalques como, recalque total ou absoluto (deslocamento vertical descendente de um elemento de fundação) e recalque diferencial ou relativo (diferença entre os recalques absolutos de dois pontos quaisquer da fundação). Segundo o autor, os recalques diferenciais são mais preocupantes que os recalques absolutos, pois recalques diferenciais, normalmente, possuem maior magnitude.

Rebello (2011) cita que, o recalque em si não, necessariamente, causa danos às edificações, pois se ele ocorrer de forma uniforme para todos os pontos da estrutura, haverá apenas um rebaixamento delas, o que causará problemas de uso, mas não estruturais. Quando esses recalques ocorrem em intensidades diferentes, entre um apoio e outro, acontece o chamado recalque diferencial, que é o tipo de recalque que traz maior preocupação para a questão estrutural.

Ainda de acordo com Rebello (2011), os recalques por adensamento, podem ser divididos em duas classes: os primários e os secundários, que quando somados, resultam-no recalque total de uma fundação.

2.6 RECALQUE EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Rebello (2011) denomina solos colapsíveis como sendo aqueles que possuem grande porosidade, formados tanto por areias como por argilas e que apresentam suas partículas unidas por uma espécie de cimentação, advinda de materiais como o calcário, presentes no solo. Esses solos quando umedecidos, têm essa ligação por cimentação facilmente rompida, o que causa a perda quase que imediata de sua estrutura, ocasionando recalques muito drásticos e perigosos para a estrutura.

2.6.1 Recalque absoluto

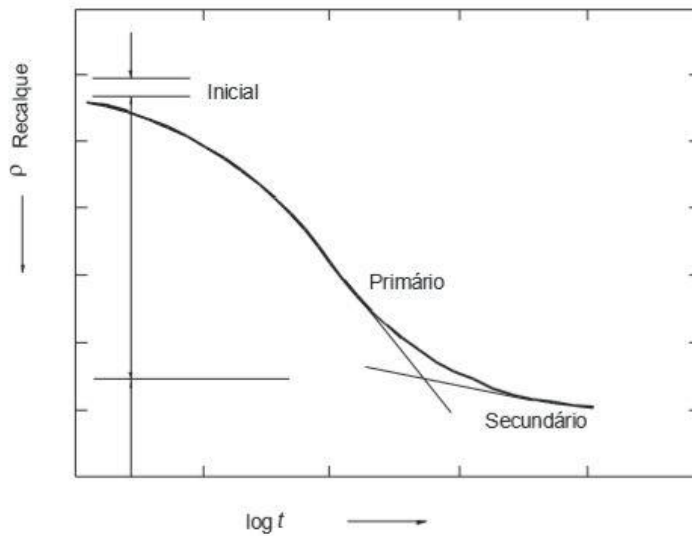
O valor do recalque final será a soma dos valores devidos aos recalques elástico, de adensamento primário e de adensamento secular. O recalque absoluto ou total, pode ser definido como sendo a soma do recalque por adensamento e do recalque imediato.

De acordo com Cintra et al (2003), o recalque por adensamento é aquele que resulta de deformações volumétricas, ou seja, diminuição do índice de vazios de um solo. O adensamento se processa com a dissipação das pressões neutras com o decorrer do tempo, pois a baixa permeabilidade das argilas dificulta a expulsão da água.

A deformação por adensamento ocorre pela diminuição do volume aparente do maciço de solo, causada pelo fechamento dos vazios deixados pela água intersticial expulsa pela pressão que as cargas exercem sobre a fundação. A deformação por adensamento é a mais importante e a que pode causar os problemas mais comuns de recalques nas fundações (REBELLO, 2011).

Pinto (2006), cita que o recalque por adensamento ocorre a partir da expulsão da água dos vazios do solo, sendo o único estudado pela teoria do adensamento, dizendo ainda que tal recalque deve ser calculado separando-se a camada de fundação em subcamadas correspondentes aos dados disponíveis de ensaios de adensamento. Na Figura 05, pode-se observar os três tipos de recalque.

Figura 5 - Recalque inicial, primário e secundário



Fonte: (Ortigão, 2007)

2.6.2 Recalque limite

Segundo Teixeira & Godoy (1996), se fosse possível uma estrutura sofrer recalque uniforme ela não seria danificada. Porém, na prática, a ocorrência de recalques uniformes é, praticamente impossível devido à ocorrência do recalque diferencial ($\delta_{m\acute{a}x.}$), que é, normalmente, originado de alguma excentricidade de carga ou heterogeneidade do solo.

Para estruturas de aço ou concreto, Burland *et al.* (1977 *apud* Cintra *et al.* 2003) consideram aceitáveis como valores-limite, as seguintes recomendações de Skempton-MacDonald, para valores de recalques diferenciais e de recalques totais limites ($\rho_{m\acute{a}x.}$).

Areias: $\delta_{m\acute{a}x.} = 25 \text{ mm}$

$\rho_{m\acute{a}x.} = 40 \text{ mm}$ para sapatas isoladas

$\rho_{m\acute{a}x.} = 40 \text{ a } 65 \text{ mm}$ para radier

Argilas: $\delta_{m\acute{a}x.} = 25 \text{ mm}$

$\rho_{m\acute{a}x.} = 65 \text{ mm}$ para sapatas isoladas

$\rho_{m\acute{a}x.} = 65 \text{ a } 100 \text{ mm}$ para radier

2.7 COEFICIENTE DE RECALQUE

Terzaghi e Peck (1955) determinam coeficiente de recalque como sendo a razão entre a pressão de contato (ρ) e o correspondente recalque (y) em um determinado ponto da interface solo x viga, gerado pela aplicação da carga naquele ponto, o que leva à determinação da Equação 02.

$$kv = \frac{\rho}{y} \quad (2)$$

Silva (2006), afirma que o carregamento gerado pelas estruturas no solo, faz com que ele sofra deslocamentos em sentido vertical que, muitas vezes, não foram previstos pelo engenheiro responsável pelo projeto estrutural, de forma que, estas reações geram novas tensões e solidarização entre elementos que foram, inicialmente, considerados apenas de forma independente.

Estas tensões geradas, posteriormente, à execução do projeto podem trazer futuros problemas, alterando o estado de limite da construção e causando patologias e problemas estruturais, podendo levar a construção a alcançar o seu Estado de Limite Último (ELU), levando a edificação ao colapso. Esta é a questão, que leva ao estudo da interação solo x estrutura.

Pode-se analisar a interação do solo com a estrutura de fundação, através do método de Winkler, considerando que o carregamento aplicado sofrerá efeito no solo, apenas, no ponto de aplicação da carga, e não em todo o maciço de solo. Analisa-se a estrutura, de forma que o maciço seja considerado como molas independentes, assim, as pressões solicitantes da fundação são proporcionais aos deslocamentos gerados no maciço, ou seja, ao recalque (ρ) gerado pelo esforço. A constante de proporcionalidade é kv , chamado de coeficiente de reação vertical, coeficiente de recalque ou coeficiente de mola, determinado pela Equação 03.

$$\sigma = kv \cdot \rho \quad (3)$$

Modelo como esse pode-se usar para diversos esforços de solicitação vertical, em sapatas, radiers, estacas de carregamento horizontais e estruturas de contenção. Com a variabilidade do solo, o coeficiente de recalque modifica, tendo sua alteração, também, através

das dimensões da fundação, portanto são estes fatores que influenciam no coeficiente de recalque (ANTONIAZZI, 2011).

Béton – Kalender (1962), desenvolveu uma tabela relacionando os mais comuns coeficientes de recalque, variando entre 15 tipos diferentes de solo que se comportam das mais diversas maneiras quando submetidos a um carregamento, que resultou na Tabela 01:

Tabela 1 - Valores característicos de k_v

	k_v (kPa/cm)
Turfa leve - solo pantanoso	0,50 a 1,00
Turfa pesada - solo pantanoso	1,00 a 1,50
Areia fina de praia	1,00 a 1,50
Aterro de silte, areia e cascalho	1,00 a 2,00
Argila molhada	2,00 a 3,00
Argila úmida	4,00 a 5,00
Argila Seca	6,00 a 8,00
Argila seca endurecida	10,00
Silte compacto com areia e pedra	8,00 a 10,00
Silte compacto com areia e muita pedra	10,00 a 12,00
Cascalho miúdo com areia fina	8,00 a 12,00
Cascalho médio com areia fina	10,00 a 12,00
Cascalho grosso com areia grossa	12,00 a 15,00
Cascalho grosso com pouca areia	15,00 a 20,00
Cascalho grosso com pouca areia compacta	20,00 a 25,00

Fonte: Béton – Kalender, 1962.

2.7.1 Correlações de k_v

O coeficiente de recalque pode ser determinado conforme a tabela desenvolvida por Terzaghi (1955), que determinou a partir de placas quadradas de 0,3m de lado, uma tabela contemplando os valores que servem como base para o cálculo de k_v (Tabela 02), lembrando que, cada solo tem uma reação diferente para as tensões aplicadas, portanto, a tabela serve apenas para nortear as pesquisas, sendo necessários ensaios específicos para cada tipo de solo.

Tabela 2 - K_v obtido por Terzaghi (1955)

Argilas	Rija	Muito rija	Dura
k_v (kPa/cm)	1,0 a 2,0	2,0 a 4,0	> 4,0
Faixa de valores (kPa/cm)	1,6 a 3,2	3,2 a 6,4	> 6,4
Valores sugeridos (kPa/cm)	2,4	4,8	9,6

Fonte: Terzaghi, 1955.

O American Concrete Institute (1997), propõe a partir de correlações básicas entre k_v e índice de suporte Califórnia (ISC), valores pré-determinados e tabelados para tal, sendo possível observar os mesmos na Tabela 03.

Tabela 3 - K_v obtido pelo American Concrete Institute

Solo		CBR (%)		k_v (kN/cm ³)	
		Min.	Máx.	Min.	Máx.
	OH (Orgânico-compressível)	2	5	0,77	3,32
	CH (Argila-compressível)	2	5	0,77	3,32
Fino	MH (Silte-compressível)	2,5	8	1,36	4,82
	OL (Orgânico-não compressível)	2	8	0,77	4,82
	ML (Silte-não compressível)	3	15	1,85	7,13
	CL (Argila-não compressível)	3	15	1,85	7,13
Grosso	SC (Areia-argilosa)	10	20	5,59	8,33
	SP (Areia mal-graduada)	15	25	7,13	9,33
	SM (Areia siltosa)	20	40	8,33	11,66
	SW (Areia bem-graduada)	20	40	8,33	11,66
	GC (Pedregulho argiloso)	20	40	8,33	11,66
	GP (Pedregulho mal-graduado)	35	60	10,97	13,94
	GM	40,0	80	11,66	15,73

Fonte: American Concrete Institute, 1997.

O ensaio de placas hoje é, experimentalmente, o método mais confiável para a determinação do coeficiente de recalque do solo. Porém, de acordo com Velloso e Lopes

(2011), existem alguns fatores que devem ser levados em consideração na hora de se interpretar o ensaio, tais como:

a) A estratificação do terreno pode gerar resultados, pouco representativos, sobre o comportamento de uma fundação real. O bulbo de tensões a ser distribuído pelo maciço oriundo do ensaio de placa, pode não coincidir com o estado de tensões gerado pela fundação, devido ao espalhamento pelas diversas camadas de solo. Dessa forma, não se pode garantir que, todos os perfis geotécnicos do solo apresentam as mesmas características de deformabilidade.

b) A saturação do solo influencia no recalque no decorrer do tempo, tendo em vista que solos saturados tendem a sofrer deslocamentos mais rapidamente que solos secos. Ademais, argilas tendem a ter um recalque mais lento que areias, fazendo com que as condições de adensamento de solo interfiram na efetividade do ensaio de placa.

c) Muitas vezes, devido às condições de adensamento do extrato, a curva tensão-recalque pode apresentar forte não linearidade, inclusive nos trechos de interesse para avaliação do k_v .

É importante lembrar que, o coeficiente de recalque é uma propriedade de rigidez relacionando a estrutura da fundação e o solo, e não uma característica intrínseca do solo. Tendo isto em vista, Velloso e Lopes (2011), propuseram uma relação que é definida pela Equação 04.

$$k_{v,B} = k_{v,b} \frac{b \cdot I_{s,b}}{B \cdot I_{s,B}} \quad (4)$$

Onde:

$k_{v,B}$ – é o coeficiente de reação vertical da fundação;

$k_{v,b}$ – é o coeficiente de reação vertical da placa;

b – é a menor dimensão da placa;

$I_{s,b}$ – são fatores de forma da placa;

B – é a menor dimensão da fundação;

$I_{s,B}$ – é o fator de forma para a fundação.

O *American Concrete Institute* (1988) correlaciona as funções acima de forma a simplificar as mesmas, chegando na Equação 05.

$$k_{v,B} = k_{v,b} \left(\frac{b}{B} \right)^n, \text{ tal que } 0,5 < n < 0,7 \quad (5)$$

Terzaghi e Peck (1948), a partir da análise do coeficiente de recalque em função das dimensões de placa e do respectivo tipo de fundação, propõe a utilização Equação 06 para a determinação do coeficiente de recalque.

$$k_{v,B} = k_{v,b} \left(\frac{B+b}{2B} \right)^2 \quad (6)$$

2.7.2 Correções de k_v

Segundo Berberian (2010), o coeficiente de recalque é dependente de características do terreno analisado, como as propriedades elásticas, as dimensões, as formas e as áreas carregadas. Além disso, cita que apesar de não serem totalmente corretas, as formas mais simplificadoras de obtenção de tal coeficiente podem ser utilizadas para a determinação aproximada do mesmo.

Porém, seguindo ainda a linha de raciocínio de Berberian (2010), para se obter valores mais aproximados e razoavelmente precisos, o coeficiente de recalque deve estar compatível e representar as características do solo analisado. Partindo dessa ideia, o autor cita o módulo de recalque ou módulo de reação (K_b) como sendo o coeficiente de recalque já levando em consideração a largura da viga, placa ou estaca.

A partir da análise dos vários fatores que afetam o valor do coeficiente de recalque, realizada por diversos autores, como Terzaghi (1955), Teng (1962), Berberian (2010), Velloso & Lopes (2004), Vésic (1961), Reese & Matlock (1965), Jamiolkowski (1971), chegou-se a um consenso e então à uma recomendação de que para solos coesivos (C, M, C3S, M3S, CM e MC), rijos pré-adensados e/ou estruturados onde Es e SPT não crescem com a profundidade, é proposta a Equação 07 para determinação do módulo de recalque ou coeficiente de reação (K_B):

$$K_b = b \times \frac{k_b}{B} \quad (7)$$

Onde:

b = diâmetro da placa de ensaio (80cm conforme NBR);

B = largura real da viga ou placa, corrigida;

K_b = k_b corrigindo para a largura da estaca para largura real da sapata.

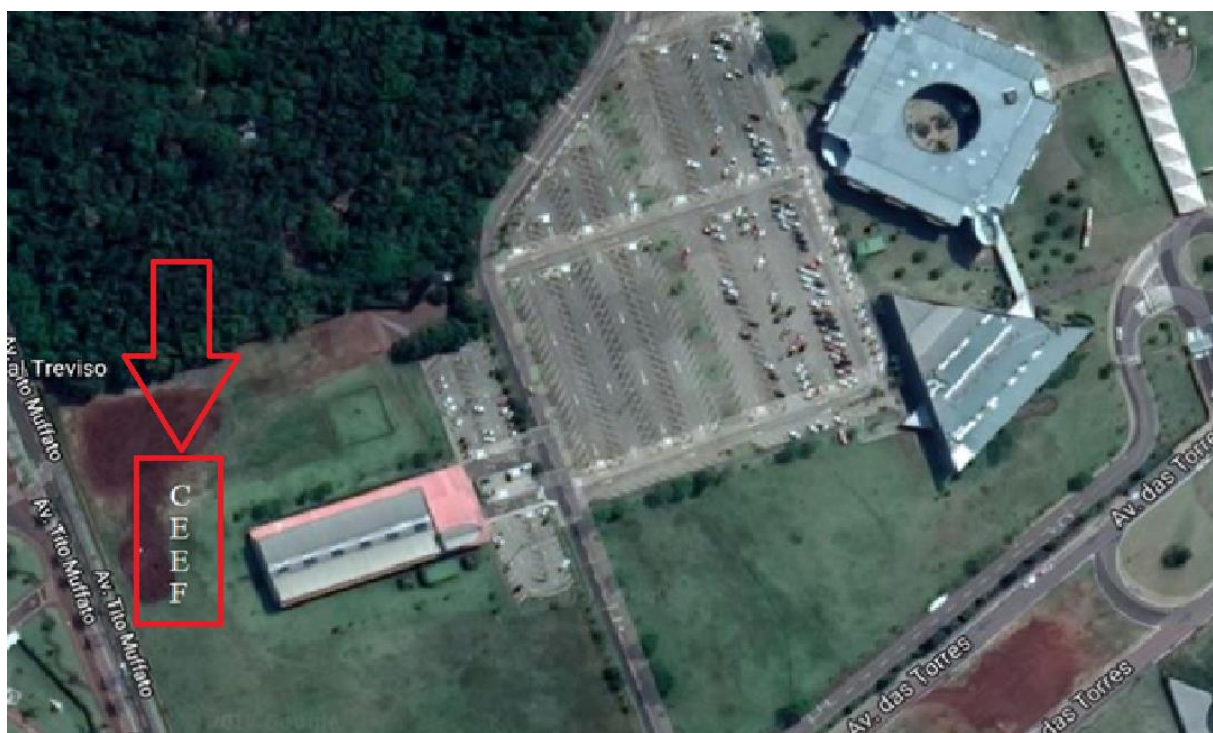
3 METODOLOGIA

3.1 TIPO E LOCAL DE PESQUISA

A pesquisa foi realizada de forma quantitativa, a partir da compilação de dados numéricos, expostos em forma de tabelas e gráficos, retirados de estudos já realizados no solo analisado, estudos estes realizados por Vieira et al. (2016) e Zen e Almeida (2018).

A pesquisa foi conduzida na cidade de Cascavel, situado na região oeste do Paraná, terceiro planalto do estado, com altitude de aproximadamente 800 m. A cidade de Cascavel está entre as 5 maiores do estado do Paraná, com estimativa de 324.476 habitantes (IBGE, 2018) e área de 2.100,831 km². O solo analisado encontra-se mais especificamente no campo experimental de engenharia geotécnica (CEEF), localizado próximo ao bloco de fisioterapia no interior do campus do centro universitário Assis Gurgacz – FAG, conforme Figura 06.

Figura 6 - Campo experimental de engenharia geotécnica (CEEF)



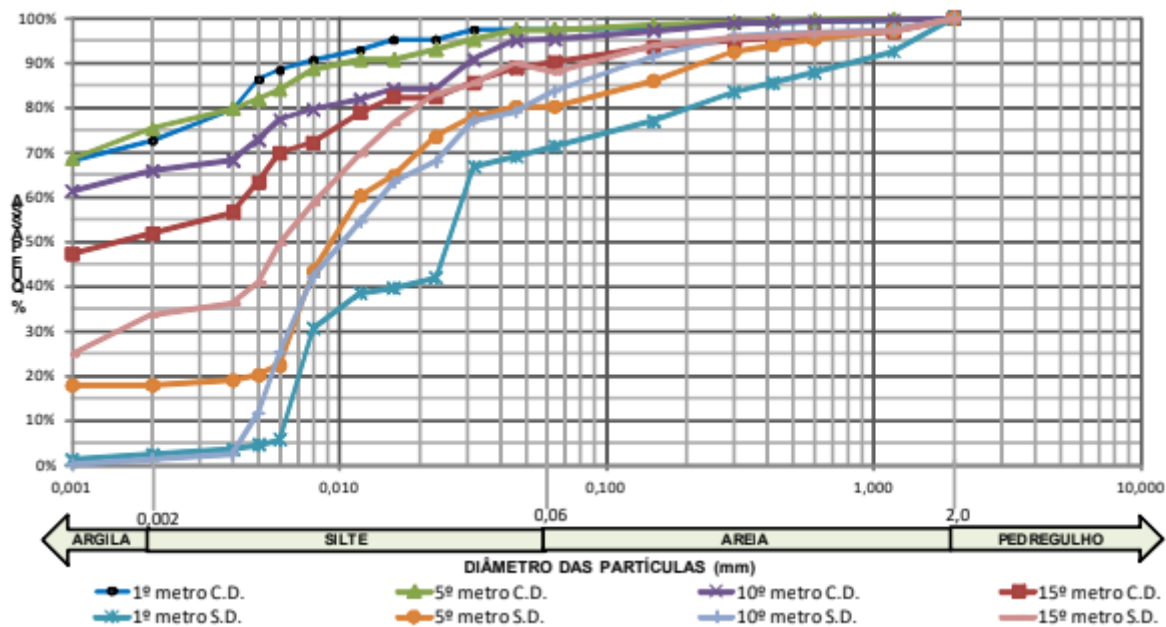
Fonte: Google Earth (2018).

3.1.1 Caracterização do subsolo do CEEF

A análise das características do solo presente no CEEF, já foi realizada por Vieira et al (2017) e Zen e Almeida (2018), que através de ensaios de granulometria e índices físicos,

identificaram uma camada que comportava 70,07% de argila, 25,26% de silte e por fim, 4,67% de areia, com aproximadamente 9 metros de altura, classificando o solo como argila silto arenosa muito mole a média, ou seja, uma argila siltosa plástica, analisada a partir da Figura 07.

Figura 7 - Curva granulométrica, solo campo experimental



Fonte: Zen e Almeida (2018).

A partir da análise dos dados dos ensaios de caracterização do subsolo do CEEF, que foram executados de duas maneiras, com e sem defloculante, foi possível a montagem da Tabela 04, com a finalidade de verificar e comparar a característica laterítica do solo.

Tabela 4 - Índices físicos do solo do CEEF

VALORES MÉDIOS	CAMADA 1	CAMADA 2
	1m a 9m	10m a 15m
W (%)	39%	58
LL (%)	53	59
LP (%)	38	42
IP (%)	14,89	17,33
Argila (%)	70,07%	56,47%
Silte (%)	25,26%	34,63%
Pedregulho (%)	0,00%	0,00%
Massa Específica dos Sólidos (KN/m ³)	26,69	27,05
Consistência	Muito mole a média	Rija a Dura
Peso específico natural (KN/m ³)	0,1668	16,16
Índice de vazios (e)	0,0122	1,66

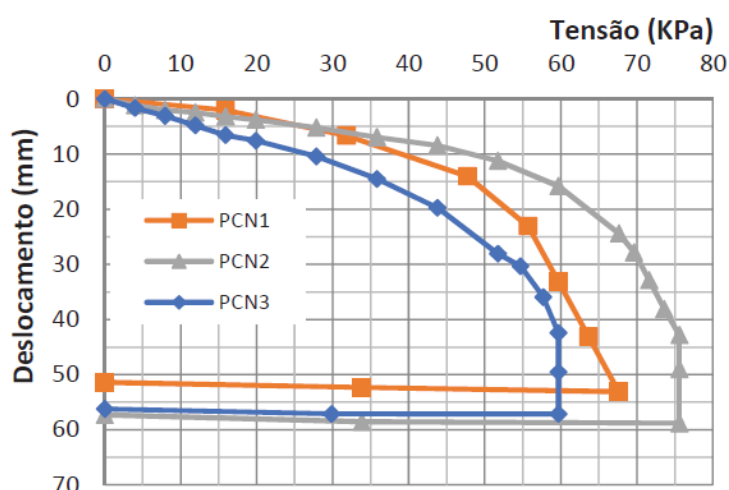
Fonte: Zen e Almeida (2018).

Zen e Almeida (2018), determinaram também o índice de suporte Califórnia (ISC), de acordo com a norma do DNIT 172/2016, que impõe os parâmetros de ensaio para determinação de tal índice. A partir deste ensaio foram determinados valores de expansão e de CBR para a camada mais superficial de solo: 0,18% e 13,7%, respectivamente.

3.2 ANÁLISE DAS PROVAS REALIZADAS

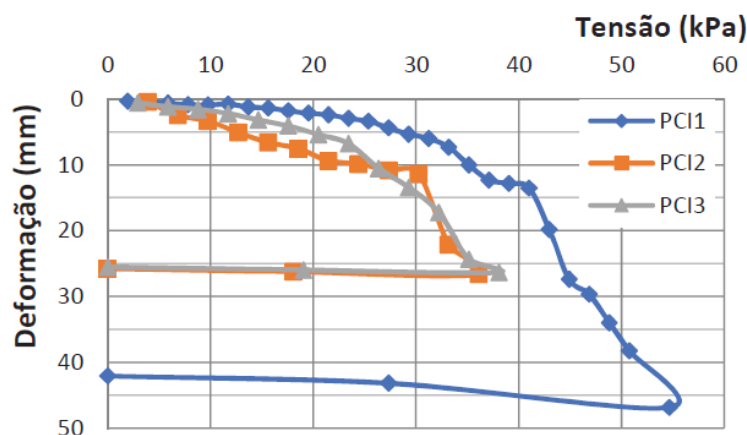
Vieira et al (2017) realizou ensaios de provas de carga para a determinação do recalque sofrido pelo solo, sendo que foram executadas três provas com o solo em seu estado natural (PCN1, PCN2 e PCN3), e três provas com o solo pré-inundado por 24h (PCI1, PCI2 e PCI3). Para a montagem da curva tensão x deslocamento apresentada na Figura 08, foram utilizados os dados obtidos com o solo natural.

Figura 8 - Curva tensão x recalque com o solo do CEEF em estado natural



Fonte: Vieira et al (2017)

Vieira et al (2017) realizou, também, ensaios de provas de carga em placa no mesmo local, porém, com este solo em uma situação pré-inundada, obtendo as características de resistência desse solo para uma situação hipotética de muita chuva. As curvas tensão x deslocamento podem ser vistas na Figura 09.

Figura 9 - Curva tensão x recalque com o solo do CEEF em estado pré-inundado

Fonte: Vieira et al (2017).

Após a realização das provas de carga, os resultados obtidos por ambos os ensaios foram compilados por Vieira et. al, a partir da montagem da Tabela 05, para comparação da carga de ruptura, recalque, tensão de ruptura e tensão admissível tanto para este solo no estado natural quanto para o caso do solo pré-inundado.

Tabela 5 - Comparativo dos resultados obtidos

	PC	ρ (mm)	σ_{ult} (kPa)	σ_{adm} (kPa)	Varição (%)
PCN1	1	53,1	55,22	27,61	16%
PCI1		46,82	46,35	23,17	
PCN2	2	57,14	66,24	33,12	42%
PCI2		50	38,11	19,05	
PCN3	3	58,82	50,21	25,1	27%
PCI3		50	36,84	18,42	

Fonte: Vieira et al (2017).

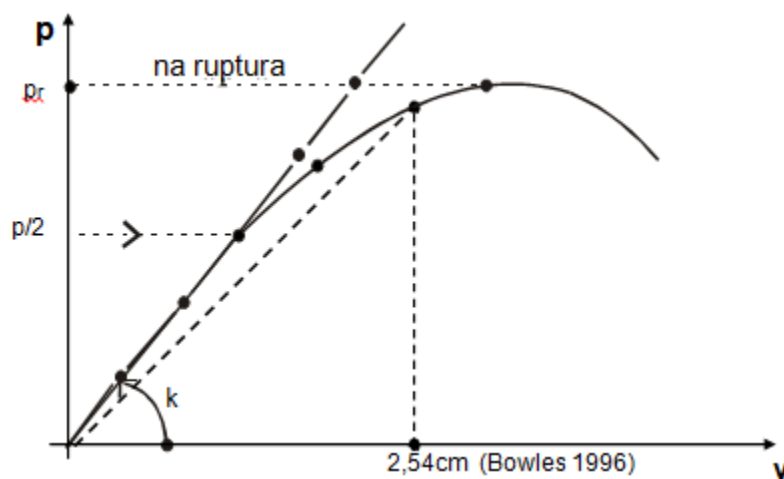
3.3 ANÁLISE SEMI-EMPÍRICA E DETERMINAÇÃO DE K_v

Para a determinação do coeficiente de recalque para o solo estudado, foram utilizadas relações semi-empíricas, que consistem basicamente na análise de dados extraídos de ensaios realizados por outros autores. Primeiramente, foi utilizado o método proposto por Bowles, o qual determina o coeficiente de recalque a partir da análise gráfica dos resultados das provas de carga em placa.

O método de Bowles (1996) recomenda que o valor de k_v para que este seja o que melhor simule o protótipo real, seja determinado a partir da análise gráfica das provas de carga

executadas. Para isto, o autor propõe que tal valor pode ser obtido a partir da reta secante inicial, passando pela origem e a 50% da deformação de ruptura, como exemplificado na Figura 10:

Figura 10 - Obtenção de k



Fonte: Berberian (2016).

Após a estimativa do coeficiente de recalque a partir do método de Bowles, foram utilizados então outros dois métodos, que, desta vez, são métodos que correlacionam coeficientes já pré-determinados por outros autores, ou seja, valores característicos para os coeficientes dependendo do tipo de solo analisado.

Para o caso deste trabalho, foram utilizadas duas correlações para o caso da análise de dados de provas de carga em placas, que relacionam além da característica da placa ou viga analisada, o coeficiente K , o módulo de elasticidade (E), e o coeficiente de Poisson (ν). A primeira equação que determina essa correlação é a elaborada por Boussinesq (apud Berberian, 2016), e é representada pela Equação 08:

$$K_b = \frac{E_s}{B \cdot FS(1-\mu^2)I_s} \quad (8)$$

Onde: K_v = coeficiente de recalque (kPa/cm);

I_s = fator de influência de recalques;

B = diâmetro da placa utilizada (0,80 cm);

FS = fator de segurança (2 a 3);

μ = coeficiente de Poisson (Tabela 06);

E_s = módulo de Young.

A outra forma de se estimar o módulo de recalque para o solo que foi utilizada para a análise do coeficiente de recalque, é o método proposto por Vésic (1961), que além dos fatores citados acima, ainda considera o momento de inércia da seção da fundação. A partir destes dados, Vésic propõe a 09:

$$K_v = \frac{0,65 E_s}{B(1-\mu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s \times B^4}{E_c \times I_c}} \quad (9)$$

Onde: K_v = coeficiente de recalque (kPa/cm);

B = diâmetro da placa utilizada (0,80 cm);

E_s = módulo de Young;

μ = coeficiente de Poisson (Tabela 06);

E_c = módulo de elasticidade do material da placa utilizada;

I_c = momento de inércia da seção da placa ($\frac{\pi \cdot r^4}{4}$).

Para a realização dos cálculos a partir das Fórmulas 07 e 08, foi necessária a utilização de diversas outras tabelas para a definição dos coeficientes utilizados em cada uma das fórmulas, sendo as mesmas indicadas abaixo.

A Tabela 06, a Tabela 07, a Tabela 08 e a Tabela 09 dizem respeito aos coeficientes utilizados para a determinação do módulo de recalque pelas equações de Boussinesq e Vésic, além do módulo de Young (E_s) que é apresentado pela Equação 10.

$$E_s = \alpha \cdot k \cdot N_{spt} \quad (10)$$

Tabela 6 - Coeficiente α

Solo	α
Areia	3
Silte	5
Argila	7

Fonte: Cintra, 2003.

Tabela 7 - Coeficiente K

SOLO	K (Mpa)
Areia com pedregulhos	1,1
Areia	0,9
Areia siltosa	0,7
Areia argilosa	0,55
Silte arenoso	0,45
Silte	0,35
Argila arenosa	0,3
Silte argiloso	0,25
Argila siltosa	0,2

Fonte: Cintra, 2003.

Tabela 8 - Fator de influência Ip

Sapata flexível				Sapata rígida
FORMA	Centro	Canto	Médio	
Circular	1	0,64	0,85	0,79
Quadrada	1,12	0,56	0,95	0,99
L/B = 1,5	1,36	0,67	1,15	1,06
2	1,52	0,76	1,3	1,2
3	1,78	0,88	1,52	1,5
5	2,1	1,05	1,83	1,7
10	2,53	1,26	2,25	2,1
100	4	2	3,7	3,4

Fonte: Cintra, 2003.

Tabela 9 - Coeficiente de Poisson (μ)

Tipo de solo		Coeficiente de Poisson (μ)
Argila	<i>Saturada</i>	0,4 a 0,5
	<i>Não saturada</i>	0,1 a 0,3
	<i>Arenosa</i>	0,2 a 0,3
Silte		0,3 a 0,5
Areia	<i>Compacta</i>	0,4
	<i>Grossa (e=0,4 a 0,7)</i>	0,15
	<i>Fina (e=0,4 a 0,7)</i>	0,25
Rocha	<i>Depende do tipo</i>	0,1 a 0,4

Fonte: Cintra, 2003.

Ao final da realização dos cálculos a partir do método de Bowles e das correlações propostas por Boussinesq e Vésic, serão comparados os resultados obtidos para cada um dos métodos para as condições naturais e pré-inundadas do solo, verificando assim a sua

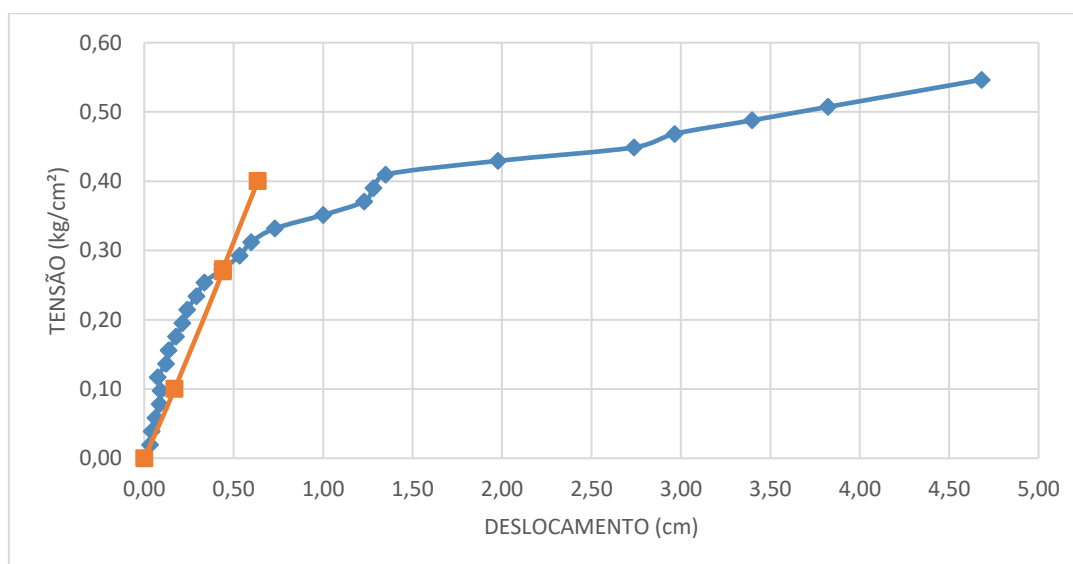
aproximação e validando valores, tudo a partir de uma tabela contendo todos os valores para cada tipo de ensaio executado.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Para o presente trabalho, foram realizadas as análises de 6 diferentes curvas tensão x deslocamento de provas de carga em placa realizadas por Vieira et al (2017). Para tal, foram extraídos dados das tensões últimas e dos deslocamentos totais gerados a partir destes ensaios.

Para a obtenção dos dados do primeiro ensaio, realizado com o solo em seu estado pré-inundado, foram aplicadas cargas variando de 100 a 2800kg, que resultaram em adensamento máximo de 4,70cm, como demonstrado no gráfico da Figura 11.

Figura 11 - Prova de carga inundada 01



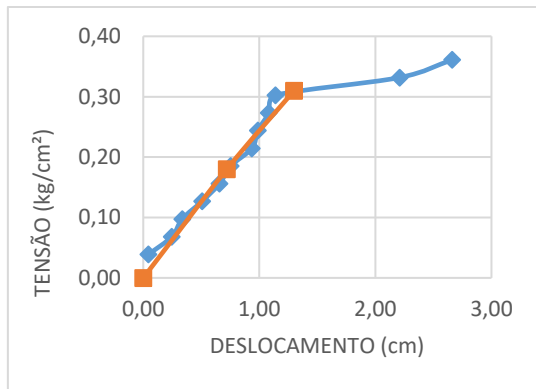
Fonte: Autor, 2018.

Devido ao fato de a autora citar que o ensaio da PCI1 foi prejudicado devido ao desligamento da torneira responsável pela saturação do solo, obteve-se um coeficiente de recalque maior do que seria o esperado se comparado com as outras duas. Com a realização da análise do gráfico a partir do método proposto por Bowles, foi encontrado um coeficiente de recalque K_v de 0,64 kPa/cm.

Para a PCI2 (Figura 12), o valor de K_v encontrado foi de 0,30 kPa/cm, valor mais próximo dos valores médios encontrados para este ensaio e, por fim, a última estimativa para as três primeiras provas de carga analisadas obteve um resultado de $K_v = 0,40$ kPa/cm a partir da análise do gráfico exposto na Figura 13. Por possuir características colapsíveis e, portanto, uma queda brusca da resistência devido à inundação, era esperado que o solo obtivesse coeficientes de recalque aproximadamente entre 0,5 e 1,5kPa/cm, de acordo com a tabela

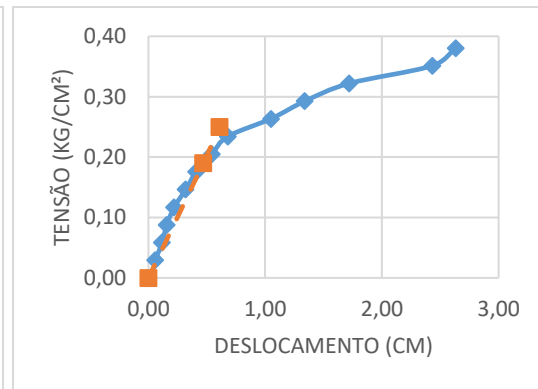
proposta por Béton – Kalender (1962). Mesmo não sendo um solo pantanoso, como são classificados os com K_v variando entre os valores citados acima, tais números eram esperados devido à grande perda de resistência que os solos lateríticos colapsíveis sofrem com a presença de água

Figura 12 - Prova de carga inundada 02



Fonte: Autor, 2018.

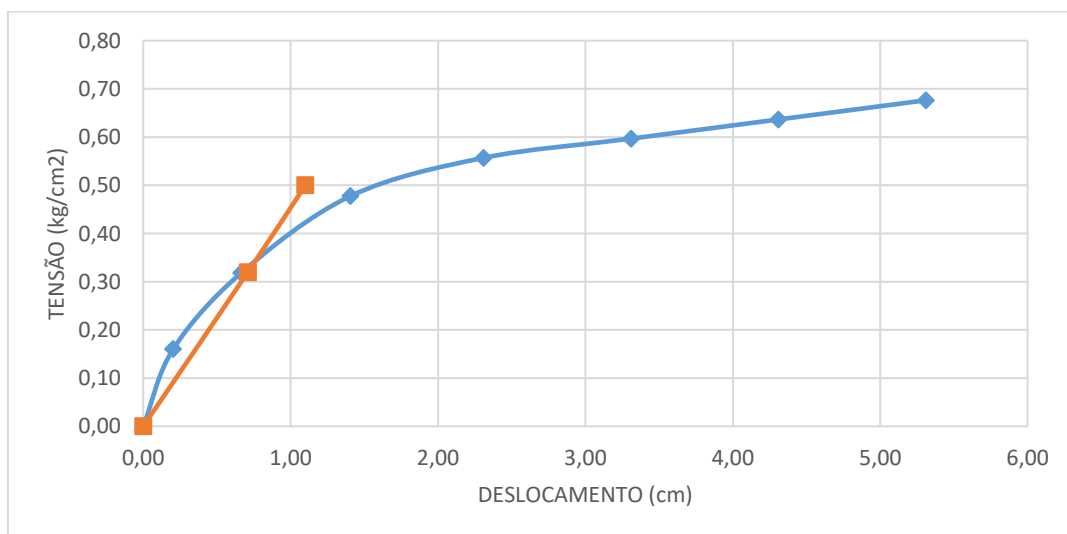
Figura 13 - Prova de carga inundada 03



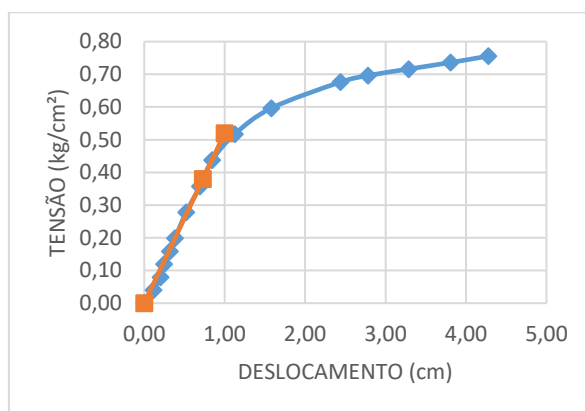
Fonte: Autor, 2018.

Após esta primeira análise realizada, foram então utilizados os mesmos métodos para a determinação do coeficiente de recalque baseado nos dados fornecidos pelas provas de carga em placa realizadas com o solo em seu estado natural, a partir da análise dos gráficos expostos na Figura 14, na Figura 15 e na Figura 16.

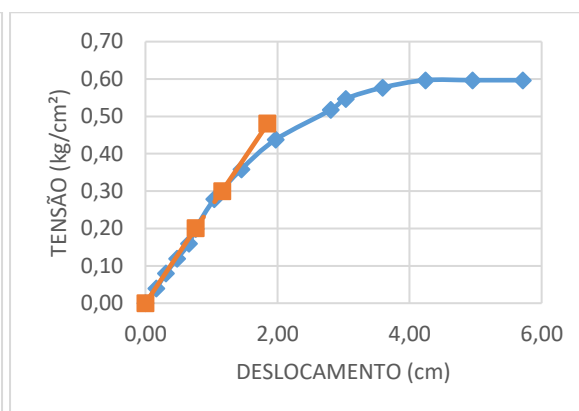
Figura 14 - Prova de carga natural 01



Fonte: Autor, 2018.

Figura 15 - Prova de carga natural 02

Fonte: Autor, 2018.

Figura 16 - Prova de carga natural 03

Fonte: Autor, 2018.

Após a análise a partir do método de Bowles, foi determinado um coeficiente médio de $0,503 \text{ kg/cm}^3$ algo muito abaixo do esperado para um solo argiloso segundo a tabela de Béton – Kalender (1962) propõe valores para o mesmo entre 4 e 5 kPa/cm.

A partir da análise dos resultados obtidos pelas provas de carga em placa, observa-se que a diferença dos coeficientes de recalque encontrados para as condições pré-inundada e natural é pequena, porém, significativa. Isto ocorre devido ao fato de o solo ter características colapsíveis, ou seja, quando saturado, tem suas ligações/cimentações entre partículas rompidas com a entrada da água.

Segundo Béton – Kalender (1962), os valores estimados a partir dos métodos utilizados neste trabalho estão bem abaixo, o que nos indica a necessidade de um cuidado ao se trabalhar com tais valores, pois os mesmos induzem a recalques menores do que os encontrados na realidade, trazendo riscos ao dimensionamento e execução da obra.

4.1 ESTIMATIVAS A PARTIR DE CORRELAÇÕES DE K_v

Seguindo os métodos de análise semi-empírica para determinação do coeficiente de recalque propostos por Berberian (2016), foram realizados em seguida os cálculos que definem o módulo de recalque (K_v), propostos por Boussinesq e Vésic, que diferentemente de Bowles, propuseram a análise do recalque no solo a partir de correlações do coeficiente de recalque com o módulo de elasticidade do solo (E) e seu coeficiente de Poisson (μ).

Primeiramente foi utilizado o método proposto por Boussinesq, utilizando valores para estimar o módulo de recalque encontrado durante o ensaio realizado com o solo pré-inundado, chegando ao valor médio de 1,84 kPa/cm, valor este que se encontra próximo da fração de valores estimada por Béton – Kalender para o coeficiente de recalque de argilas saturadas, porém, muito diferente dos valores encontrados a partir das determinações propostas pelos métodos gráficos de Bowles. Abaixo, são apresentados todos os valores aplicados na Equação 07, proposta por Boussinesq para a determinação do módulo de recalque.

$$K_v = \frac{E_s}{B \cdot FS(1-\mu^2)I_s} \quad (7)$$

Onde: $I_s = 0,79$

$B = 0,80\text{m}$

$FS = 3$

$\mu = 0,4 \text{ e } 0,5$

$E_s = 2,77$

Sendo assim, os dados utilizados para a determinação do módulo de recalque resultaram, portanto, em um K_v do solo natural de valor médio equivalente a 1,53 kPa/cm. Os coeficientes utilizados na equação de Boussinesq (Equação 08), foram retirados das Tabelas 06, 07, 08 e 09, sendo escolhidos de acordo com o solo analisado (argila siltosa) e o tipo de sapata usada como exemplo (sapata rígida).

Após determinar o valor de K_v pelo método de Boussinesq, para efeitos comparativos, foi ainda realizado o cálculo para o módulo de recalque de acordo com as determinações de Vésic, utilizando a fórmula 08. Para tal, também foram determinados dois módulos de recalque, assim como para o método de Boussinesq: um utilizando dados para o solo pré-inundado e outro utilizado para o solo natural. Primeiramente, para este método, foi estimado o valor de K_v para o solo saturado (pré-inundado), resultando em um valor igual a 0,32 kPa/cm.

Em seguida, foram utilizados os dados das provas de carga do solo natural para a determinação do módulo K_v , utilizando a mesma proposição de Vésic, onde além da utilização dos coeficientes utilizados na Equação de Boussinesq, foram utilizados E_c e I_c , que correspondem respectivamente ao módulo de elasticidade do concreto e o momento de inércia da placa analisada. A partir da aplicação destes valores na Equação 08, foi obtido um resultado equivalente a 0,26 kPa/cm.

$$K_v = \frac{0,65 E_s}{B(1-\mu^2)} \sqrt[12]{\frac{E_s \times B^4}{E_c \times I_c}} \quad (8)$$

Onde: B = 0,80m

$$E_s = 2,77$$

$$\mu = 0,4$$

$$E_c = 200 \text{ GPa}$$

$$I_c = 0,02 \text{ cm}^4$$

Após a determinação do coeficiente de recalque a partir do método gráfico proposto por Bowles e da estimativa do módulo de recalque pelos métodos propostos por Boussinesq e Vésic, foi possível a comparação entre os valores obtidos a partir de provas de carga executadas e valores determinados por meio de correlações de coeficientes. Para fins comparativos, tais dados foram compilados, sendo possível a montagem da Tabela 10.

Tabela 10 - Comparativo dos coeficientes de recalque obtidos

Kv (kPa/cm)	Natural	Saturado
Bowles (valores das provas de carga em placa)	0,45	0,40
Béton-Kalender	2 a 3	4 a 5
Boussinesq	1,53	1,84
Vésic	0,26	0,32

Fonte: Autor, 2018.

Através da comparação dos valores obtidos pelos três métodos, é possível observar a diferenciação dos valores obtidos por cada um deles. Berberian (2016) afirma que o método do cálculo do coeficiente de recalque a partir de dados obtidos por provas de cargas em placa é o mais eficiente, devido ao mesmo ir a campo e retirar os dados daquele solo específico, não utilizando valores de coeficientes, fatores e módulos pré-determinados para tal solo. Logo, pode-se dizer que o método de análise proposto por Bowles e executado a partir dos gráficos obtidos pelos dados das provas de carga é o mais confiável. Este método apresentou valores do coeficiente de recalque que variam de 0,45 a 0,50 kPa/cm, o que demonstra a grande colapsibilidade do solo da região de Cascavel – PR, tendo em vista que o coeficiente de recalque é definido por uma relação inversamente proporcional aos valores de recalque.

A estimativa a partir da determinação do módulo de recalque se mostrou muito variável quando se analisam os valores obtidos a partir das fórmulas de Boussinesq comparando-as com os valores obtidos pelo método proposto por Vésic. Os valores encontrados pela equação de Boussinesq são totalmente incondizentes com os encontrados a partir dos métodos de Bowles e Vésic, porém, isso se dá pelo fato de que o método de Boussinesq foi proposto para a análise de meios regulares como chapas de aço ou concreto, não sendo normalmente utilizada para meios irregulares como o caso dos solos. De qualquer forma, deve-se atentar ao fato de que o método proposto por Boussinesq, por mais que seja uma estimativa do módulo de recalque, encontra-se muito distante da realidade encontrada no solo, assim como os valores pré-determinados por Béton – Kalender, merecendo então, maior cautela quanto à utilização dos mesmos.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A realização do presente trabalho tinha como objetivo a determinação do coeficiente de recalque para fundações rasas na região de Cascavel – PR, visando a diminuição das manifestações patológicas causadas por recalques diferenciais nas edificações a partir da previsão de tais recalques a partir deste coeficiente, visando especialmente a execução de fundações rasas como sapatas e radiers.

Com a realização dos cálculos dos coeficientes e módulos de recalque para o solo do CEEF em seu estado natural e para uma situação fictícia de saturação, foi possível observar a colapsibilidade presente no solo desta região, tendo em vista que os coeficientes indicaram grande atuação do recalque no solo a partir da aplicação de tensões sobre o mesmo, mostrando o quão bruscas podem ser as mudanças de comportamento deste tipo de solo, o que serve de alerta para o meio técnico responsável pela elaboração de projetos e execução de fundações superficiais.

Os resultados obtidos a partir das análises semi-empíricas foram valores abaixo dos esperados, tendo em vista que foram tomados como base valores previamente determinados por Béton – Kalender (1962), que sugeriu valores do coeficiente de recalque para argilas variando de 2,00 a 8,00 kPa/cm, valores muito maiores do que os encontrados, que variaram de 0,40 a 1,84 kPa/cm que induzem a deslocamentos muito menores do que os encontrados, podendo induzir o projetista a um erro de dimensionamento.

A partir da análise dos resultados obtidos a partir da utilização de métodos semi-empíricos propostos por diversos autores, pôde-se observar a grande diferenciação entre os resultados, que apresentaram uma amplitude muito grande frente ao que se esperava. Isto pode ser atribuído ao fato de que somente um dos métodos utilizou dados obtidos em campo, sendo os outros, correlações entre coeficientes e fatores já atribuídos a determinados solos por outros autores, podendo não condizer com a realidade do solo analisado.

Devido à diferença entre os resultados obtidos, pode-se comprovar o quão impactante pode ser a execução ou não de um ensaio de provas de carga em placa para a determinação do recalque de um solo. O método que utilizou tais dados foi muito diferente dos outros e inclusive de valores tabelados, o que deve servir de alerta para a utilização destes valores na hora da previsão dos recalques de um projeto de fundação, mostrando que devem ser analisados cautelosamente antes de serem utilizados para um dimensionamento.

6 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Aplicação dos coeficientes de recalque encontrados a partir das provas de carga realizadas no CEEF em um *software* de análise numérica para verificação de semelhança entre os recalques ensaiados e os estimados pelo programa.

Realizar a análise do solo do CEEF após uma compactação prévia do mesmo, determinando os coeficientes de recalque e comparando-os com os obtidos anteriormente com o solo natural e saturado.

Determinação do coeficiente de recalque a partir de correlações com o SPT obtido em ensaios já realizados no CEEF e posterior comparação com os obtidos pelos métodos de análise de provas de carga em placa.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI. **Design of slabs on grade** (ACI 360R-92), 1997.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (A. C. I.). **Suggested analysis and design procedures for combined footings and mats**. Report by ACT Committee 336, Journal of the A. CI., p. 304-324, May-June, 1988.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria - UFSM, Santa Maria, 2011.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6122 - Projeto e execução de fundações**. 2010. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6484 – Prova de carga direta sobre terreno de fundações**. Rio de Janeiro, 1996.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6502 – Rochas e Solos**. 1995. Rio de Janeiro.

AZEREDO, Hélio Alves de. **O Edifício até sua Cobertura**. 2ª ed. 1998. São Paulo.

CAPUTO, Homero Pinto – **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988.

BERBERIAN, Dickran. **Estimativa do Coeficiente do Recalque Através de Correlações Semi-Empíricas e Provas de Placas**. COBRAMSEG, Belo Horizonte, MG, p. 01-08, out. 2016.

CARVALHO, José Camapum de et al (Org.). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Tesão Admissível em Fundações Diretas**. São Carlos: Rima, 2003.

ORTIGÃO, J.a.r. **Introdução a mecanica dos solos dos estados Criticos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Ltc Editores, 2007.

PINTO, Carlos de Sousa. **Curso Básico de Solos em 16 aulas**. 3ª edição. 2006. São Paulo.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira, 1949 – **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. São Paulo: Zigurate Editora, 2008.

SILVA, N.U.P. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia – Universidade Federal de Minas Gerais, 2006.

TEIXEIRA, A. H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. In: HACHICH et al. (eds). *Fundações teoria e prática*. 2006. São Paulo.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley & Sons, 1948.

TERZAGHI, K.V. **Evaluation of coefficient of subgrade reaction**, *Geotechnique*. Londres, Vol. 5, No. 4, p. 297-326. 1955.

VELLOSO, D. de A.; LOPES, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. 2010. São Paulo.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Resende. **Fundações, volume 1: critérios de projeto – investigações do solo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 2ª ed, 2011.

VIEIRA, Michele Kaiser; RADOLL, Josiane; DE ALMEIDA, Maycon André. **Análise da Aplicação de Fundações Rasas a partir de Resultados de Provas de Carga em Solo de Cascavel-PR**. Geocentro, Goiânia, p. 01-06, nov. 2017.

ZEN, Beatriz Anne Bordin; DE ALMEIDA, Maycon André. **Implantação e Caracterização Geotécnica do Campo Experimental de Engenharia do Centro Universitário Assis Gurgacz em Cascavel/Pr**. COBRAMSEG, Salvador, BA, p. 01-10, set. 2018.