

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE MARINGÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA
CIVIL

JOÃO HENRIQUE DE FREITAS

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SUB-BASES
EXECUTADAS COM SOLO-CIMENTO, SOLO-CIMENTO E PÓ
DE PEDRA E SOLO-FIBRA DE PET, POR MEIO DE PROVA DE
CARGA EM PLACA

MARINGÁ

2018

JOÃO HENRIQUE DE FREITAS

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SUB-BASES
EXECUTADAS COM SOLO-CIMENTO, SOLO-CIMENTO E
PÓ DE PEDRA E SOLO-FIBRA DE PET, POR MEIO DE
PROVA DE CARGA EM PLACA**

Dissertação apresentada como parte dos requisitos necessários para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual de Maringá.

Orientador: Dr. Jeselay Hemetério dos Reis

MARINGÁ
2018

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
(Biblioteca Central - UEM, Maringá – PR, Brasil)

F866a Freitas, João Henrique de
Avaliação do comportamento de sub-bases executadas com solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo-fibra pet, por meio de carga de prova em placa / João Henrique de Freitas. -- Maringá, PR, 2018.
115 f.: il. color. + apêndice

Orientador: Prof. Dr. Jeselay Hemetério dos Reis.
Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual de Maringá, Centro de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

1. Pavimentação - Técnicas. 2. Ensaio de prova de carga em placa. 3. Sub-base de pavimento. 4. Comportamento das sub-bases. I. Reis, Jeselay Hemetério dos, orient. II. Universidade Estadual de Maringá. Centro de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDD 23.ed. 625.8

JOÃO HENRIQUE DE FREITAS

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE SUB-BASES EXECUTADAS COM SOLO-CIMENTO, SOLO-CIMENTO E PÓ- DE PEDRA E SOLO-FIBRA DE PET, POR MEIO DE PROVA DE CARGA EM PLACA.

Dissertação apresentada à Universidade Estadual de Maringá, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de concentração Estruturas para obtenção do título de Mestre.

Aprovada em 27 de fevereiro de 2018



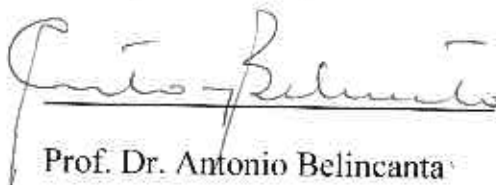
Prof. Dr. Jesner Sereni Ildefonso

Membro UEM



Prof. Dr. Mauro Leandro Menegotto

Membro UFFS



Prof. Dr. Antonio Belincanta

Co-Orientador UEM



Prof. Dr. Jeselay Hemetério C. dos Reis

Orientador UEM

À minha família pelo constante apoio e incentivo
ao longo desta caminhada.

AGRADECIMENTOS

Não poderia deixar de expressar minha enorme gratidão a todas pessoas que contribuíram na concretização deste projeto, em especial:

Ao Pai, Filho e ao Espírito Santo por me dar força e saúde para realizar meus sonhos.

Agradeço a minha família, em especial meu pai Joao Domingos, e minha mãe Ines Erminia, pela educação, pelos bons ensinamentos, pelas correções, pela companhia, pelo caráter, enfim por tudo que eu sou.

Ao amigo e professor orientador Jeselay Hemetério dos Reis, pela motivação, amizade e orientação na condução do trabalho seguido por bons momentos de conversas, não esquecendo de agradecer sua noiva Maria Aparecida Sert, pela amizade e compreensão.

Ao amigo e professor Coorientador Antonio Belincanta, pela amizade e orientação na condução do trabalho, seguido por bons momentos de conversas.

Aos professores Jesner Sereni Ildefonso, Juliana Azoia Lukiantchuki, José Kiyinha Yshiba pelas suas valiosas contribuições ao trabalho.

Aos funcionários e amigos Aparecido da Silva e Cipriano J. de Azevedo Freire pela disposição e dedicação.

Aos amigos do mestrado Mateus Henrique, Anderson Bernardino, Jessica Marcomini e Luana Capelin pela disposição e amizade

Aos colegas professores, alunos e funcionários da Universidade Estadual de Maringá.

“O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001”

RESUMO

A falta de recursos naturais para pavimentação remete a estudos que buscam alternativas viáveis no quesito ambiental, econômico e estrutural. Em decorrência disto, os materiais atualmente utilizados na pavimentação precisam proporcionar, além de bom desempenho, boa interação com o meio ambiente. O pó de pedra é um material resultante da sequência de produção das pedreiras e não apresenta significativo valor comercial, na região de Maringá. A garrafa PET é muito utilizada no Brasil, sendo sua principal aplicação na indústria de embalagens para bebidas e alimentos, no entanto, uma parcela dos resíduos PET ainda não tem disposição final correta. Tendo como foco esta problemática, este estudo se propõe a avaliar o comportamento de sub-base composta por diferentes misturas, sendo solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra, solo fibra PET e solo, sendo esta última a camada de referência. Nesta pesquisa é avaliado o comportamento carga x recalque das sub-bases. Para tanto, foram realizados ensaios de prova de carga em placa com diâmetro de 34 cm, equivalente a área de um pé quadrado. Para as composições de solo-cimento e solo-cimento e pó de pedra, foram realizados os ensaios de resistência a compressão simples (RCS), resistência a tração por compressão diametral (RTCD) e módulo de resiliência (MR), todos para o tempo de cura de 28 dias. Para a composição de solo e solo fibra de garrafa PET, foi realizado o ensaio de resistência ao cisalhamento direto (RC). Assim, este trabalho apresenta um estudo sobre o comportamento das sub-bases, por meio do módulo de reação vertical (kv), além de apresentar uma análise das tensões por meio do software ELSYM5. Os resultados obtidos nos ensaios de RCS e RTCD alcançaram resistência média superior a 4,0 MPa e 0,7 MPa respectivamente, além de obter bom comportamento para o MR. Observou-se, por meio do ensaio de RC, que o solo não perde resistência ao adicionar fibra em sua composição. Os resultados referentes as prova de carga sobre as camadas de solo-cimento e solo-cimento e pó de pedra demonstraram ganho de capacidade de suporte, alcançando tensão de ruptura de 1,98 MPa e 1,76 MPa respectivamente. Para a sub-base de solo fibra PET, não se observou ganhos significativos de capacidade de carga. Conclui-se que a composição de solo-cimento e solo-cimento e pó de pedra têm potencial de incorporação em sub-bases de pavimentos rodoviários, com redução significativa no teor de cimento, bem como a utilização expressiva do pó de pedra em sua composição.

Palavras chaves: Ensaio de prova de carga em placa. Sub-base de pavimento. Comportamento das sub-bases.

ABSTRACT

The lack of natural resources in the paving refers to studies that seek viable alternatives in the environmental, economic and structural aspects. As a result of this, the materials currently used in the paving need to provide, in addition to good performance, good interaction with the environment. Stone powder is a material resulting from the production sequence of the quarries and has no significant commercial value. The PET bottle is widely used in Brazil, its main application in the beverage and food packaging industry, however, a portion of PET waste does not yet have the correct final disposal. This study aims at evaluating the behavior of the sub-bases: soil-cement, soil-cement and stone powder, PET fiber soil and soil, the latter being the reference layer. This research evaluates the loading-repression behavior of sub-bases. For this purpose, load test were carried out on a 33 cm diameter plate, equivalent to one square foot area. For the compositions of soil-cement and soil-cement and stone powder, tests of resistance to single compression (RSC), splitting tensile strength (STS) and resilience modulus (RM) were performed, all for the age of 28 days. For the composition of soil and soil PET bottle fiber, the direct shear test was performed. Thus, this work presents a study on the behavior of the sub-bases, through the vertical reaction module (kv), in addition to presenting a stress analysis using the ELSYM5 software. The results obtained in the RSC and STS tests reached an average resistance superior to 4 MPa and 0.7 MPa respectively, besides obtaining good resilient response to the RM test. It was observed though the direct shear test that the soil does not lose resistance when adding fiber in its composition. The results related to the load test on the soil-cement and soil-cement and stone powder layers showed a support capacity gain, reaching a breaking load of 1,98 and 1,76 MPa respectively. There were no significant gains in load capacity for the sub-base of soil PET bottle fiber. It was concluded that the composition of soil-cement and soil-cement and stone powder have the potential of incorporation in sub-base layers of road pavements, allied with reduction of paving costs related to the reduction of cement contents, as well as the use of stone powder, contributing significantly to the control of the environmental damage caused by it, together with potential gain of support capacity.

Key words: Load test on plate. Sub-base of pavement. Behavior of sub-bases

LISTA DE FIGURAS

Figura 2-1: Seção transversal típica de pavimento rígido	18
Figura 2-2: Distribuição de tensão no pavimento rígido	19
Figura 2-3: Modelo de Winkler: (a)-(c); Modelo de Meio Contínuo:(d)-(e)	20
Figura 2-4: Diferença entre o Modelo de Winkler e solo real.....	21
Figura 2-5: Deformação de uma superfície com carga constante: a) Modelo de Winkler; b) Modelo com Deformação Contínua	21
Figura 2-6: Modelo de Winkler aplicado a placas de concreto	25
Figura 2-7: Ocorrência de solos de comportamento laterítico no território brasileiro	29
Figura 2-8:Corpo de prova submetido a tensões normais e horizontais.....	36
Figura 2-9: Registro oscilográfico ensaio de cargas repetidas	37
Figura 2-10:(a) Pressão vertical no ponto N no interior de um sólido semi-infinito devido a uma carga p; (b) pressão vertical no ponto N abaixo do centro da área circular atuada por uma carga p por unidade de área. Fonte: Terzaghi (1943).....	39
Figura 2-11: Tensor das Tensões em Coordenadas Cilíndricas	41
Figura 2-12:Vista Axial do Elemento de Volume infinitesimal.....	41
Figura 2-13: Vista em corte dos parâmetros da Equação 22	43
Figura 2-14: Fatores de influência para placa circular	44
Figura 2-15: Placa flexível em solo arenoso	45
Figura 2-16: Placa rígida em solo arenoso	45
Figura 2-17: Placa flexível em solo argiloso	46
Figura 2-18: Placa rígida em solo argiloso.....	46
Figura 2-19:Modo de ruptura: Cisalhamento geral	47
Figura 2-20: Modo de ruptura: Cisalhamento por puncionamento	48
Figura 2-21: Modo de ruptura: Cisalhamento local (transição)	49
Figura 2-22: Curva tensão recalque de Terzaghi.....	49
Figura 2-23: Diagrama de pressão recalque	50
Figura 3-1: Curva granulométrica da camada de solo evoluído da região de Mandaguçu-PR	55
Figura 3-2: Curva granulométrica do pó de pedra.....	56
Figura 3-3: Processo de compactação do subleito.....	61
Figura 3-4: a) Processo de compactação da camada; b) Verificação da espessura da camada compactada	61
Figura 3-5: Vista frontal utilizada para a prova de carga em placa.....	62
Figura 3-6: Vista Frontal dos relógios fixado na viga de referência	63
Figura 3-7: Vista frontal dos relógios comparadores na placa e na superfície do solo	64
Figura 3-8: Vista frontal da cava no processo de inundação.....	64
Figura 3-9: Curva carga x recalque	67
Figura 3-10: Processo de inundação $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	69
Figura 3-11: Equipamento utilizado para o ensaio de compressão simples	69
Figura 3-12: Equipamento utilizado para o ensaio de tração por compressão diametral	70
Figura 3-13: Vista frontal do ensaio de módulo de resiliência.....	71
Figura 3-14: Equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento	72
Figura 4-1: Curva carga recalque subleito.....	74
Figura 4-2: Curva carga recalque subleito inundado.....	75
Figura 4-3: Curva carga recalque: $S_{(100\%)}$	76
Figura 4-4: Curva carga recalque: $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	77
Figura 4-5: Curva carga recalque: $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}-P_{(48\%)}$	78
Figura 4-6: Curva carga recalque: $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}-P_{(48\%)}$ inundado.....	79

Figura 4-7: Curva carga recalque: $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	80
Figura 4-8: Curva carga recalque: $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado	81
Figura 4-9: Característica do processo de ruptura para as camadas estudadas	83
Figura 4-10: Característica das fissuras das camadas estudadas	83
Figura 4-11: Corte transversal na camada de $S_{(100\%)}$	84
Figura 4-12: Vista frontal da ruptura do corpo de prova	85
Figura 4-13: Curva τ max x deslocamento $S_{(100\%)}$	89
Figura 4-14: Curva τ max x deslocamento $S_{(100\%)}$ inundado	89
Figura 4-15: Curva τ max x deslocamento $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	90
Figura 4-16: Curva τ max vs deslocamento $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ inundado	90
Figura 4-17: Perfil dos pontos analisados	91
Figura 4-18: Distribuição das tensões de cisalhamento na sub-base $S_{(100\%)}$ submetido ao carregamento de 90 kN	93
Figura 4-19: Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ submetido ao carregamento de 100 kN	94
Figura 4-20: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(100\%)}$; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	95
Figura 4-21: a) Ruptura da sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ submetido ao carregamento de 100 kN; b) Vista superior da forma de ruptura apresentada na sub-base de $S_{(100\%)}$	95
Figura 4-22: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base com MR variável.	97
Figura 4-23: Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado, com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado com MR variável.	98
Figura 4-24: a) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ com E_s constante; b) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ com MR variável.	99
Figura 4-25: Ruptura da sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	99
Figura 4-26: Comportamento da ruptura da sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	100
Figura 4-27: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com MR variável	101
Figura 4-28: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado, com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado, com MR variável.	102
Figura 4-29: a) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com E_s constante; b) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com MR variável.	103
Figura 4-30: Ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	103
Figura 4-31: Comportamento da ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	104
Figura 4-32: Círculo de Mohr das tensões atuantes na sub-base $S_{(100\%)}$	104
Figura 4-33: Círculo de Mohr das tensões atuantes na sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	105

LISTA DE TABELA

Tabela 2-1: Classificação HRB-AASHTO, Unificada e valores de k_v	23
Tabela 2-2: Valores de k_v em kgf/cm^3 (Terzaghi, 1955)	24
Tabela 2-3: Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo cimento.....	31
Tabela 2-4: Modelos Matemáticos para obtenção do MR.....	37
Tabela 3-1: Índices físicos e limites de consistência típicos do subsolo de Maringá, para locais de alta e média vertente	54
Tabela 3-2: Classificação granulométrica da camada de solo evoluído da região de Mandaguçu-PR	55
Tabela 3-3: Classificação granulométrica do pó de pedra mais pedrisco.....	56
Tabela 3-4: Ensaio de tração das fibras de PET verde e incolor.....	57
Tabela 3-5: Características do cimento utilizado na pesquisa	58
Tabela 3-6: Denominações das misturas	59
Tabela 3-7: Valores de referência para a pesquisa	59
Tabela 4-1: Valores de k_{v1} , k_{v2} , σ_r e $W(\%)$	82
Tabela 4-2: Tensão de compressão média dos corpos de prova.....	85
Tabela 4-3: Tensão de tração média dos corpos de prova.....	86
Tabela 4-4: Modelo em função da tensão desvio	87
Tabela 4-5: Modelo em função da tensão confinante e modelo composto	88
Tabela 4-6: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base de $S_{(100\%)}$	92
Tabela 4-7: Valores de cisalhamento na fibra superior da sub-base $S_{(100\%)}$	92
Tabela 4-8: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	93
Tabela 4-9: Valores de cisalhamento na fibra superior da sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	94
Tabela 4-10: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	96
Tabela 4-11: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	97
Tabela 4-12: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	100
Tabela 4-13: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado.....	101
Tabela 4-14: Valores de capacidade de carga ensaiado e calculada.....	106

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

- σ : Tensão de contato media na base da fundação;
- w: Deslocamento vertical;
- b: Largura;
- l: comprimento;
- p: Pressão de contato;
- E: Módulo de elasticidade do concreto a tração e compressão
- γ : Peso específico do solo;
- ν : Coeficiente de Poisson do concreto;
- c: Coesão do solo;
- φ : Ângulo de atrito do solo;
- M_y : Momento fletor em y;
- L: Raio de rigidez relativo;
- a: Raio do círculo equivalente de contato;
- $\sigma_{max.}$: Tensão máxima;
- P: Carga pontual;
- b: Largura da placa;
- G: Coeficiente que depende de a e L;
- σ_d : Tensão desvio;
- Δh : Deslocamento vertical máximo;
- h_0 : Comprimento inicial;
- ϵ_t : Deformação total;
- ϵ_e : Deformação recuperável;
- ϵ_p : Deformação permanente;
- σ_3 : Tensão de confinamento;
- θ : Primeira invariante de tensão;
- $\sigma_{oct.}$: Tensão de cisalhamento octaedro;
- P_a : Pressão atmosférica;
- k_1, k_2, k_3 e k_4 : Constantes experimentais;
- σ_z : Tensão da profundidade z;
- σ_c : Tensão de compressão;
- σ_t : Tensão de tração;
- σ_x : Tensão na direção x;

R: Raio da placa circular;
 z: Profundidade de interesse;
 B: Menor dimensão da fundação;
 ν_s : Coeficiente de Poisson do solo;
 E_s : Módulo de elasticidade do solo;
 I_s : Fator de forma da fundação;
 MR: Módulo de resiliência;
 CCP: Concreto de cimento Portland;
 D: Rigidez da placa;
 SAFL: Solo arenoso fino laterítico;
 W: Umidade;
 γ_d : Peso específico do solo;
 ρ_d : Massa específica do solo;
 ELS: Estado limite de serviço;
 ELU: Estado limite último;
 SC: Solo-cimento;
 DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
 ASTM: American Society for Testing and Materials;
 AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials;
 RCS: Resistência a compressão simples;
 RTCD: Resistência a tração por compressão diametral;
 RC: Resistência ao cisalhamento;
 CP: Corpo de prova;
 ELSYM5: Elastic Layered System Model 5;
 σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$, $\tau_{\theta r}$, $\tau_{r\theta}$ e σ_{zz} : Tensor das Tensões em Coordenadas Cilíndricas;
 N_C , N_q , e N_γ : fatores de capacidade de carga tabelados por Vésic;
 LVDT: Linear Variable Differential Transformer;
 r: Distância do ponto de aplicação da carga até o ponto de análise;
 g: Grama
 g/cm^3 : Gramas por centímetro cúbico
 cm: Centímetro
 cm^2 : Centímetro quadrado
 cm^3 : Centímetro cúbico
 mm: Milímetro

kg: Quilograma

kgf : Quilograma força

kgf/cm²: Quilograma força por centímetro quadrado

kgf: Quilograma força

kN: Quilo Newton

MPa: Mega Pascal

SUMARIO

1. INTRODUÇÃO	15
1.1 JUSTIFICATIVAS	16
1.2 OBJETIVO GERAL.....	17
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	17
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	18
2.1 Pavimento	18
2.2 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL (k_v)	19
2.2.1. Modelo de Winkler (k)	19
2.2.2. Aplicabilidade do módulo de reação vertical (k_v)	24
2.3 SOLOS	27
2.3.1. Solo laterítico.....	27
2.3.2. Solo arenoso fino laterítico (SAFL)	28
2.3.3. Estabilização de solo para suporte de pavimento	29
2.4 MATERIAIS DE REFORÇO PARA SUB-BASE.....	30
2.4.1. Solo reforçado com cimento.....	30
2.4.2. Solo-cimento reforçado com pó de pedra.....	31
2.4.3. Solo reforçado com fibra	32
2.5 DEFORMABILIDADE DO SOLO	35
2.5.1. Módulo de elasticidade	35
2.5.2. Módulo de resiliência (MR)	35
2.6 TEORIA DE DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES	39
2.7 PROVA DE CARGA EM PLACA	47
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	53
3.1 LOCAL DA PESQUISA	53
3.2 SOLO DE MARINGÁ/PR	53
3.3 MATERIAIS	54
3.3.1 Solo.....	54
3.3.2 Pó de pedra	55
3.3.3 Fibras de PET	57
3.3.4 Cimento	58
3.4 MÉTODO EXPERIMENTAL	58
3.4.1. Mistura.....	58
3.4.2. Parâmetros de compactação.....	59
3.4.3. Ensaio de placa	59
3.4.4. Ensaio mecânicos.....	68
4. RESULTADOS E ANÁLISES	74
4.1. Ensaio de Placa.....	74
4.2. Ensaio de resistência a compressão simples.....	85
4.3. Ensaio de tração por compressão diametral	86
4.4. Ensaio de módulo de resiliência	87
4.5. Ensaio de resistência ao cisalhamento.....	88
4.6. Simulação da prova de carga - elsym5	90
4.7. Funcionalidade das sub-bases estudadas para pavimentos rodoviários.....	107

5. CONCLUSÃO.....108

6. BIBLIOGRAFIA111

APÊNDICE.....116

1. INTRODUÇÃO

Quando se trata de obra de engenharia é observada a necessidade de se conhecer o solo sobre o qual estará situada, sendo este, de fundamental importância para a descrição do comportamento estrutural. No caso de pavimentos, que são constituído por diferentes camadas com espessuras e comportamentos mecânicos distintos, destaca se a necessidade de conhecer a forma de distribuição de tensão. Os pavimentos podem ser definidos como estruturas de múltiplas camadas, com a função de resistir as intempéries e aos esforços de tráfego de veículos

Como alternativa para melhorar o desempenho das camadas constituintes dos pavimentos, o presente trabalho traz um estudo que visa analisar o comportamento da curva pressão recalque para a sub-base com adição de pó de pedra e fibra de polietileno tereftalato (PET). O pó de pedra, produto da britagem de rochas que encontra-se na região de Maringá, apresenta pouco ou nenhum valor comercial e costuma ser estocado ao ar livre no pátio das pedreiras, se tornando agente de degradação ambiental. A garrafa PET é muito utilizada no Brasil, sendo sua principal aplicação na indústria de embalagens para bebidas e alimentos, no entanto, uma parcela desses resíduos PET ainda não tem à disposição final correta. Uma alternativa é reduzir a destinação inadequada deste material, por meio da reutilização deste plástico como subproduto em materiais de construção civil, objetivando manter ou melhorar o desempenho mecânico do solo avaliado, interesse que serviu de fomento para esse estudo.

A determinação da curva pressão recalque é fundamental para a avaliação do comportamento real das misturas estudadas. Para isso, a norma do DNIT 055/2004 e a norma internacional ASTM-D1196/D1196M-12 definem os ensaios de prova de carga em placa como ensaios reduzidos submetidos a carregamentos sequenciais e incrementais. A abordagem usada para a interpretação de provas de carga em pavimentos, consiste na determinação do módulo de reação vertical (k_v).

Além disso, a estrutura dos pavimentos necessita de grande volume de materiais com baixa compressibilidade, de modo a melhorar o desempenho e diminuir os danos associados aos recalques nos pavimentos. A escolha de materiais de baixa compressibilidade representa, em alguns casos, custos elevados, que variam sistematicamente em função da localização das jazidas e do tipo de material.

Desse modo, pesquisas tem sido desenvolvidas no sentido de aplicar materiais alternativos para melhorar o comportamento da sub-base. Assim, este trabalho apresenta um estudo sobre as sub-bases executadas com solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo fibra

de PET, por meio do módulo de reação vertical (k_v), bem como sua análise pelo software ELSYM5.

1.1 JUSTIFICATIVAS

No quesito destinação final dos resíduos sólidos, a reutilização é a primeira na ordem de prioridade na gestão e gerenciamento destes, seguida da reciclagem e tratamento. Portanto a busca pela reutilização do pó de pedra e fibra de PET em substituição ou adição aos agregados tradicionais representa a redução das atividades de exploração dos recursos naturais além de progresso tecnológico para o setor, aliado a redução de desperdícios.

Destaca-se ainda que com o aumento da frota de veículos nos últimos anos, aliada a condição precária em que se encontra a malha viária brasileira, é observada a necessidade de analisar o desempenho dos pavimentos. Em sua grande totalidade, o desempenho dos pavimentos é afetado por movimentos repetitivos de tráfego pesado e lento. Esses movimentos podem ser observados em lugares como pontos de ônibus, terminais rodoviários, semáforos e pátios industriais. Em tais situações, são indicados a implantação de pavimentos rígidos, por possuírem melhor desempenho frente aos esforços provenientes de tais movimentos.

As atuações de tráfego pesado e lento nos pavimentos flexíveis trazem como consequência um processo de deformação mais acelerado, o que exige maiores custos com manutenção. Diante dessa situação, o reconhecimento do desempenho da estrutura da fundação do pavimento é um fator de grande importância para um efetivo dimensionamento do pavimento.

O reconhecimento do estado de pressão recalque do solo tem sido um problema para engenheiros projetistas de pavimentos e piso de concreto, por não possuírem as informações referentes ao estado de deformabilidade do solo. A obtenção dessas informações é de grande importância para uma efetiva análise do comportamento estrutural do mesmo.

A presente pesquisa busca otimizar procedimentos que envolvam a engenharia de pavimentação, de modo a aplicar o conhecimento desenvolvido na interpretação do comportamento da fundação de pavimentos rodoviários.

A escolha de misturas que resulta em baixa compressibilidade representa redução de danos associados valores de recalque no pavimento, diante disso a pesquisa busca estudar o comportamento de sub-bases melhoradas com, cimento, pó de pedra e fibra de PET.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo desta pesquisa é avaliar o comportamento das sub-bases com emprego de prova de carga estática para as misturas de solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo-fibra de PET na região de Maringá.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

A seguir serão apresentados os objetivos específicos da pesquisa:

- a) Analisar o módulo de reação (kv) da sub-base: solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra, solo-fibra de PET;
- b) Analisar o comportamento da ruptura para a sub-base: solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra, solo-fibra de PET;
- c) Analisar propriedade mecânica do solo-cimento, solo-cimento e pó de pedra e solo-fibra de PET;
- d) Analisar a carga de ruptura para as camadas de solo e solo-fibra de PET por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb e pela equação de capacidade de carga de Terzaghi (1943);
- e) Analisar o comportamento da distribuição de tensão para as misturas ensaiadas por meio da simulação no programa ELSYM5, correlacionando com a forma de ruptura em campo.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 PAVIMENTO

Pode-se definir como pavimento toda estrutura composta por múltiplas camadas de espessura variáveis assentadas sobre um subleito regularizado destinado ao tráfego, que possui a função de receber e resistir os esforços externos oriundos do tráfego, bem como as condições do intemperismo. Logo, por sua natureza, o pavimento deve apresentar condições de segurança, economia e conforto aos usuários (DNIT, 2006).

2.1.1. Pavimento rígido

O revestimento de pavimentos rígidos é composto por placas de concreto de Cimento Portland (CCP). Tais pavimentos são substancialmente mais rígidos do que os pavimentos flexíveis, devido ao elevado módulo de elasticidade do CCP. Eventualmente estes pavimentos podem ser reforçados por telas ou barras de aço.

São constituídos por camadas que trabalham essencialmente à tração, seu dimensionamento é baseado nas propriedades resistentes de placas de concreto de cimento Portland, as quais são apoiadas em uma camada de transição, a sub-base. A determinação da espessura é obtida a partir da resistência à tração do concreto, e por meio das considerações em relação à fadiga, coeficiente de reação do subleito e cargas aplicadas ao pavimento. É possível dizer que os pavimentos rígidos são pouco deformáveis com uma vida útil maior se comparado com os flexíveis. A seção característica do pavimento rígido pode ser vista na Figura 2-1.

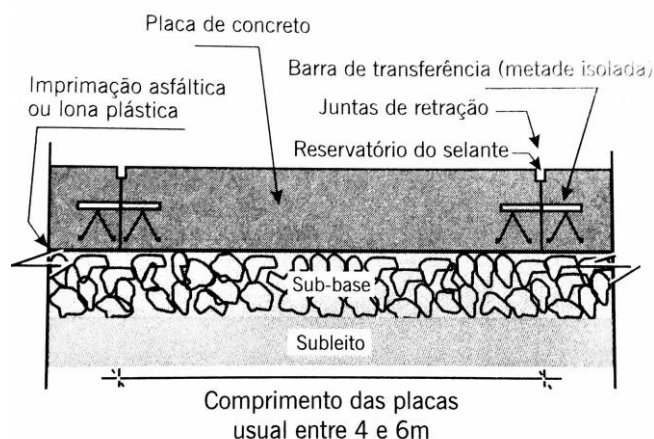


Figura 2-1: Seção transversal típica de pavimento rígido

Fonte: Bernucci (2006).

Para o pavimento rígido é verificado que a distribuição de tensões para as camadas inferiores do pavimento tem caráter distribuído. Tal comportamento está relacionado com o alto

valor de módulo de elasticidade do revestimento. A camada de rolamento tem a função estrutural de receber as tensões de tráfego e transmiti-las de forma atenuada ao subleito. O carregamento que o pavimento está sujeito, depende das características do veículo e do tipo de eixo. Segundo Medina (2005), o peso máximo por eixo dos veículos automotores que trafegam nas rodovias brasileiras, são:

- Eixo simples, rodas simples: 6,0 tf;
- Eixo simples rodas duplas: 10,0 tf;
- Eixo duplo (tandem), rodas duplas: 17,0 tf;
- Eixo triplo (tandem), rodas duplas: 25,5 tf.

A Figura 2-2 demonstra o comportamento das tensões em um pavimento rígido.

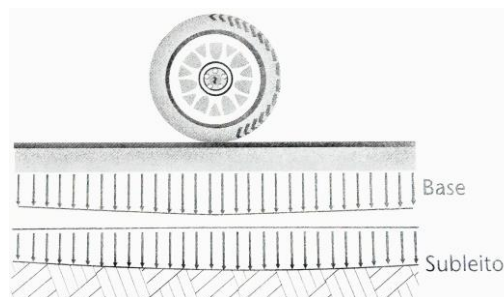


Figura 2-2: Distribuição de tensão no pavimento rígido
Fonte: Balbo (2007).

2.2 MÓDULO DE REAÇÃO VERTICAL (k_v)

Neste item é apresentado o conceito e modelo de análise de interação solo-placa, no qual a rigidez relativa é considerada no cálculo de seus deslocamentos e esforços internos. A análise da interação solo-placa parte da consideração do comportamento do solo como uma mola.

2.2.1. Modelo de Winkler (k)

É observada a necessidade de calcular as tensões induzidas no pavimento pela reação da fundação e compatibilização com a característica resistente da camada de rolamento. Há dois modelos principais para representar o comportamento do solo, o modelo de Winkler e o modelo do Meio Contínuo, conforme apresentado na Figura 2-3.

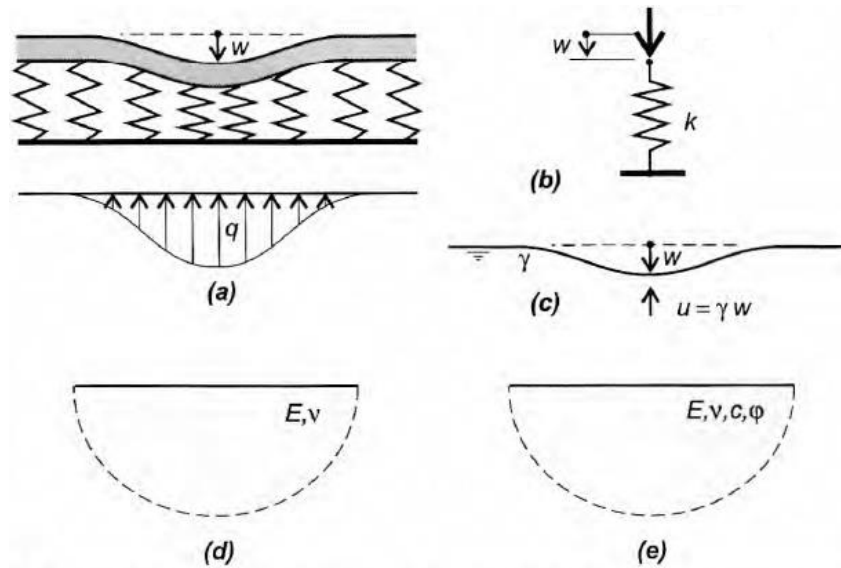


Figura 2-3: Modelo de Winkler: (a)-(c); Modelo de Meio Contínuo:(d)-(e)
 Fonte: Veloso e Lopes (2012)

O Modelo do Meio Contínuo pode ser representado por métodos numéricos, além de poder apresentar comportamento elástico (Figura 2-3.d) e elasto-plástico (Figura 2-3.e). Para o modelo de Winkler há algumas soluções numéricas pelo Método das Diferenças Finitas e Método dos Elementos de Contorno. Já para o Modelo do Meio Contínuo, dificilmente é justificado em projetos, pois requer solução pelo Método dos Elementos Finitos, tornando-se oneroso para os projetistas (HACHICH, 1998).

O modelo Winkler de 1867 considera o solo como um meio discreto que apresenta reação quando submetido a esforços. Neste modelo, o solo é assimilado por uma série de molas independentes com comportamento elástico linear. A rigidez dessas molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade, entre a pressão aplicada e o deslocamento do solo.

Segundo Balbo (2009), o modelo foge da realidade uma vez que o comportamento de um solo de fundação possui esforços de cisalhamento entre suas partes, gerando reações de apoio distintas daquela prevista no modelo de Winkler. É visualizado na Figura 2-4 que junto às bordas, as reações do subleito são maiores, bem como a continuidade do deslocamento da borda para o entorno da placa.

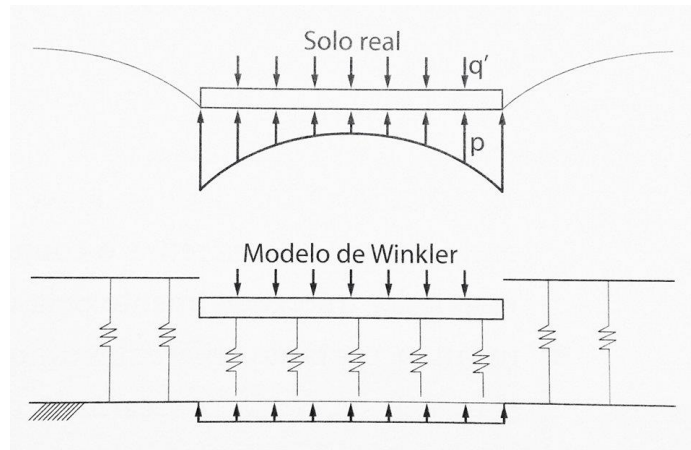


Figura 2-4: Diferença entre o Modelo de Winkler e solo real
Fonte: Balbo (2009)

Este modelo de comportamento do solo admite que as pressões de contato são proporcionais ao deslocamento (w) de qualquer ponto situado na superfície do solo quando carregado. Para o caso de deformação vertical, a tensão é dada pela Equação 1:

$$\sigma = k_v \cdot w \quad (1)$$

Em que:

σ : Tensão de contato média na base da fundação.

w : Deslocamento vertical (recalque).

k_v : Módulo de reação vertical.

O Modelo de Winkler é desenvolvido por um parâmetro, que assume que o deslocamento vertical de um ponto da base é proporcional à pressão nesse ponto e não depende da pressão nos pontos adjacentes. O modelo atribui ao solo um valor de rigidez denominada por k_v (Dinev 2012).

O Modelo Winkler, é simples e eficiente, porém não representa com precisão as características de uma fundação. A deficiências no Modelo Winkler está na representação descontínua do deslocamento da superfície carregada, desconsiderando a resistência de atrito entre as camadas adjacentes Figura 2-5.



Figura 2-5: Deformação de uma superfície com carga constante: a) Modelo de Winkler; b) Modelo com Deformação Contínua
Fonte: Teodoru (2009)

Segundo Balbo (2009), o valor de k_v é tido como uma medida de rigidez da fundação, ou seja, capacidade de se pôr contra sua própria deformação, expressa em unidade de pressão por deformação. Com base na teoria é possível afirmar que:

a) O k_v depende da deformação sofrida, pois como a placa apresenta variação de deformações e o subleito por hipótese possui comportamento monolítico, o k_v por hipótese se comportará diferente em pontos distintos da placa;

b) A deformação do subleito em termos de superfície deformada é regida pela deformação da placa, portanto, pode-se dizer que k_v é menos significativo para a linha de deformação do subleito do que a própria placa.

Segundo Balbo (2009), independente das limitações presente no modelo de mola, ainda hoje é utilizado o valor de k_v como parâmetro de dimensionamento dos pavimentos de concreto. Yoder e Witczar apresentam uma correlação textual entre o valor do módulo de reação do subleito e a classificação unificada de solos (*Unified Soil Classification System*), desenvolvida pelo professor Arthur Casagrande, conforme apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2-1: Classificação HRB-AASHTO, Unificada e valores de kv

Classificação HRB-AAHTO	Descrição	Classificação unificada	Massa específica aparente seca (KN/m ³)	CBR (%)	Valor de kv (MPa/m)
A-1-a bem graduado	Pedregulho	GW	20-22,50	60-80	80-120
A-1-a mal graduado		GP	19,25-20,8	35-60	80-110
A-1-b	Areia grossa	SW	17,60-20,80	20-40	55-110
A-3	Areia fina	SP	16,80-19,25	15-25	40-80
A-2-4 pedregulhoso	Pedreg. siltoso	GM	20,8-23,20	40-80	80-135
A-2-5 pedregulhoso	Pedreg. Siltoarenoso				
A-2-4 arenoso	Areia siltosa	SM	19,25-21,60	20-40	80-110
A-2-5 arenoso	Areia siltopedregulhosa				
A-2-6 pedregulhos	Pedreg. Argiloso	GC	19,25-22,50		55-120
A-2-7 pedregulhos	Pedreg. Argiloarenoso				
A-2-6 arenoso	Areia argilosa	SC	16,80-20,80	10 a 20	40-95
A-2-7 arenoso	Areia argilopedregulhosa				
A-4	silte/areia/mistura pedregulhosa	ML	14,40-16,80	4,0-8,0	7,0-45,0
		OL	16-20	5,0-15,0	10,0-60,0
A-5	Silte mal graduado	MH	12,80-16	4,0-8,0	7,0-50,0
A-6	Argila plastica	CL	16-20	5,0-15,0	7,0-70,0
A-7-5	Argila moderadamente elastoplastica	CL e OL	14,40-20	4,0-15,0	7,0-60,0
A-7-6	Argila muito elastoplastica	CH e OH	12,80-17,60	3,0-5,0	10,0-60,0

Fonte: Balbo (2009)

Vários pesquisadores publicaram valores de kv em função do tipo de solo, entre eles Terzaghi (1955), que estudou o comportamento do módulo de reação do solo por meio do ensaio de placa de um pé quadrado. Como mostra a Tabela 2-2.

Tabela 2-2: Valores de k_v em kgf/cm^3 (Terzaghi, 1955)

Argilas	Rija	Muito Rija	Dura
q_u (kgf/cm^2)	1 - 2	2 - 4	> 4
faixa de valores	1,6 - 3,2	3,2 - 6,4	> 6,4
valor proposto	2,4	4,8	9,6
Areias	Fofa	Med. Compacta	Compacta
faixa de valores	0,6 - 1,9	1,9 - 9,6	9,6 - 32
areia acima N.A.	1,3	4,2	16
areia submersa	0,8	2,6	9,6

2.2.2. Aplicabilidade do módulo de reação vertical (k_v)

Para a concepção do comportamento estrutural do pavimento é necessário conhecer seu carregamento para que posteriormente ter a concepção correta da reação da fundação. Segundo Baptista (1976), as principais considerações são:

- a) Ação dos esforços devido a ação estática do peso dos veículos que transitam no pavimento mais o aumento devido ao efeito do impacto;
- b) Esforços devidos a variação de temperatura.

O presente trabalho foi desenvolvido em torno dos esforços devido a ação dos veículos. De tal forma foram apresentadas com maior rigor as tensões que atuam no pavimento por meio do equacionamento Westergaard.

As cargas que operam no pavimento são devidas as ações de tráfego dos veículos. Para a concepção do carregamento, Baptista (1976) diz que as cargas são decorrentes do peso do veículo (tara), somada com o valor do peso transportado, multiplicadas por um coeficiente de impacto.

É percebido que a área de contato pneu/pavimento tem influência direta no dimensionamento do pavimento, que por sua vez será considerada equivalente a área de um círculo de raio a . Para o dimensionamento do pavimento é considerada não somente a máxima carga transmitida isoladamente por roda, mas sim a ação conjunta de todos os veículos que irão trafegar sobre o pavimento a ser dimensionado (BAPTISTA, 1976).

A solução do estado de pressão e deslocamento em pavimento rígido foi divulgada efetivamente por Westergaard, que resolveu o problema de uma placa elástica suportada por uma fundação elástica.

Westergaard estudou os tipos de carga por meio da elaboração da fórmula de tensão máxima. Tal formulação foi possível por meio das seguintes hipóteses:

- a) Consideração da placa elástica, homogenia e isotrópica;

b) Consideração do solo, sobre o qual repousa a placa como um modelo líquido denso, sua maior ou menor rigidez é indicada por uma pressão que é necessária aplicar para deformá-lo em uma unidade de comprimento, ou seja, $(\text{kg}/\text{cm}^2)/\text{cm}$.

Admitindo que a resposta da fundação de suporte para a placa é dada pela equação 2, onde k_v é o módulo de reação vertical da fundação que servirá de apoio para a placa e w é o deslocamento da fundação de apoio, que dado a rigidez da placa, é o mesmo deslocamento da placa (teorema das deformações recíprocas de Maxwell). A equação analítica de partida de Westergaard dada pela equação:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \cdot \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \cdot \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p - k_v \cdot w}{D} \quad (2)$$

Na hipótese de Westergaard o subleito é tido como um conjunto de molas semelhantes dispostas verticalmente que respondem as ações externas sem ocorrer esforços de cisalhamento entre elas, conforme a Figura 2-6. Trata-se de uma hipótese simplificadora, que se distancia da realidade do comportamento de uma base ou subleito.

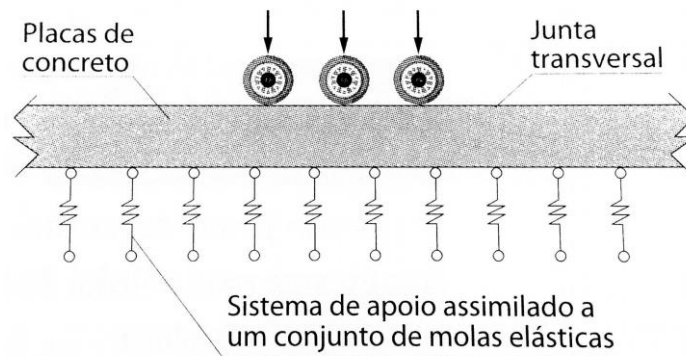


Figura 2-6: Modelo de Winkler aplicado a placas de concreto
Fonte: Balbo (2009)

Observa-se que o k_v possui limitações por não ser um valor constante, dependendo da assimilação de hipóteses. Um aspecto de grande importância no estudo de Westergaard, é o conceito de raio de rigidez relativa do sistema estrutural, descrito pela relação placa mais apoio (base ou subleito).

Segundo Balbo (2009), É observado que o valor de rigidez da placa (D) é dividido pela rigidez do apoio (k_v), o que é denominado rigidez relativa. Westergaard definiu o raio de rigidez relativa como a raiz quarta da relação entre a rigidez da placa e a rigidez do subleito, conforme a demonstrado na Equação 3:

$$L = \left(\frac{E b^3}{12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_V} \right)^{1/4} \quad (3)$$

Sendo:

L: Raio de rigidez relativa;

a: Raio do círculo equivalente da área de contato;

E: Módulo de elasticidade do concreto a tração e compressão em kg/cm²;

ν : Coeficiente de Poisson;

k_V : Medida de rigidez do terreno, denominado módulo de reação vertical;

Diante do exposto é possível concluir a fórmula para a tensão máxima, apresentada na Equação 4:

$$\sigma_{\max.} = G \frac{P}{b^2} \quad (4)$$

Sendo:

$\sigma_{\max.}$: Tensão máxima, me kg/cm²;

P: Carga aplicada, somada ao impacto em kg;

b: Espessura da placa, considerada uniforme em cm;

G: Coeficiente que depende de (a) e (L).

A formulação desenvolvida por Westergaard para tensão máxima, considera três pontos de atuação do carregamento:

- a) Carga aplicada no centro da placa;
- b) Carga aplicada na borda da placa;
- c) Carga aplicada na esquina da placa.

O valor de G é dado pelas fórmulas 5, 6 e 7:

Carga na esquina, Equação 5:

$$G = 3 * \left[1 - \left(\frac{a * \sqrt{2}}{1} \right)^{0.6} \right] \quad (5)$$

Carga no bordo, Equação 6:

$$G = 0,529 * (1 + 0.54\nu) * \left[\log_{10} \left(\frac{E b^3}{k_V b^4} \right) - 0,71 \right] \quad (6)$$

Carga no centro, Equação 7:

$$G = 0,529 * (1 + \nu) \left[\log_{10} \left(\frac{Eb^3}{k_V b^4} \right) \right] \quad (7)$$

É observado que as Equações 5, 6 e 7 oferece o valor de G, parâmetro no qual permite calcular a tensão máxima em uma placa rígida sobre uma camada de solo.

2.3 SOLOS

Solos são materiais não consolidados, isto é, possuem grãos que podem ser separados por processos mecânicos ou hidráulicos, resultado da decomposição das rochas. O solo pode, também, se apresentar como estrutura natural ou artificial. A estrutura artificial é caracterizada pelo seu transporte ou compactação (VILLIBOR et al, 2007). No âmbito da engenharia, é considerado solo todo tipo de material orgânico ou inorgânico, não consolidado ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície da terra.

Quanto a classificação do solo em decorrência de seu processo geológico e pedológico, é possível constatar dois tipos de solo na região tropical, os solos lateríticos e os solos saprolíticos (VILLIBOR et al., 2007).

2.3.1. Solo laterítico

Na região de clima tropical, em que ocorre seca no inverno, com altos índices de chuvas e temperaturas altas no verão, há o favorecimento da formação dos chamados solos lateríticos. Tais solos são altamente intemperizados pelo processo pedológico da região (VILLIBOR et al., 2007). Segundo Belincanta e Reis (2004), os solos do Noroeste do Paraná são provenientes da decomposição de arenito (Arenito Caiuá). Em função do clima úmido e quente, esses solos se apresentam com duas camadas bem distintas, uma superficial bem evoluída laterizada, e a segunda menos evoluída sobreposta a rocha matriz.

Segundo Villibor et al. (2007), várias peculiaridades podem ser destacadas no processo de laterização. Tais como o enriquecimento do solo com óxidos hidratados de ferro e alumínio e a permanência da caulinita, como argilo mineral, este último com presença predominante. Esses minerais citados conferem ao solo a coloração típica, vermelho, amarelo, marrom e alaranjado.

A fração areia é predominante, mas também são encontrados minerais como a magnetita, turmalina, zircão, etc. A presença de concreções lateríticas ferruginosas e aluminosas de alta resistência, oferece ao solo aglomerações de partículas finas sob ação cimentante destes óxidos (CARVALHO, 2005).

2.3.2. Solo arenoso fino laterítico (SAFL)

No território brasileiro existe uma vasta área coberta por solos arenosos finos, estes são encontrados na parte superficial e possuem características próprias devido aos processos pedológicos. Muitos desses solos são jazidas naturais de solo arenoso fino laterítico (SAFL), adequado para o uso em sub-base e base de pavimento (VILLIBOR et al. ,2007).

Solos superficiais evoluídos são empregados em camadas nobres de pavimento rodoviário. Sua caracterização tem sido realizada com o emprego de ensaios, como sondagem a trado, coleta de amostra de solo do tipo deformada, determinação da umidade, densidade “*in situ*” e ensaio com penetrômetro dinâmico de ponta cônica. Ensaio de laboratório também são realizados como, peso específico dos grãos, granulometria por sedimentação, limites de consistência – LL e LP e compactação com CBR (BELINCANTA; REIS, 2004).

Segundo Santana et al. (1987 apud Carvalho, 2005), os solos lateríticos, em sua grande maioria, apresentam índice CBR relativamente alto e expansão baixa, com parâmetros LL e LP elevados e alto módulo de resiliência. Em contato com a água não ocorrem perdas significativas, pois possuem aglomerações bem desenvolvidas, os tornando impermeáveis e resistentes a erosão, porém quando secos, é possível se observar presença de contração significativa.

Segundo Villibor et al. (2007), a utilização de SAFL foi adotada devido ao elevado valor de capacidade de suporte e baixa expansão apresentado no CBR. Na Figura 2-7 é observada a ocorrência de solos de comportamento laterítico no território brasileiro.



Figura 2-7: Ocorrência de solos de comportamento laterítico no território brasileiro
 Fonte: Villibor et al. (2007)

2.3.3. Estabilização de solo para suporte de pavimento

Os solos exibem variadas características físicas e mecânicas que lhes conferem respostas ao seu manejo, porém de maneira abrangente, a partir do momento em que o solo é utilizado para suporte de estrutura de pavimento, há necessidade de estabilizá-lo. Estabilizar um solo significa alterar alguma de suas propriedades, visando melhorar o seu comportamento sob o ponto de vista da engenharia.

É entendida por estabilização mecânica a operação de reduzir os vazios do solo. A energia de compactação é fundamental no melhoramento do desempenho do subleito, reforço do subleito, sub-base e base. É conveniente trabalhar com a forma de energia que gere o menor custo de construção vinculada a um material de qualidade (VIANA, 2007).

As energias utilizadas na compactação por forma de impacto ou dinâmica são: normal, intermediária e modificada. O ensaio de compactação consiste na determinação da curva de compactação, que se baseia na interpolação de pontos pertencente ao gráfico, peso específico (γ_d) por teor de umidade (W_o), para uma dada energia de compactação.

A obtenção da maior massa específica aparente seca possível de um solo, por meio de aplicação de energia, reflete em maior quantidade de partículas sólidas por unidade de volume, resultando, assim, em maior resistência do solo (SENÇO, 2007). É importante ressaltar que, com o aumento da massa específica aparente seca, a redução da permeabilidade do solo compactado, refletindo assim em um fator de estabilidade (SENÇO, 2007).

Para Senço (2007), na execução de camadas de pavimento, há a necessidade da realização da compactação, tendo assim maior quantidade de partículas de sólidos em um volume, que implica na obtenção das maiores densidades possíveis e redução de vazios. Fatores que oferecem condições adequadas de permeabilidade e deformabilidade para o pavimento.

2.4 MATERIAIS DE REFORÇO PARA SUB-BASE

Segundo Marangon (1992), a estabilização de um solo pode ser definida pela alteração de qualquer uma de suas propriedades, visando o aumento do seu desempenho sob a óptica da engenharia. Por meio de procedimento físico, químico ou físico-químico, tornando o material estável para os limites de sua utilização, garantindo que a estabilização permaneça sob a ação de cargas exteriores, além das ações climáticas, uma vez que a estabilização física ou química potencializa o desempenho do pavimento.

Na busca de melhorar o desempenho das camadas de solo, é viável a adição de materiais em sua composição, de tal forma a oferecer a camada uma maior capacidade de suporte.

2.4.1. Solo reforçado com cimento

A utilização de misturas solo-cimento (SC) vem se tornando ampla no meio da engenharia, como na produção de blocos, tijolos, produção de paredes monolíticas e em camadas para pavimento asfáltico.

Senço (2007) define solo-cimento como sendo uma mistura de solo com cimento e água, em proporções convenientes e previamente determinadas, que atendam às condições exigidas para ser aplicada como bases e sub-bases de pavimentos.

Balbo (2007) explica que a mistura de SC resulta em um material com elevada rigidez observando que o SC se apresenta como uma camada capaz de trabalhar à flexão e pode ser empregado em camadas de base e de sub-base de pavimento, desde que se considere na

dosagem do material, sua umidade de compactação e sua resistência, mais especificamente, sua propriedade resiliente.

Segundo Caputo (1987), a estabilização de solos por adição de aglutinantes como o cimento, tem por objetivo adicionar ao solo uma substância que aumente a sua coesão ou que o impermeabilize, impedindo a diminuição da sua resistência pela água.

Para Kuhlman (1994), o solo-cimento possui muitas vantagens quando aplicado como base de pavimento: é resistente e econômico, minimiza pressões no subleito, é pouco deformável quando submetido a carregamentos e não perde resistência na presença de água.

Para a determinação dos teores de cimento em massa para aplicação em solo-cimento, a NBR 12253:2012, sugere teores de cimento, para fins de construção rodoviária.

Os teores de cimento estabelecidos na norma supracitada seguem a classificação de solos estabelecida pela Associação Americana de Rodovias Estaduais e Autoridades de Transporte (AASHTO). A tabela 2-3 apresenta teores de cimento a ser adicionado ao tipo de solo.

Tabela 2-3: Teor de cimento sugerido para o ensaio de compactação do solo cimento
Fonte: NBR 12253:2012

Classificação do solo	Teor de cimento (% em massa)
A1-a	4
A1-b	
A2	5
A3	
A4	7

2.4.2. Solo-cimento reforçado com pó de pedra

Com o objetivo de se obter materiais cada vez mais sustentáveis e diminuir o impacto ambiental da construção civil, novas composições estão sendo estudadas. O pó de pedra é um resíduo da mineração, que pode representar um problema por não receber uma destinação correta. Alguns estudos sobre solo-cimento e pó de pedra vêm se destacando por seus resultados.

A norma ABNT NBR 7225/93 define o pó de pedra como o material resultante da britagem da pedra, utiliza o termo “fíler” para designar o material composto por pó de pedra e outros materiais inertes, de dimensão nominal máxima inferior a 0,075 mm, destinado ao uso em enchimento de pavimentações betuminosas. Quanto ao material proveniente do britamento de pedra de dimensão entre 0,075 mm e 4,8 mm, a norma ABNT NBR 7225/93 denomina de “pedrisco”, sendo dividido em pedrisco grosso (entre 4,8 mm e 2,0 mm), pedrisco médio (entre 2,0 mm e 0,42 mm) e pedrisco fino (entre 0,42 mm e 0,075 mm).

Segundo Neves e Lima (2001), os pedriscos finos são considerados o principal rejeito da atividade de mineração. Sendo estocados em pilhas nos pátios das pedreiras, representam um problema por não receber destinação adequada, pois provocam alteração de paisagem, poluição atmosférica, alteração em sistemas hidráulicos e de drenagem.

Segundo Alves et al. (2010) a compactação de misturas de solo-cimento e pó de pedra para a aplicação em sub-bases e bases de pavimentos rodoviários melhora as características de compactação das misturas em questão, cujos solos apresentam alto teor da fração de finos, e desde que essa fração não ultrapasse 35%, o aumento na proporção do cimento melhora as propriedades e as condições de compactação.

Faganello (2006), observou que amostras de finos de britagem e pó de pedra, incorporados à mistura de solo-cimento, produzem significativa melhora na granulometria do solo em questão e, com isso, melhora a estabilização da matriz solo-cimento. Além disso, as misturas apresentaram resistência à compressão simples, à idade de 7 dias, superiores ao valor de referência de 2,1 MPa para pavimentação.

Kumar e Hudson (1992) estudaram a incorporação de finos de pedreira (pedra calcária) à mistura de areia e cimento com destinação à utilização como base e sub-base de pavimentos. Com a realização dos ensaios de tração indireta e compressão simples foi constatado que o material pode ser usado como fonte de agregados para vias de baixo volume de tráfego, destacando que as condições estudadas podem apresentar maior vantagem econômica em relação às tradicionais práticas.

O pó de pedra associado a um solo natural, apresenta grande potencial na utilização como agregado de estabilização de solo, de forma a amplificar o desempenho das camadas de solo natural.

2.4.3. Solo reforçado com fibra

Com o objetivo de obter materiais de melhor trabalhabilidade e resistência, além de diminuir o impacto ambiental da construção civil, diversas composições são estudadas. Alguns estudos sobre reforço de solo-cimentado com fibras ou solo com fibras sintéticas de pequenas dimensões distribuídas aleatoriamente estão sendo realizados. Desta forma, alguns estudos são expostos, de forma a complementar a presente pesquisa.

McGrown et al. (1978) estudaram o efeito da inclusão de três tipos diferentes de elementos de reforço em um solo arenoso em seu estado denso e fofo. Os autores observaram que o comportamento tensão deformação depende, das características de resistência e deformabilidade dos elementos e propuseram uma divisão no tipo de reforço de solos, baseados

na deformabilidade do reforço. No primeiro comportamento, denominado inextensível, os elementos de reforço têm deformação de ruptura menor que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, sob as mesmas condições de tensão, podendo os elementos de reforço romper-se dependendo da sua resistência à tração. No segundo comportamento, denominado “Ply-soil”, são empregados reforços extensíveis, onde os elementos de reforço não rompem, a deformação de ruptura do elemento de reforço é maior que a máxima deformação de tração no solo sem reforço, não sendo importante a resistência à tração do material. Sua principal função, além do acréscimo de resistência mecânica, é aumentar a ductilidade do material e diminuir a perda de resistência pós-pico.

Gray e Ohashi (1983), por meio de ensaios de cisalhamento direto com uma areia (estado denso e fofo) reforçada com diferentes tipos de fibra (naturais, sintéticas e metálicas), verificou que o reforço de solo com fibra pode aumentar a resistência ao cisalhamento e modificar o comportamento tensão-deformação quando comparado ao solo sem reforço. As principais conclusões foram: a) fibras com baixo módulo de elasticidade se comportam como elementos idealmente extensíveis (McGown et al., 1978) e não rompem durante o ensaio; b) há uma tensão de confinamento crítica, σ_{crit} , abaixo da qual as fibras parecem ser arrancadas, acima da σ_{crit} as fibras são esticadas, mas nenhuma delas rompeu durante o ensaio; c) as fibras não alteram o ângulo de atrito interno de areias; d) o aumento do comprimento das fibras aumenta a resistência ao cisalhamento das areias, mas só até um ponto, a partir do qual não é mais observado este efeito; e) o aumento da força de cisalhamento é diretamente proporcional à área de fibra até um limite superior provável para a concentração de fibra em possíveis planos de cisalhamento em um solo; f) fibras orientadas a 60 graus da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento, e as orientadas à 120 graus reduzem a resistência ao cisalhamento do solo. Os autores relacionam reforço de solo com fibra utilizado na engenharia com o que ocorre na natureza, onde o efeito das raízes pode ser decisivo na estabilidade de taludes.

Maher e Woods (1990) estudaram o comportamento dinâmico de uma areia média uniforme com e sem reforços fibrosos de características distintas. Os 7 tipos de fibras utilizadas possuíam os mais diversos módulos, foram utilizados desde fibras vegetais até fibras de vidro. Os autores concluíram que: a) o aumento da tensão de confinamento reduz a contribuição dos reforços no aumento do valor do módulo cisalhante; b) a inclusão de fibras não se mostrou influente no número de ciclos de deformação; d) para teores mais elevados de fibra, acima de 4%, existe um decréscimo de rigidez, devido principalmente à perda de intertravamento entre as partículas de areia; e) o aumento no módulo da fibra resultou em reforços mais efetivos, para

fibras com módulos maiores, o efeito benéfico pode ser notado a menores deformações quando comparadas àquelas com módulo mais baixo.

Casagrande (2005) estudou o comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno, submetidos a grandes deformações, que possuíam características adequadas para o emprego em liners de cobertura de aterros sanitários e aterros sobre solos moles. A adição de fibras influenciou o comportamento compressivo da areia, aumentou os parâmetros de resistência ao cisalhamento de pico e pós-pico das matrizes estudadas após grandes deslocamentos horizontais, sem ocorrência de quedas significativas de resistência pós-pico no caso da matriz arenosa. O efeito da inclusão de fibras foi mais evidente para baixas tensões efetivas médias iniciais, menores diâmetros, maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para misturas mais densas. O comportamento carga-recalque do solo arenoso foi significativamente influenciado pela adição de fibras, aumentando a capacidade de suporte além de alterar o mecanismo de ruptura.

Segundo Vendruscolo (2003) o estudo da influência da adição de fibras de polipropileno no comportamento de um solo arenoso cimentado e não cimentado, por meio de ensaios triaxiais, depende fundamentalmente das propriedades da matriz, onde o efeito da adição de fibras é mais evidente para maiores comprimentos e maiores teores de fibras, sendo seu efeito mais pronunciado para materiais compósitos com maiores densidades, além de destacar a influência das fibras na resistência de pico e última do material depende do diâmetro das fibras e da distribuição granulométrica do solo.

Consoli (2004) verificou o comportamento de uma areia cimentada e não cimentada reforçada com fibras de vidro, de poliéster e de polipropileno. A influência das fibras de poliéster e vidro foi visível na redução da rigidez e no aumento do ângulo de atrito interno de ambas as matrizes (cimentada e não cimentada) e na redução da fragilidade e do valor de intercepto coesivo. Para as fibras de polipropileno observou-se redução drástica no índice de fragilidade da areia cimentada, muda o modo de ruptura de frágil a dúctil, para o maior comprimento de fibra estudado (36 mm), com o aumento da capacidade de energia absorvida, fato este não observado para os outros tipos de fibra estudados. O autor destaca que não é possível estabelecer regras de comportamento sem o conhecimento prévio das propriedades dos materiais envolvidos.

2.5 DEFORMABILIDADE DO SOLO

Um projeto adequado de pavimento é aquele que combina os materiais e as espessuras de cada camada, conforme a rigidez de cada uma delas, proporcionando uma resposta estrutural do conjunto condizente com as solicitações de tráfego (BERNUCCI, 2006).

É observado que as camadas têm o propósito de receber as tensões da pista de rolagem e transmiti-las para as camadas adjacentes. Uma vez que absorvidas essas tensões as camadas não podem apresentar grandes deformações. Deformações as quais não devem ultrapassar os estado limite de serviço (ELS) e estado limite ultimo (ELU) do pavimento.

O desempenho de um pavimento é condicionado por um complexo conjunto de fatores, dentre eles as do tráfego atuante, o meio ambiente que está inserido e as propriedades físicas e mecânicas das camadas (Vassoler et al. 2011).

Dessa forma, o conhecimento da relação tensão x deformação do solo é importante para uma análise de deformabilidade do mesmo. Nos itens a seguir será apresentado o comportamento mecânico que visa obter para as misturas estudadas.

2.5.1. Módulo de elasticidade

O solo é um material natural e está longe de apresentar homogeneidade em sua composição, variando o módulo de elasticidade em função da umidade, massa específica, entre outros fatores (SENÇO, 2007).

Para o solo, o diagrama tensão deformação não apresenta linearidade, ou seja, retirada a tensão, o retorno da curva não apresenta superposição. Tal característica pode ser observada pela deformação residual presente no solo (SENÇO, 2007).

É considerado que o estudo do comportamento do solo frente às deformações tem suas restrições, devido à composição do solo. Porém, para o estudo em questão, é considerada a mesma premissa de pesquisas já mencionadas, em que se relata que o cálculo da tensões resultantes no subleito em decorrência do carregamento externo, tem como base a teoria da elasticidade, supondo o solo como um meio contínuo, homogêneo, isotrópico e elástico.

2.5.2. Módulo de resiliência (MR)

O termo resiliente significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações (MEDINA, 1997).

A deformação resiliente pode ser vista a nível microscópico como deformação elásticas das partículas do solo, no qual o MR depende da natureza do solo, como constituição mineralógica, textura, plasticidade, umidade, densidade e estado de tensões (MEDINA, 1997).

O MR dos solos é determinado a partir de várias tensões aplicadas ao corpo de prova, utilizado como critério de projeto e reavaliação do pavimento.

O estado de tensão de um elemento do pavimento depende do posicionamento da carga. Quando o carregamento se encontra acima do elemento, ocorre as tensões normais e horizontais atuando no elemento ($\sigma_3 = \sigma_h$) e verticais ($\sigma_1 = \sigma_v$), conforme a Figura 2-8.

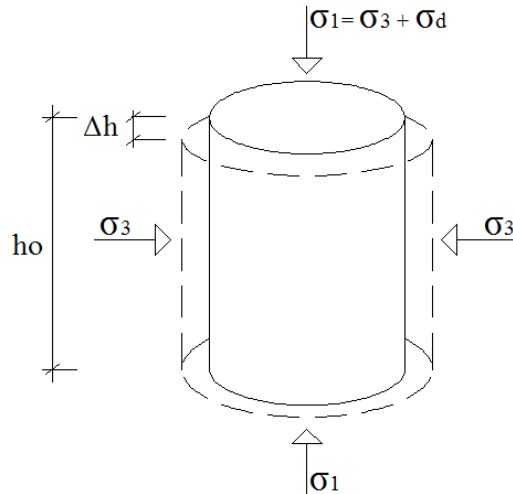


Figura 2-8:Corpo de prova submetido a tensões normais e horizontais

Segundo Medina (1997), é definido módulo de resiliência, para ensaio triaxial de cargas repetidas, a relação entre a tensão desvio σ_d aplicada em uma amostra de solo, e a correspondente deformação específica recuperável ou resiliente, ϵ_e , como ilustrado na Equação 8:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_e} \quad (8)$$

Em que:

σ_d : Tensão desvio, no qual $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$;

ϵ_e : Deformação resiliente axial vertical.

Tem-se assim:

$$\epsilon_e = \frac{\Delta h}{h_o} \quad (9)$$

Em que:

Δh : Deslocamento vertical máximo;

h_o : Comprimento inicial de referência do corpo de prova cilíndrico.

Dessa forma, o módulo de resiliência é determinado pela Equação 9 e a deformação total tem uma componente resiliente e outra permanente ou plástica.

$$\varepsilon_T = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad (10)$$

Em que:

ε_T : Deformação total;

ε_e : Deformação recuperável;

ε_p : deformação permanente.

A Figura 2-9 mostra que para cada aplicação de tensão desvio há uma parcela do deslocamento recuperável (resiliente) e outra irrecuperável (permanente), para o ensaio triaxial de cargas repetidas.

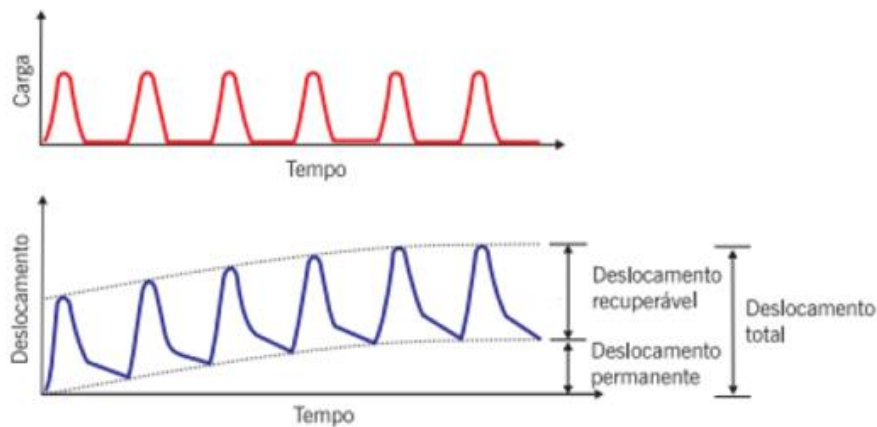


Figura 2-9: Registro oscilográfico ensaio de cargas repetidas
Fonte: Bernucci et al. (2006)

Há diversos modelos encontrados na literatura destinados à obtenção do módulo de resiliência dos solos, em que cada modelo se refere a determinado tipo de solo, pois a aplicação do modelo está condicionada ao conhecimento do comportamento do módulo de resiliência em função do tipo do material e estado de tensão x deformação, conforme a Tabela 2-4.

Tabela 2-4: Modelos Matemáticos para obtenção do MR

TIPO DE SOLO	EQUAÇÃO
Arenoso	$Mr = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
Argiloso	$Mr = k_1 \cdot \theta^{k_2}$, para $k_2 > 0$
Areno-argiloso	$Mr = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$, para $k_2 < 0$
Areno-argiloso	$Mr = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d)$, para $\sigma_d < k_1$ $Mr = k_2 + k_4(\sigma_d - k_1)$, para $\sigma_d > k_1$
Genérico	$Mr = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$
Universal	$Mr = k_1 \cdot p_a \left(\frac{\theta}{p_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\sigma_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3}$

Sendo:

σ_d = tensão desvio axial repetida;

σ_3 = tensão de confinamento;

θ = primeiro invariante de tensão ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

σ_{oct} = tensão cisalhante octaédrica;

P_a = pressão atmosférica;

k_1, k_2, k_3 e k_4 = constantes experimentais.

Conforme Medina (2005) nos solos de caráter arenoso o módulo depende principalmente da tensão confinante (σ_3) ou das somas das tensões principais, tem-se assim a equação 11, utilizada para descrever o comportamento solo estudado na pesquisa:

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (11)$$

Para Medina (2005) o modelo para solos finos ou com mais de 50% passante na peneira n.º 200, são geralmente para solos lateríticos, a natureza de fração fina determina o comportamento a resiliência. Para a pesquisa utilizou a equação 12, que representa os solos areno-argiloso:

$$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (12)$$

Segundo Medina (2005) um estudo realizado com solos de subleito, sub-base e base do pavimento de trecho da BR-418/MG, Macedo (1996) obteve coeficiente de determinação (R^2) da ordem de 0,96 para o modelo composto, enquanto que para as expressões 11 e 12 foram obtidos R^2 na ordem de 0,7. O modelo composto da equação 13, por ser genérico em relação a granulometria dos solos, tornou-se o preferido nos últimos anos.

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (13)$$

Nascimento et al. (2014) no estudo do comportamento mecânico do solo que compõe o subleito do aeroporto internacional da grande Natal utilizou as Equações 11, 12 e 13 para a modelagem da variação do MR em função do estado de tensão. O solo do subleito estudado foi classificado pelo método MCT como (LA'), solo arenoso laterítico, no qual o modelo composto Eq. 20 apresentou os melhores R^2 .

Motta e Oliveira (2013) na avaliação de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos, utilizou o modelo composto, Eq. 13, representa bem o comportamento dos solos com parcelas de argila e areia. Os solos são do tipo A-1-B e A-2-4 classificados pelo sistema de classificação de solos TRB (*Transportation Research Board*).

Vale destacar que não existe um modelo intrínseco ao solo, com um banco de dados é possível estabelecer estatisticamente equações que apresentem coeficientes de correlações adequados.

É constatado que os módulos de resiliência de solos lateríticos são maiores do que solos não lateríticos de mesma granulometria, o mesmo autor conclui que o umedecimento pós-compactação do solo conduz uma diminuição do módulo de resiliência, sendo esta queda mais pronunciada para solos não lateríticos, evidenciando o comportamento de solo laterítico frente a ação de água (TAKRDA, 2006).

2.6 TEORIA DE DISTRIBUIÇÃO DE PRESSÕES

2.6.1. Equacionamento de Boussinesq

Segundo Terzaghi (1943) a aplicação de uma carga vertical concentrada na superfície horizontal de qualquer corpo sólido produz um conjunto de tensões verticais em cada plano horizontal dentro do corpo. Uma distribuição de pressão deste tipo pode ser representado por um espaço em formato de sino como indicado na Figura 2-10. A pressão máxima em qualquer seção horizontal, representada pela Figura 2-10 na profundidade (z), denota o espriamento das tensões, bem como sua redução com o aumento da profundidade abaixo da superfície carregada. No entanto, o equilíbrio exige que o aumento da pressão em qualquer seção horizontal deve ser igual à carga aplicada. Portanto, com o aumento da profundidade abaixo da superfície, o sino de pressão se torna mais largo.

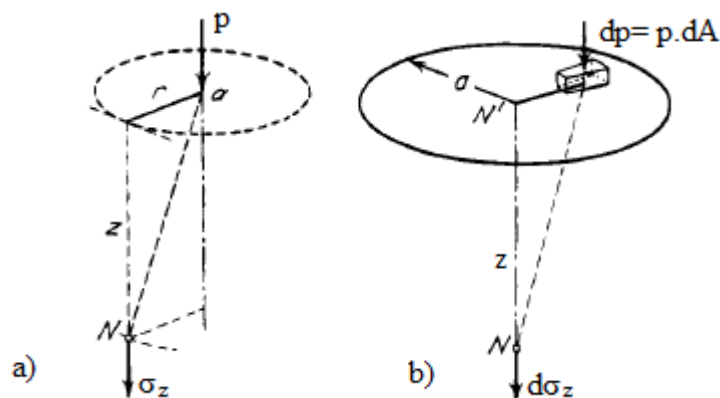


Figura 2-10:(a) Pressão vertical no ponto N no interior de um sólido semi-infinito devido a uma carga p ; (b) pressão vertical no ponto N abaixo do centro da área circular atuada por uma carga p por unidade de área. Fonte: Terzaghi (1943)

Para Terzaghi (1943) tanto a teoria como a experiência mostraram que o formato de sino de pressão é mais ou menos independente das propriedades físicas do subgrupo carregado.

Portanto, em conexão com problemas práticos, é habitual e justificável calcular essas tensões, assumindo que o material carregado é elástico, homogêneo e isotrópico. Nessas premissas, uma carga vertical concentrada P (Figura. 2-10 a) na superfície horizontal de uma massa de grande extensão produz no ponto N alteração na pressão vertical.

São apresentadas, algumas expressões fornecidas pela teoria da elasticidade linear para determinação dos acréscimos de tensão em pontos do maciço de solo devido à ação de carregamento pontual, problema de Boussinesq, 1885. Segundo Poulos e Davis (1974) as Equações 14, 15, 16 e 17 oferece o valor de tensão no ponto N:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi z^2} \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2} \right]^{\frac{5}{2}} \quad (14)$$

$$\sigma_r = -\frac{P}{2\pi R^5} \left[-\frac{3r^2 z}{R^3} + \frac{(1-2\nu)R}{R+z} \right] \quad (15)$$

$$\sigma_\theta = -\frac{P(1-2\nu)}{2\pi R^2} \left[\frac{z}{R} - \frac{R}{R+z} \right] \quad (16)$$

$$\tau_{rz} = -\frac{3Pr^2 z}{2\pi R^5} \quad (17)$$

Em que:

σ_z : Tensão na profundidade z;

P: Carga pontual;

r: Distancia do ponto de aplicação da carga até o ponto de análise;

Z: Profundidade de interesse.

Considere um sistema de eixos em coordenadas cilíndricas, O r, θ , z como se representa na Figura 2-11 e considere no referido sistema de eixos o elemento de volume (sólido tridimensional), obtido a partir de dois planos paralelos e duas superfícies cilíndricas, de dimensões dr, r d θ e dz. No ponto, em torno do qual se considera o referido elemento de volume de dimensões infinitesimais, o tensor das tensões tem a forma, da Figura 2-11.

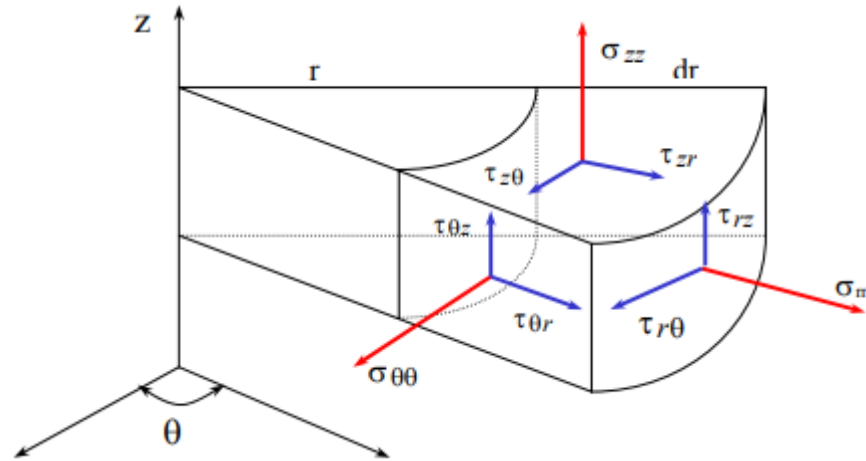


Figura 2-11: Tensor das Tensões em Coordenadas Cilíndricas
Fonte: Poulos e Davis (1974)

A Figura 2-12 apresenta o elemento infinitesimal em vista axial, submetido às tensões de tração e cisalhamento.

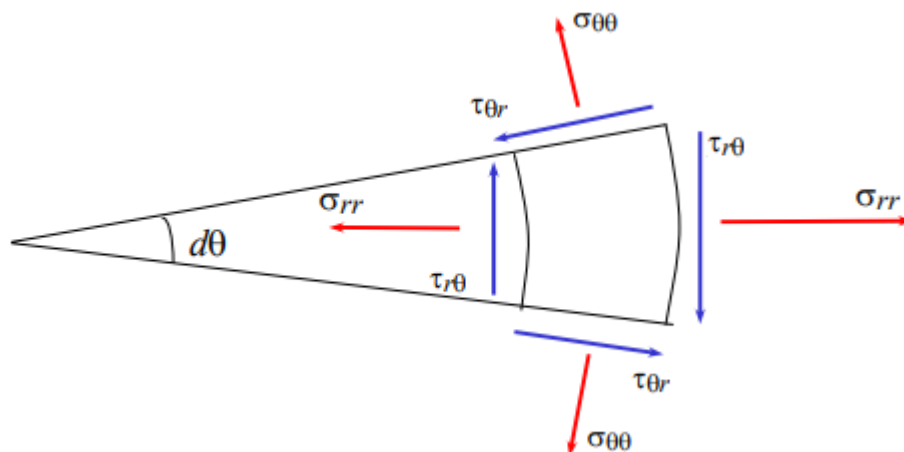


Figura 2-12: Vista Axial do Elemento de Volume infinitesimal
Fonte: Poulos e Davis (1974)

2.6.2. Programa Computacional ELSYM5

O programa computacional ELSYM5 foi desenvolvido na Universidade da Califórnia, em Berkeley, Califórnia, EUA no ano de 1970. O programa tem como formulação matemática a teoria da elasticidade desenvolvida por Burmister de meios semi-infinitos estratificados. Utiliza modelagem elástico-linear (Módulo de resiliência constante) e o cálculo é realizado pelo método das diferenças finitas, é possível o cálculo de pavimentos flexíveis e semi-rígidos de até cinco camadas superpostas.

O programa permite o cálculo das tensões, deslocamentos e deformações para um sistema tridimensional de camadas elásticas. Conforme Balbo (2007), o programa é adimensional, bastando que os parâmetros sejam informados em unidades coerentes. As

camadas horizontalmente é consideradas infinitas, possuindo espessuras uniformes e finitas, com exceção da última camada, o subleito, que possui espessura considerada semi-infinita. Devem ser informadas as espessuras das camadas acima do subleito assim como seus módulos de resiliência e coeficientes de Poisson. (BALBO, 2007).

O programa considera um equilíbrio axissimétrico na análise estrutural, efetuando a sobreposição dos efeitos de várias cargas admissível quando se considera modelos lineares. No que se refere às condições na interface entre as camadas, o programa admite aderência perfeita entre duas camadas consecutivas.

Segundo Medina (1997, pág. 135), o número de pontos de análise do ELSYM5 pode ir até 100 (cem), 10 pares em 10 profundidades. Aumentando-se o número de pontos as soluções se aproximam da solução exata das equações algébricas. As coordenadas usadas no programa são as retangulares cartesianas XYZ, sendo a parte superior do sistema o plano XY com $Z=0$, lugar onde são aplicadas as cargas. O eixo Z se estende verticalmente da superfície do sistema para baixo.

O processamento resulta, para cada camada ou coordenada vertical z escolhida, em determinação de tensões, deformações específicas e deslocamentos verticais. Os dados de saída para cada ponto de análise, se constituem em: Tensões normais; Tensões cisalhantes; Tensões principais atuantes; Deslocamentos normais; Deformações normais; Deformações cisalhantes; Deformações principais.

2.6.3. Distribuição de pressão em seções horizontais abaixo das áreas carregadas

Segundo Hachich (1998), as tensões são calculadas a partir de equações da Teoria da Elasticidade que se fundamenta na hipótese da existência de uma relação constante entre as tensões e as deformações decorrentes, a qual considera o meio homogêneo e isotrópico.

As fórmulas da Teoria da Elasticidade são aplicáveis a problemas de solos e fundações desde que as tensões cisalhantes induzidas pela aplicação de cargas externas sejam de intensidade reduzida e estejam longe das tensões de ruptura, admitindo, a proporcionalidade entre tensões e deformações nos solos.

O conceito do bulbo de pressões é muito importante quando se programa a profundidade das sondagens preliminares de reconhecimento geotécnico, bem como quando se interpretam os resultados de provas de carga sobre placa e a sua aplicabilidade em escala real, pois a profundidade do bulbo é função da dimensão da fundação.

Assumindo que a área é uniformemente carregada com uma pressão p , é possível, pela integração da equação de Boussinesq ou de Westergaard, obter a tensão vertical transmitida a

um ponto no meio elástico. Para a exemplificação da pesquisa será discutido somente o carregamento de placa circular.

Segundo Hachich (1998), as tensões nos pontos situados na vertical passando pelo centro da área circular em uma profundidade z é calculada pela fórmula de Love (1928) - vide Terzaghi (1943), Equação 18:

$$\sigma_z = p \cdot \left\{ 1 - \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{R}{Z} \right)^2 \right)^{\frac{3}{2}}} \right\} \quad (18)$$

Em que:

σ_z : Tensão na profundidade z ;

p : Pressão sobre a placa circular;

R : Raio da placa circular;

Z : Profundidade de interesse.

Os parâmetros da Equação 18 são mostrados na Figura 2-13:

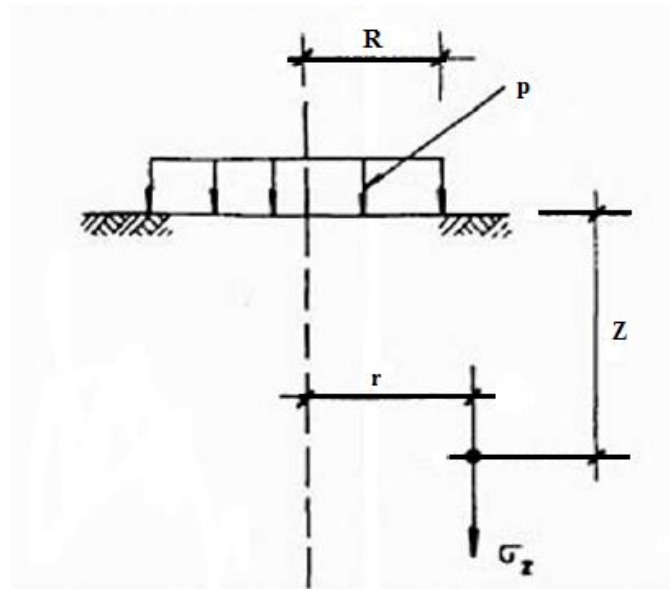


Figura 2-13: Vista em corte dos parâmetros da Equação 22
Fonte: Hachich (1998)

Foster e Ahlvin (1954, apud Hachich 1998), apresentaram as curvas da Figura 2-14 que permitem o cálculo das tensões em qualquer ponto do semi-espço carregado por uma placa circular. A curva (0,0) representa a Equação 18.

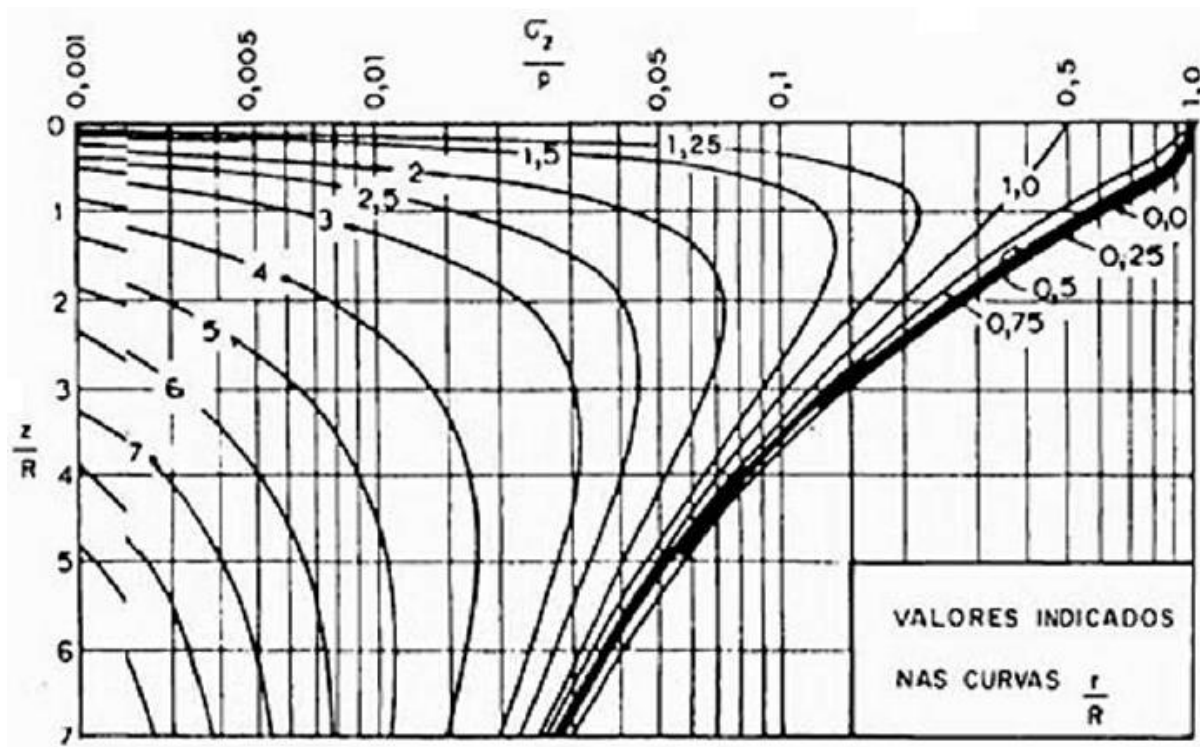


Figura 2-14: Fatores de influência para placa circular
Fonte: Hachich (1998)

2.6.4. Aplicação da teoria de placa sobre apoios elásticos

Uma força ou pressão, aplicada na superfície ou no interior do solo se distribui nos vários pontos desse solo. Na prática, para aplicar essa força ou pressão, é necessário um elemento qualquer que transmita a carga ao terreno (placa, sapata ou estaca). No entanto, a rigidez de cada um desses elementos intervém redistribuindo a carga na superfície de contato desse elemento com o solo. Em fundações, tem-se elementos de transferência de cargas ditos placas rígidas e flexíveis, cada um com um tipo de distribuição de cargas e recalques específico.

Para o caso de uma placa flexível a pressão de contato é uniforme e igual a pressão aplicada. Para um solo coesivo é avaliado um recalque no centro da placa maior que nos bordos. No entanto, para solo não coesivo é notado um recalque dos bordos maior que o recalque do centro (o confinamento provoca aumento do módulo de elasticidade do solo não coesivo, conferindo-lhe maior rigidez) (MACHADO; MACHADO, 2013).

Para o caso de placa rígida, há recalques uniformes em toda sua largura. Em solos coesivos, a pressão de contato não é uniforme, se concentrando mais nos bordos que no centro (formato de "sela") para compatibilizar a condição de recalque uniforme. Em solos não coesivos, a pressão de contato é maior no centro para vencer o aumento da rigidez provocada pelo confinamento (MACHADO; MACHADO, 2013).

a) Nos solos arenosos, as deformações são predominantemente de natureza cisalhante. É considerado os casos de placas totalmente flexíveis e totalmente rígidas, em que:

Placas totalmente flexíveis: Uma placa totalmente flexível, uniformemente carregada, aplica à superfície do solo uma pressão também uniforme. Como a resistência ao cisalhamento de uma areia é diretamente proporcional à pressão confinante, então no centro da área carregada (ponto C) a areia é dotada de maior resistência, e conseqüentemente sofrerá menores deformações, conforme a Figura 2-15.

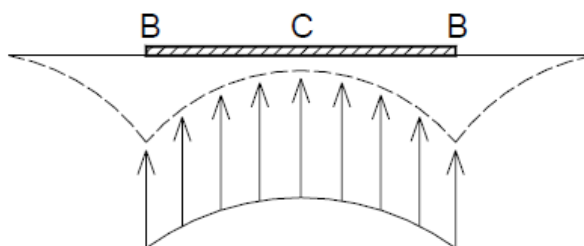


Figura 2-15: Placa flexível em solo arenoso
Fonte: Hachich et al. (1998)

No entanto, num ponto B, mais próximo das bordas da área carregada, o confinamento é menor, a resistência ao cisalhamento diminui, e as deformações (recalques) são maiores. Decorre então que, para uma placa flexível, uniformemente carregada, apoiada numa areia, os recalques serão maiores nas bordas e menores no centro, e as pressões de contato serão uniformes em toda a área carregada.

Placas totalmente rígidas: Uma placa infinitamente rígida, uniformemente carregada, produzirá deformações (recalques) uniformes na superfície do terreno. Comparando com o caso anterior (placas flexíveis), é possível concluir que as pressões no centro (altas pressões confinantes) são muito maiores que nas bordas (baixas pressões confinantes), para que aconteça a uniformidade dos recalques. A distribuição das pressões de contato tomará a forma aproximada de uma parábola, conforme a Figura 2-16.

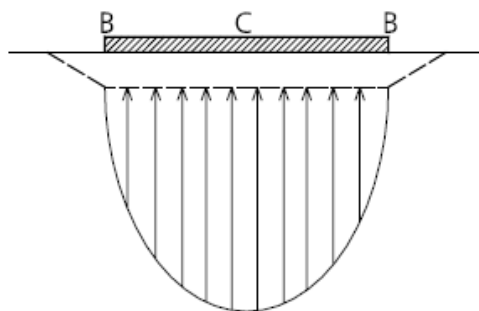


Figura 2-16: Placa rígida em solo arenoso
Fonte: Hachich et al. (1998)

b) Nos solos argilosos, que apresentam coesão, predominam as deformações volumétricas, estimadas por meio da teoria do adensamento.

Placas totalmente flexíveis: Uma placa totalmente flexível, uniformemente carregada, aplica à superfície do solo uma pressão também uniforme. A distribuição de pressões, na superfície, introduz maiores pressões nos pontos do solo situados na vertical que passa pelo eixo da placa, e pressões menores nos pontos do solo afastados deste eixo. Logo, como as pressões nos pontos do solo mais próximo ao eixo vertical são maiores do que aquelas nos pontos mais afastados, decorrem maiores recalques no centro da placa e menores nas bordas da mesma, conforme a Figura 2-17.

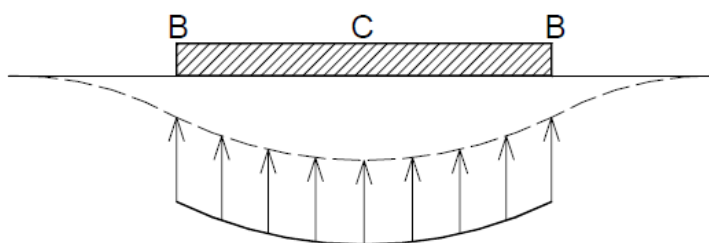


Figura 2-17: Placa flexível em solo argiloso
Fonte: Hachich et al. (1998)

Placas totalmente rígidas: Uma placa infinitamente rígida, uniformemente carregada, induzirá deformações (recalques) obrigatoriamente uniformes na superfície do terreno carregado. Isto significa que a placa rígida acaba por promover uma redistribuição de pressões na superfície da área carregada, de tal maneira que as pressões transmitidas a qualquer ponto, situado no interior da massa do solo coesivo, próximo ou distante do eixo vertical de carregamento, sejam uniformes. Logo, as pressões na superfície de contato deverão ter maior intensidade nas bordas que no centro do carregamento, conforme a Figura 2-18.

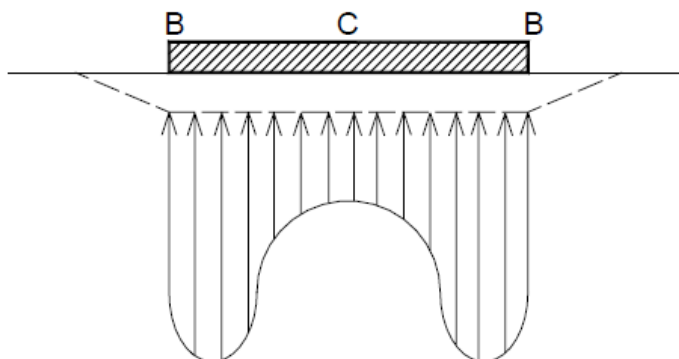


Figura 2-18: Placa rígida em solo argiloso
Fonte: Hachich et al. (1998)

2.7 PROVA DE CARGA EM PLACA

Provas de carga em fundações são ensaios em que são aplicados carregamentos de modo a se verificar o comportamento pressão x recalque do solo. O objetivo da prova de carga é a determinação das características de deformabilidade e capacidade de suporte do solo.

Há várias formas de realizar a prova de carga, de modo que o aspecto de maior relevância está direcionado para o sistema de reação que deve ser suficientemente resistente para suportar as cargas aplicadas. O sistema de reação pode ser composto por estruturas ancoradas ou fixadas por meio de contra peso. Para aplicação de carga é utilizado macacos hidráulicos com células de carga para medições precisas das deformações.

A prova de carga sobre placa se constitui na realidade em um modelo reduzido de uma fundação superficial. É um ensaio aplicado empiricamente na tentativa de obtenção de informações sobre o comportamento e determinação das propriedades de deformação e de ruptura do solo. Este tipo de ensaio tem sido utilizado em geotecnia não só especificamente em projeto de fundações, mas também no estudo do comportamento de pavimentos (DONATO et al., 2012).

Segundo Barnes (2016) a ruptura é definida como a mobilização total da resistência ao cisalhamento do solo, aliado a grandes recalques. O mecanismo de ruptura está relacionado ao tipo de solo, bem como sua compressibilidade e do tipo de carga.

Conforme Barnes (2016) conforme a Figura 2-19 a ruptura por cisalhamento geral apresenta superfície de deslizamento continua e bem definida até o nível do terreno. O empolamento ocorre nos dois lados da placa, com colapso final e inclinação em um dos lados, a ruptura é descrita pelo valor de pico obtido na curva carga x recalque.

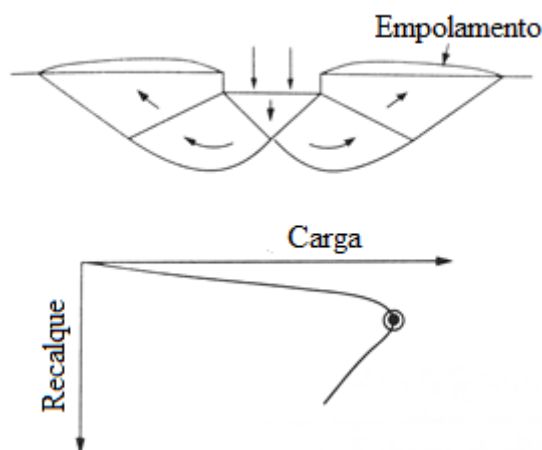


Figura 2-19: Modo de ruptura: Cisalhamento geral
Fonte: Barnes (2016)

Para Barnes (2016) conforme a Figura 2-20 a ruptura por cisalhamento em forma de punção gera superfície de deslizamento bem definida somente abaixo da fundação, com presença de deslocamentos verticais grandes, produzido por compressibilidade do solo, ausência de empolamento, inclinação ou ruptura catastrófica.

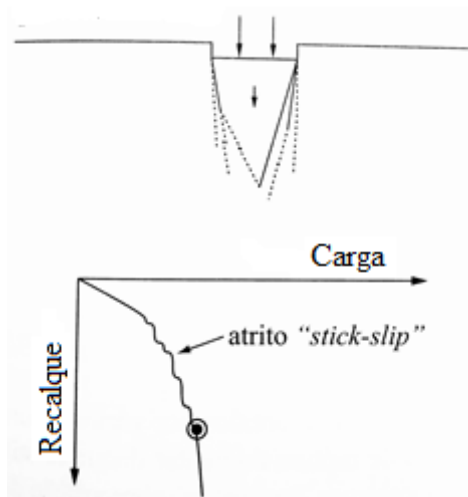


Figura 2-20: Modo de ruptura: Cisalhamento por punção
Fonte: Barnes (2016)

O modo de cisalhamento local da Figura 2-21 é uma transição entre o mecanismo da Figura 2-19 e 2-20.

Segundo Barnes (2016) conforme a Figura 2-21 a ruptura por cisalhamento local gera superfície de deslizamento bem definida somente abaixo da fundação, com a necessidade de deslocamentos verticais grandes antes do aparecimento da superfície de deslizamento do nível do terreno, com a ocorrência de certo empolamento em ambos os lados sem presença de inclinação e ruptura catastrófica, além da ausência de valor de pico.

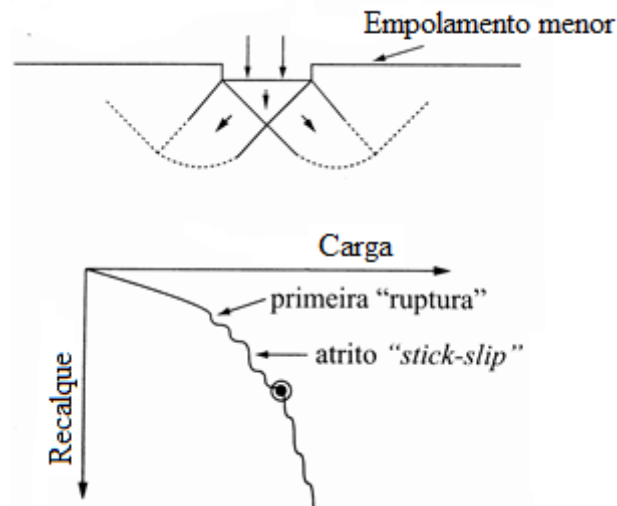


Figura 2-21: Modo de ruptura: Cisalhamento local (transição)
 Fonte: Barnes (2016)

Para Terzaghi (1943), a curva pressão recalque pode ser interpretada considerando um solo bastante rijo, que se assemelha a curva C_1 com uma tensão de ruptura (σ_r) bem definida. Já para um solo fofo, a curva se assemelha a C_2 sem apresentar uma tensão de ruptura nítida, para este caso, a σ_r pode ser tomada para o ponto no qual a curva de recalque se torna retilínea. As curvas C_1 e C_2 , podem ser verificadas na Figura 2-22.

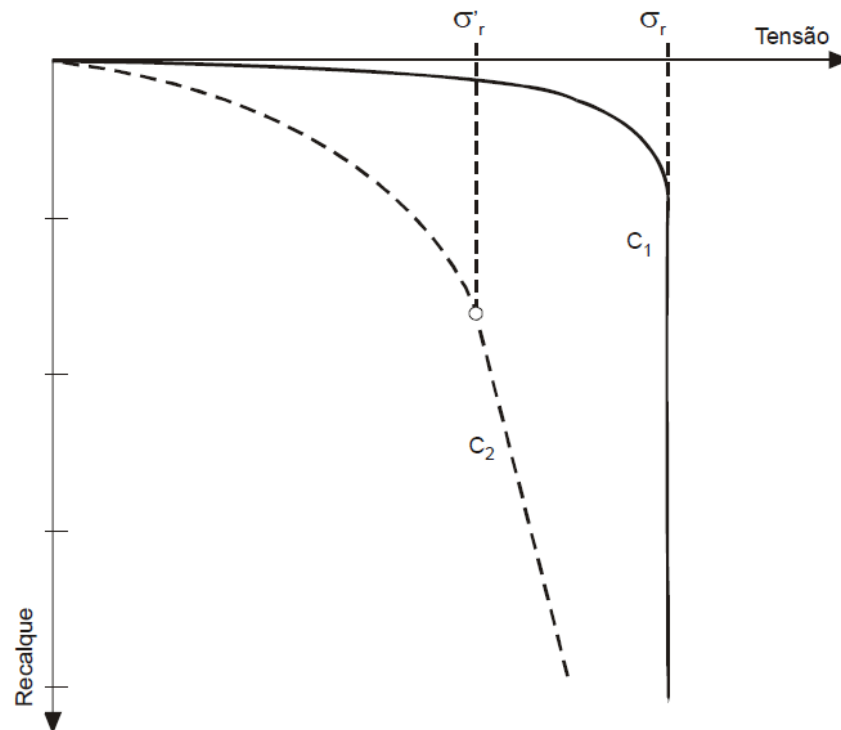


Figura 2-22: Curva tensão recalque de Terzaghi
 Fonte: Terzaghi (1943)

As provas de carga em placa possuem a vantagem de serem mais econômicas em relação às provas de carga em verdadeira grandeza. Outros fatores que podem levar a utilização desse tipo de ensaio são, segundo Donato et al., (2012):

- a) O ensaio tem se mostrado efetivo para o estudo do comportamento de fundações superficiais, devido ao fato de que em ambos os casos, o solo é submetido ao mesmo tipo de carregamento;
- b) O ensaio permite a observação da forma de ruptura que experimenta o solo quando carregado pela fundação (interação solo-estrutura).

Segundo Correia (2009), é comum nos ensaios de placa rígida obter uma parte inicial da curva de carregamento com defeito, devido ao mau contato da superfície da placa com o terreno ou presença de uma camada perturbada pela escavação. A curva pressão recalque apresenta muitas vezes a forma de um “S”, devido a influência da rigidez. A rigidez vertical do solo traduz o módulo secante, associado a deformação do terreno sob a placa.

A placa é colocada verticalmente a superfície do solo, em seguida são definidos os passos de carregamento que será submetido o solo. Os deslocamentos verticais são registrados simultaneamente. Após o primeiro ciclo de carga ocorre a redução por etapas da carga aplicada até que a força aplicada seja quase zero. Este procedimento é repetido, obtendo-se assim, o diagrama pressão x recalque que mostra o comportamento de histerese do solo estudado. A partir da Figura 2-23 é possível visualizar o comportamento do solo (ADAM et al., 2008).

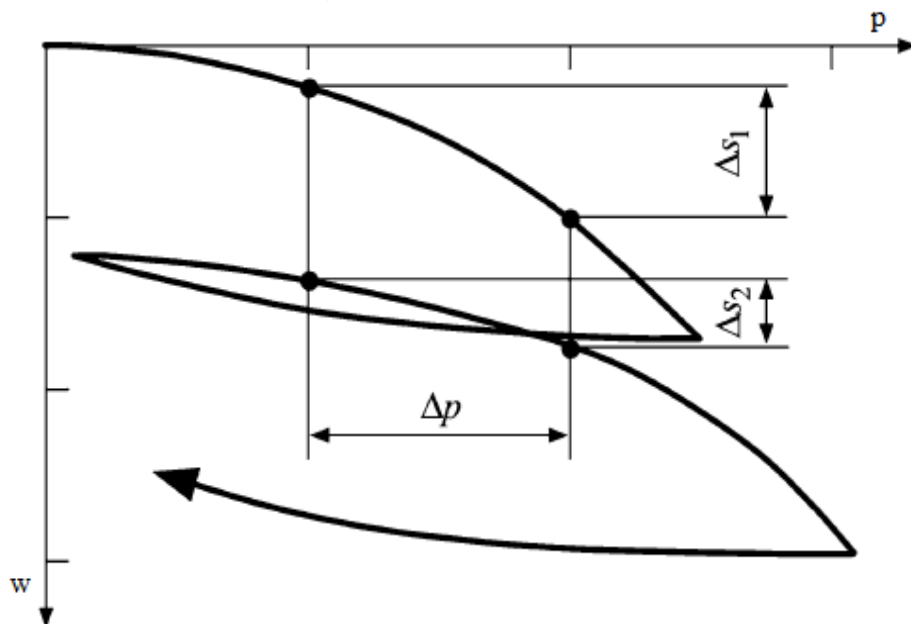


Figura 2-23: Diagrama de pressão recalque
Fonte: Teodoru, (2009)

Segundo Veloso e Lopes (2012), não é simples estabelecer uma relação entre o k_v e o Módulo de Young (E_s) do meio elástico, uma vez que as respostas dos dois modelos diferem em função da rigidez da fundação. Antes de ser usado nos métodos de cálculo k_v precisa ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação real. Isso se explica porque o k_v não é uma propriedade do solo, pois varia em relação à forma (I_s) e da dimensão (B) da fundação. Há algumas relações, como a baseada na equiparação das equações de recalque de placa rígida em meio elástico homogêneo com a da placa em solo de Winkler, que fornece a relação dada pela Equação 19:

$$k_v = \frac{1}{B} \frac{E_s}{(1 - \nu_s^2)} \frac{1}{I_s} \quad (19)$$

Sendo:

B: Menor dimensão da fundação;

ν_s : Coeficiente de Poisson do solo;

E_s : Módulo de Young do solo;

I_s : Fator de forma da fundação.

2.7.1 Estudos experimentais em prova de carga em placa

Segundo Terzaghi e Peck (1967), os resultados das provas de carga somente representam as características do solo até dois diâmetros abaixo da placa, área de influência do bulbo de tensão da placa. Os resultados não podem ser extrapolados para sapatas de maiores diâmetros quando a mesma solicita camadas de distintas características às do ensaio. Para evitar este problema, é necessário conhecer a estratigrafia do local em estudo.

Minkov et al. (1981) apresentaram resultados de ensaios de placa circulares e quadradas, com áreas variando de 0,04 m² a 4,0 m², realizadas sobre solo argiloso e siltooso, ambos estabilizados com adição de cimento. A pesquisa aponta que a camada estabilizada redistribui as tensões e aumenta consideravelmente a capacidade de suporte. Foi constatado que os recalques foram reduzidos para camadas cimentadas.

Cudmani (1994) realizou ensaios de placa em solo natural. A pesquisa verificou o comportamento tensão deslocamento do solo para diferentes profundidades e com vários tamanhos de placa. A partir dos resultados, o autor notou que: a) a dispersão dos resultados foi inversamente proporcional ao diâmetro da placa, o autor atribui esta dispersão ao amolgamento

produzido durante a preparação do ensaio e à heterogeneidade do solo; b) o efeito da profundidade foi comprovado, ou seja, uma mesma placa sob dada pressão apresentou recalques menores a maiores profundidades; c) as curvas carga x recalque não apresentaram um ponto de ruptura definida, isto é, uma magnitude de carga constante a contínuas deformações, este comportamento é característico de rupturas por puncionamento; d) as deformações elásticas são de pequena magnitude quando comparadas com as deformações plásticas; e) a tensão de fluência determinada através dos ensaios de placa coincide com a tensão de pré-adensamento avaliada no ensaio de compressão confinada; f) a relação carga-recalque é praticamente linear até a tensão de fluência; g) a previsão da capacidade de suporte pela teoria proposta por Terzaghi (1943) considerando a redução dos parâmetros resistentes, conduz a boas previsões dos valores experimentais; h) a previsão de recalques do solo estudado através de procedimentos empíricos embasados em resultados de provas de carga se mostrou adequada.

Consoli et al. (1998) discutiram aspectos relacionados à interpretação de provas de carga de fundações superficiais assentadas sobre camadas de solo tratadas com cimento. Foram analisadas a influência da espessura de camadas de solo-cimento e também o efeito do tamanho do elemento de fundação no comportamento carga-recalque. A base de dados foi obtida através de resultados de ensaios em placas circulares de 0,30 e 0,60 m de diâmetro assentadas sobre camadas de solo-cimento de diferentes espessuras. Foi verificado um mecanismo de ruptura por puncionamento em todos os ensaios realizados, independentemente do tamanho da placa e da espessura de camada tratada. Os autores concluíram que o efeito do diâmetro da área carregada (D) e da espessura da camada superficial (H), no espaço que relaciona tensão normalizada recalque relativo (razão entre o recalque e o diâmetro da placa), é desprezível para as várias relações H/D analisadas.

Casagrande (2001) estudou a influência da adição de fibras na camada superficial de solo compactado através de ensaios de placa, foi possível constatar que a camada compactada reforçada com fibras apresentou um comportamento mais rígido e mais resistente do que a camada compactada sem reforço. Segundo Casagrande et al. (2002), no solo compactado sem reforço foi observado um comportamento de cisalhamento vertical abaixo da borda da placa, algo não constatado na camada de solo-fibra.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste item é exposto o local da pesquisa, bem como os materiais utilizados para a elaboração dos experimentos, também o detalhamento dos procedimentos metodológicos para o desenvolvimento do estudo.

3.1 LOCAL DA PESQUISA

A pesquisa foi realizada no campo experimental de geotecnia da Universidade Estadual de Maringá (UEM), localizado na zona urbana da Cidade de Maringá /PR, bairro Vila Esperança, latitude 23°25'S, longitude 51°57'W.

O subsolo é típico da cidade de Maringá, no que se refere à posição de média e alta vertente, sendo constituído de solo proveniente de basalto. Tal subsolo segundo Belincanta (1998) é constituído de uma camada superficial de solo evoluído (latossolo vermelho, distroférico), de profundidade aproximada de 9,5 m, abaixo desta profundidade é encontrado solo residual jovem (solo de alteração de basalto vesicular-amigdaloidal). A camada de solo evoluído de cor marrom avermelhado tem índice de resistência à penetração N do SPT em torno de 1,7 a 8,1. A camada subjacente de solo residual jovem, de cor variegada (com matriz variando de roxo a marrom amarelado), considerando a profundidade limite alcançada nas sondagens de 17,5 m, traz índice de resistência NSPT variando de 5,6 a 39. O solo destas duas camadas, até a profundidade alcançada pelas sondagens, conforme a análise visual-tátil, é constituído de argila siltosa.

3.2 SOLO DE MARINGÁ/PR

Este tópico será exposto tomando como base as informações contidas em Belincanta et. al. (2000), Gutierrez et. al. (2003) e Gutierrez et. al. (2004). As regiões Norte e Noroeste do Estado do Paraná exibem perfis espessos de solos argilosos provenientes da alteração do basalto e de solos arenosos, oriundos do Arenito Caiuá. A constituição do subsolo da cidade de Maringá/PR é de solo argiloso tropical trazendo nos locais de alta e média vertente uma camada superficial de solo evoluído, do tipo latossolo vermelho distroférico, proveniente da alteração de basalto. Esta camada é constituída de argila siltosa porosa de cor marrom avermelhado (de 52 a 78 % de argila, 15 a 35 % de silte, de 5 a 10 % de areia), sendo de espessura variável podendo chegar à profundidade de até 12 metros ou mais.

Por possuir índice de vazios em torno de 2 e característica drenante, o solo é constituído de uma camada superficial com valores de permeabilidade na ordem de grandeza de 10^{-3} cm/s. Seus valores de resistência à penetração N do SPT apresentam valores baixos na parte superior

da camada, nos primeiros 5 metros de profundidade tendo valores inferiores a 3 ou até mesmo a 1. Já na parte inferior da camada os valores de N do SPT tem sido em torno de 7 chegando a 10. A tabela 3-1 oferece as características do subsolo de Maringá.

Tabela 3-1: Índices físicos e limites de consistência típicos do subsolo de Maringá, para locais de alta e média vertente

Fonte: Gutierrez et al (2004)

Discriminação	Símbolo e unidade	Solo evoluído (latossolo vermelho distroférico)	Solo de alteração de basalto
Peso específico natural	γ_n (kN/m ³)	12,5 - 16,5	15,5 - 18,0
Peso específico dos grãos	γ_s (kN/m ³)	29,7 - 30,7	28,0 - 30,5
Umidade natural	w (%)	29 - 35	43 - 55
Grau de saturação	Sr (%)	37 - 70	60 - 100
Índice de vazios	<i>e</i>	1,50 - 2,30	1,25 - 2,00
Porosidade	η (%)	60 - 70	55 - 67
Fração argila	%	52 - 78	48 - 60
Fração silte	%	15 - 38	26 - 32
Fração areia	%	5 - 10	13 - 17
Limite de liquidez	LL (%)	53 - 61	60 - 95
Limite de plasticidade	LP (%)	39 - 45	41 - 66
Índice de plasticidade	IP (%)	14 - 22	19 - 40
Atividade coloidal	AC	0,20 - 0,35	0,34 - 0,75

3.3 MATERIAIS

Foram usados nessa pesquisa solo, cimento, pó de pedra e fibra de polietileno tereftalato (PET) caracterizados de tal forma a permitir repetitividade e reprodutibilidade.

3.3.1 Solo

O solo utilizado foi retirado de uma camada de solo evoluído que se encontra na região de Mandaguaçu-PR, às margens da rodovia PR-376, situado à latitude 23°21'48.0" sul e longitude 52°05'15,9" oeste.

A amostra foi retirada a uma profundidade média de 1,5 m e conduzida até o laboratório de Mecânica dos Solos da UEM, secada sob temperatura ambiente a sombra, objetivando obter sua umidade higroscópica. Em seguida foi homogeneizada, destorroada na peneira nº 2 e acondicionada em tambores, protegida da umidade, para posteriormente passar pelos procedimentos de caracterizações, atendendo aos procedimentos descritos na norma ABNT

NBR 6457/86, quanto a preparação de amostras de solos para os ensaios de compactação e de caracterização.

A análise da composição granulométrica do solo foi realizada com base nos procedimentos da norma ABNT NBR 7181/84, por combinação de sedimentação e peneiramento. É avaliada na Figura 3-1, a curva granulométrica do solo pesquisado.

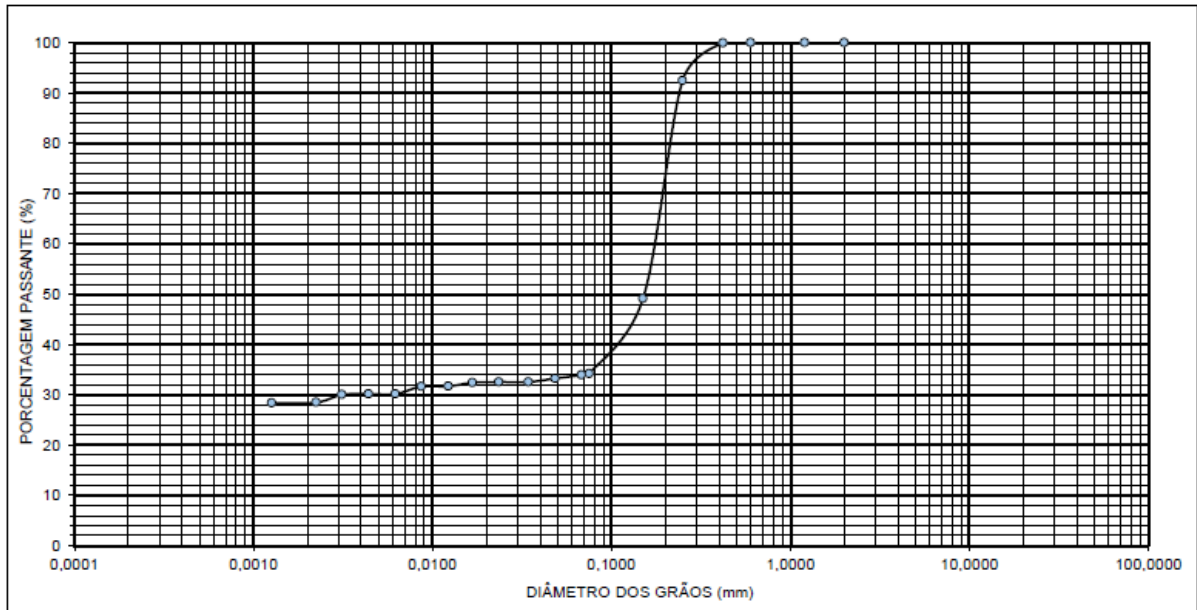


Figura 3-1: Curva granulométrica da camada de solo evoluído da região de Mandaguaçu-PR

A Tabela 3-2 mostra o resumo da granulometria do solo estudado, evidenciando a aplicabilidade deste solo para a camada de base e sub-base de pavimento. Solos arenosos apresentam um melhor desempenho e trabalhabilidade quando comparado aos solos argilosos (Senço, 2007; Medina, 1997).

Tabela 3-2: Classificação granulométrica da camada de solo evoluído da região de Mandaguaçu-PR

Local da retirada	Areia	Argila	Silte	LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	HRB	NBR 6508/95
Mandaguaçu	66,03	28,91	5,46	30	17	13	0,6	A-2-6 Areia argilosa	Areia argilosa

3.3.2 Pó de pedra

O pó de pedra utilizado foi cedido pela empresa de mineração EXTRACON, localizada na cidade de Maringá-PR, estrada Carlos Correia Borges, km 06, lote 55. Assim como o solo, o pó de pedra foi seco sob temperatura ambiente, homogeneizado, separado pela peneira de nº

10 e em seguida armazenado em tambores. A análise granulométrica do pó de pedra mais pedrisco é mostrada na Figura 3-2.

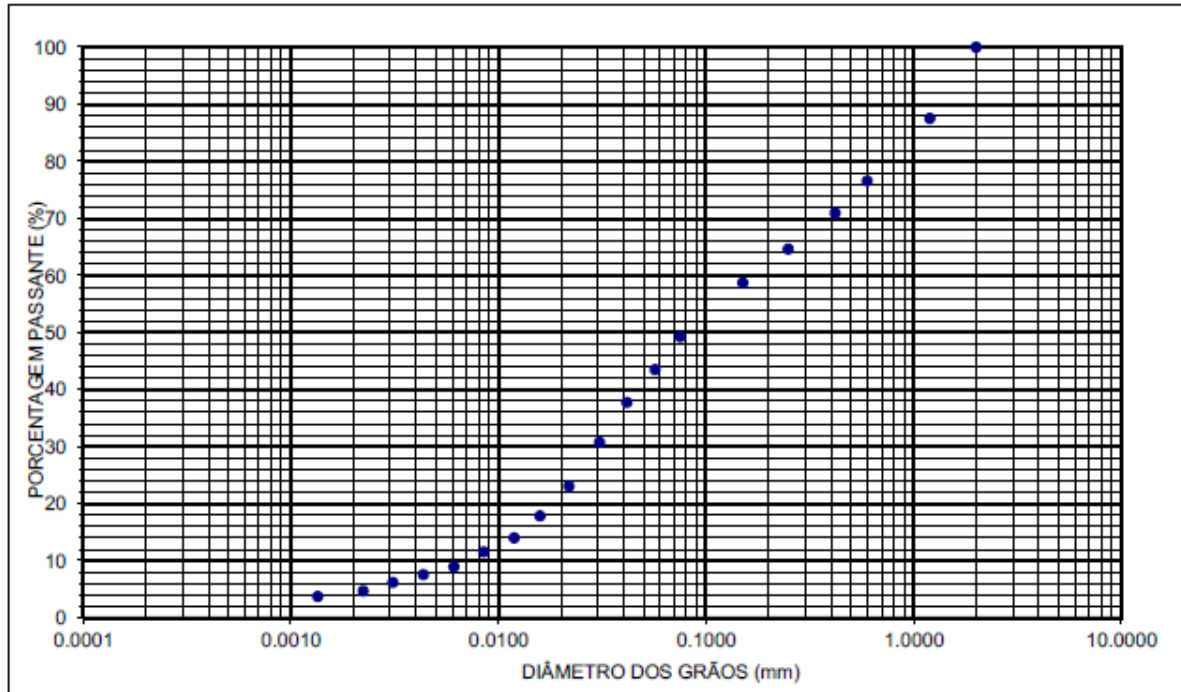


Figura 3-2: Curva granulométrica do pó de pedra
Fonte: Costa (2016)

A distribuição granulométrica do pó de pedra mais pedrisco é mostrada na Tabela 3-3. A massa específica dos sólidos da amostra de pó de pedra foi obtida conforme norma ABNT NBR 6508/84, assumindo o valor de (3,10 g/cm³).

Tabela 3-3: Classificação granulométrica do pó de pedra mais pedrisco
Fonte: Costa (2016)

Diâmetro das partículas	Distribuição granulométrica
$0,6 \text{ mm} < \phi \leq 2,0 \text{ mm}$	23,41%
$0,2 \text{ mm} < \phi \leq 0,6 \text{ mm}$	17,76%
$0,06 \text{ mm} < \phi \leq 0,2 \text{ mm}$	15,33%
$0,002 \text{ mm} < \phi \leq 0,06 \text{ mm}$	38,72%
$\phi \leq 0,002 \text{ mm}$	4,75%

3.3.3 Fibras de PET

O resíduo de PET utilizado nesta pesquisa é proveniente de uma fábrica de vassouras do município de Maringá-PR. O resíduo de PET é classificado como um resíduo industrial, mas para a fabricação das vassouras, as garrafas de PET são utilizadas como matéria-prima.

Neste estudo, foram utilizados, como elementos de reforço, dois tipos de fibras PET, ambas de polietileno tereftalato, mas com características mecânicas distintas: a primeira denominada fibra do tipo I, possui cor verde; a segunda, denominada fibra do tipo II, incolor. A fibra do tipo I e II apresentam características uniformes e bem definida e estão disponíveis em grande quantidade no comércio, o que possibilita sua aplicação em ensaios de campo ou extrapolação de resultados para projetos de engenharia. A resistência mecânica que descreve o comportamento da fibra foi retirada da dissertação da Paula Polastri, no estudo de incorporação de resíduos de polietileno tereftalato (PET) como reforço em compósitos solo-cimento. A tabela 3-4 mostra as resistências das fibras I e II.

Tabela 3-4: Ensaio de tração das fibras de PET verde e incolor
Fonte: Polastri (2017)

Amostras de PET		Limite de resistência à tração (MPa)	Alongamento na ruptura (%)	Módulo de elasticidade (GPa)
PET incolor	Média (mm)	146,90	30,02	5,06
	DP (mm)	37,12	14,84	0,93
	CV (%)	25,27	49,43	18,38
PET verde	Média (mm)	147,10	43,95	4,82
	DP (mm)	26,52	16,01	0,65
	CV (%)	18,03	36,43	13,48
PET incolor e PET verde	Média (mm)	147,00	36,98	4,94
	DP (mm)	0,14	9,85	0,18
	CV (%)	0,09	26,63	3,64

As fibras cedidas pela empresa têm comprimentos de 10 mm a 150 mm. As maiores foram cortadas manualmente para atingir o comprimento de aproximadamente 50 mm, dimensão utilizada na pesquisa.

3.3.4 Cimento

O cimento utilizado na pesquisa é o Cimento Portland CII-E-32 da marca Cauê. As informações sobre suas principais características estão listada na Tabela 3-5.

Tabela 3-5: Características do cimento utilizado na pesquisa

Características	NBR 11578	CII E 32 Cauê	
	3 d	≥ 10	20
RCS (MPa)	7d	≥ 20	29
	28d	≥ 32	35
Blaine (cm ² /g)		≥ 2600	3600
Início de pega (min)		≥ 60	185
Fim de pega (min)		≤ 600	295

3.4 MÉTODO EXPERIMENTAL

É conveniente explicar que as quantidades de solo, cimento, fibra de PET e pó de pedra nas misturas foram calculadas pela relação percentual entre as massas secas dos materiais existentes na mistura.

Os procedimentos metodológicos usados para alcançar os objetivos da pesquisa foram estruturados em uma sequência de ensaios geotécnicos realizados em campo, que traduz o comportamento mecânico das misturas analisadas. Os procedimentos realizados em campo compreendem a verificação das respostas pressão x recalque das misturas quanto ao ensaio de prova de carga estática em placa. Em laboratório foi realizado a análise da Resistência a Compressão Simples (RCS), Resistência a Tração por Compressão Diametral (RTCD), Resistência ao Cisalhamento (RC) e Módulo de Resiliência (MR).

3.4.1. Mistura

As condições experimentais assumidas neste trabalho são compostas por 1 tipo de solo, 1 teor de cimento, 1 teor de pó de pedra e 1 teor de fibra de PET, totalizando 4 misturas de análises. A composição desses arranjos é realizada por percentual em massa de solo, cimento, fibra de PET e pó de pedra. A simplificação da denominação das misturas foi obtida utilizando os valores em porcentagem e letra para cada componente, separados por traço (-). A representação dos 4 arranjos se inicia pelo tipo do material, solo (S), cimento (C), pó de pedra (P) e fibra de PET (F), procedida pelo número referente ao seu percentual, conforme a Tabela 3-6.

Tabela 3-6: Denominações das misturas

$S_{(100\%)}$	Solo sem adição de reforço compactado na energia normal
$S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	Solo com adição de fibra compactado na energia normal
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	Solo com adição de cimento compactado na energia normal
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	Solo com adição de pó de pedra e cimento compactado na energia normal

3.4.2. Parâmetros de compactação

Com o intuito de definir a massa de material necessária para compor a mistura em função dos teores de umidade e massa específica aparente seca máxima, foi necessário estudar pesquisas desenvolvidas com as misturas ensaiadas. Para compor a fração de solo-cimento e solo-cimento com pó de pedra foi empregada a curva de compactação de Costa (2016). Para compor a mistura de solo- fibra de PET o presente trabalho se apoiou na pesquisa de Polastri (2017). A Tabela 3-7, mostra os valores de massa específica aparente seca máximo e umidade máxima utilizada na pesquisa.

Tabela 3-7: Valores de referência para a pesquisa

Solo A-2-6			
Teores estudados	$\rho_{dmax.}$ (g/cm ³)	W (%)	Autor
$S_{(100\%)}$	1,88	12,9	Próprio autor
$S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	1,82	13,4	Polastri (2017)
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	1,96	11,5	Costa (2016)
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	2,09	9,7	Costa (2016)

3.4.3. Ensaio de placa

Inicialmente foram realizadas oito provas de carga em placa circular de 0,34 m de diâmetro no campo experimental de geotecnia da UEM. Seis desses ensaios foram realizados em camadas de solos melhorados. Dois desses ensaios foram realizados em solo natural.

Das camadas de solos melhoradas: duas de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, duas de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, uma de $S_{(100\%)}$ e uma de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$. Dessas seis camadas de solos melhorados, duas foram ensaiadas na condição inundada: uma de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, e uma de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$. O tempo de cura para as sub-bases foi de 28 dias.

Os dois últimos ensaios foram realizados sobre a camada de solo que serviu de subleito para as camadas melhoradas. O primeiro ensaio foi realizado na condição natural do solo e o segundo na condição inundado. Totalizando as oito provas de carga.

O objetivo de realizar ensaios inundados e outros em condição natural de umidade foi analisar se ocorreria variações nos resultados das curvas carga x recalque dos ensaios em solo reforçado. Além disso, com a condição inundada, foi possível analisar a porcentagem de redução de suas capacidades de carga.

3.4.3.1. Processos de mistura e construção das camadas

A preparação da cava foi realizada primeiramente com o auxílio de uma retroescavadeira para a retirada do solo, posteriormente foi realizada a regularização da cava manualmente, seguida por uma compactação do subleito pelo compactador mecânico, conforme a Figura 3-3. A cava foi executada nas dimensões de 0,3 m de profundidade, 1 m de largura e 1 m de comprimento. A preparação das misturas foi executada com auxílio de uma betoneira de 150 litros.

O controle de compactação foi realizado em massa, por meio dos valores de peso específico seco e umidade ótima das misturas, para energia de compactação normal. O solo, cimento, pó de pedra e a fibra de PET foram pesados com auxílio de uma balança, com 100 g de precisão. As fibras de PET necessitaram ser previamente desfiadas para se obter uma melhor mistura, processo executado manualmente.

A compactação foi realizada em camadas de 10 cm de espessura, cada uma realizada por meio de um compactador mecânico, conforme a Figura 3-4.a. O controle de espessura da camada foi alcançada com o auxílio de um gabarito Figura 3-4.b. Por meio da medida inicial da cota zero da cava, foi verificada a espessura da camada compactada. Após a compactação, as camadas foram cobertas com lona plástica e uma camada de solo a fim de evitar perdas de umidade até o momento da execução do ensaio.



Figura 3-3: Processo de compactação do subleito



a)



b)

Figura 3-4: a) Processo de compactação da camada; b) Verificação da espessura da camada compactada

3.4.3.2. Método de ensaio

Na execução das provas de carga estática em placa foi utilizado um sistema adequado para a aplicação de carga de compressão axial na face superior da base, constituído de um conjunto de reação estável: um macaco com bomba hidráulica; uma célula de carga elétrica com leitora analógico-digital, devidamente aferida; relógios comparadores com resolução de centésimo de milímetro e vigas de referência. Conforme a Figura 3-5.



Figura 3-5: Vista frontal utilizada para a prova de carga em placa

Para as medidas de recalque foram conectados sobre a placa dois relógios dispostos diametralmente e fixados em uma viga de referência apoiada no solo a uma distância do centro de aplicação da carga de três vezes o diâmetro da placa. Este sistema é apresentado em seu conjunto na Figuras 3-6.



Figura 3-6: Vista Frontal dos relógios fixado na viga de referência

O sistema de controle da aplicação de carga, composto por uma célula de carga elétrica conectada a uma leitora analógica-digital, foi submetido à aferição, sendo as aferições realizadas com uma prensa universal do Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Estadual de Maringá.

Para a execução dos ensaios das camadas: solo-cimento e solo-cimento pó de pedra, foi necessário além dos relógios comparadores na placa, colocar dois relógios comparadores na face superior da camada de solo, para poder verificar o recalque da camada de solo melhorado como corpo rígido. Este sistema é apresentado em seu conjunto na Figura 3-7.



Figura 3-7: Vista frontal dos relógios comparadores na placa e na superfície do solo

3.4.3.3. Processo de inundação

Para as provas de carga inundadas em camada de solo melhorada, $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, foi necessário abrir quatro furos, um em cada vértice da cava, com 1,30 m de profundidade, para condicionar a inundação no subleito, além de coletar a umidade. Para isto, uma mangueira foi acoplada à uma torneira com água potável proveniente da rede pública. Foi mantida uma lâmina de água constante durante um período não inferior a 12 horas. A Figura 3-8 a seguir ilustra o sistema de inundação.



Figura 3-8: Vista frontal da cava no processo de inundação

3.4.3.4. Procedimento adotado na realização das provas de carga em placa

As cavas foram ensaiadas por meio de carregamento estático em placa. Este tipo de carregamento é caracterizado pela aplicação sucessiva de incrementos de carga iguais, espaçados no tempo necessário para à estabilização dos deslocamentos medidos no topo da placa. O critério de estabilização adotado foi o recomendado pela D1196/D1196M.

Na sequência detalha-se o procedimento de carregamento:

- a) O incremento de carga aplicado em cada estágio foi de intensidade superior a 20% da carga de trabalho prevista para a cava;
- b) Em cada estágio a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos, no mínimo por 10 minutos;
- c) Após a aplicação da carga, em cada estágio, foram realizadas leituras dos deslocamentos imediatamente após a aplicação do incremento de carga nos tempos de 1, 2, 4, 8, 10 e 15 minutos os tempos seguintes com incremento de 5 minutos, contados do início da aplicação do incremento de carga (estágio), até o tempo em que houve a estabilização dos deslocamentos;
- d) A estabilização do deslocamento foi considerada atendida quando a velocidade de deslocamento fosse igual ou inferior a 0,03 mm/minuto, velocidade observada em três minutos de leitura consecutiva.
- e) As placas foram carregadas até a obtenção de recalques superiores a 10% do diâmetro da estaca;
- f) O descarregamento foi feito em três estágios, usando o mesmo critério de estabilização definido para a fase de carregamento, com tempo de espera mínimo de 10 minutos;

3.4.3.5. Método de obtenção do k_v

A tensão de ruptura foi obtida por meio gráfico, já o cálculo do módulo de reação vertical foi realizado por duas formas, Equação 20 e 21.

O k_{v1} foi calculado pelo critério descrito pela Norma DNIT 055/2004-ME:

$$k_{v1} = \frac{p_{0,127} - \frac{p_{ad}}{2}}{w} \quad (20)$$

Em que:

k_{V1} : Módulo de reação vertical (MPa/m);

$p_{0,127}$: Pressão correspondente ao deslocamento de 0,127 cm;

p_{ad} : Pressão de condicionamento do ensaio;

w : Deslocamento de 0,127 cm.

Quando a prova de carga for realizada sobre sub-base estabilizada com cimento a norma recomenda que o módulo de reação vertical deve ser calculado para a pressão de 68,9 kPa.

O k_{V2} foi obtido pelo processo de descarregamento, na relação entre a pressão pelo deslocamento elástico da curva carga recalque (inclinação da reta para o trecho de descarregamento).

$$k_{V2} = \frac{p - p_0}{w - w_0} \quad (21)$$

Em que:

k_{V2} : Módulo de reação vertical (MPa/m);

p : Pressão que corresponde ao último valor antes do descarregamento;

w : Deslocamento correspondente a pressão (P);

w_0 : Deslocamento após o descarregamento.

p_0 : Pressão após o descarregamento.

Os valores de k_{V1} foi calculado pelo método da Norma-DNIT 055/2004-ME, que estabelece um recalque de 0,127 cm, para sub-base de solo-cimento a norma recomenda que o cálculo do k_{V1} seja realizado para uma pressão de 68,9 kPa. Destaca-se que a sub-base de solo-cimento e pó de pedra o módulo de reação vertical foi calculado para a pressão de 68,9 kPa, para critério de comparação entre as camadas. A carga de ruptura foi definida como o valor de carga em que ocorria a ruptura física das camadas.

A Figura 3-9 mostra os dois ciclos de carregamento e descarregamento, no qual foram utilizados para a obtenção do módulo de reação vertical k_{V1} e k_{V2} . Por meio da Figura 3-9 observa-se o comportamento da curva carga x recalque que foi realizada para as sub-bases. Para o subleito teve somente um ciclo de carregamento.

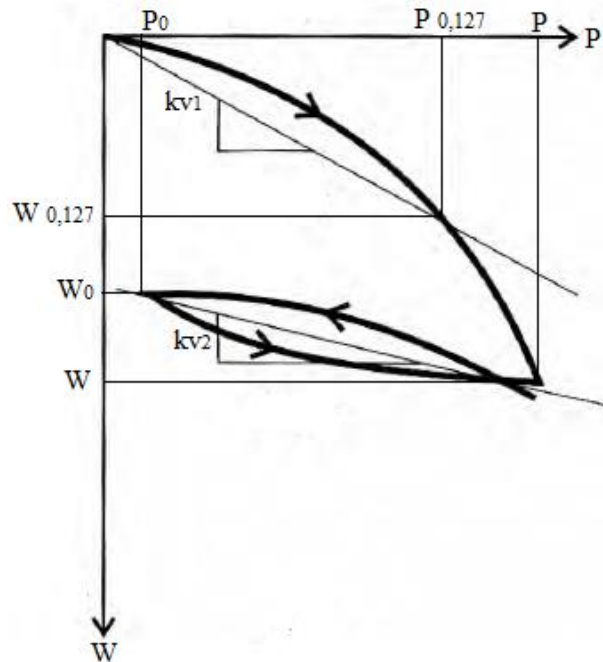


Figura 3-9: Curva carga x recalque

3.4.3.6. Método de simulação-ELSYM5

O programa ELSYM5 foi desenvolvido na Universidade de Berkeley, EUA, em linguagem científica FORTRAN, tendo como base os modelos teóricos de Burmister. É utilizado para o cálculo de estruturas flexíveis e semirrígidas com até cinco camadas horizontalmente infinitas, com espessuras uniformes, módulos de resiliência e coeficientes de Poisson constantes.

Com o objetivo de avaliar a resistência da camada de sub-base, utilizou-se o software ELSYM5 para realizar a simulação da distribuição das tensões nas camadas estudada. Os valores de módulo de elasticidade e módulo de resiliência aplicado a sub-base e subleito foram obtidos por meio do ensaio em campo.

Por meio da Equação 19 obteve-se os valores de módulo de elasticidade do solo (E_s) para as camadas da sub-base e para o subleito, onde B é o diâmetro da placa, ν_s é 0,3, I_s é rígido circular e k_v remete aos dados coletados em campo. Para o cálculo do E_s utilizou-se os valores calculados pelo k_{v1} , método normatizado pela NORMA-DNIT 055/2004-ME.

Para as camadas de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ realizou-se duas análises. A primeira para o (E_s) constante da sub-base calculado pela equação 19. A segunda análise se deu por meio do módulo de resiliência (MR) variável em função do nível de tensão atuante na sub-base.

O cálculo do MR em função da tensão desvio se deu por meio dos dados coletados no ensaio triaxial de cargas repetidas Tabela 4-4, por meio da Equação 19. Para o cálculo do MR

variável realizou-se uma aproximação iterativa, simulando uma análise não linear do MR das sub-bases de $S_{(96\%)-C_{(4\%)}}$ e $S_{(48\%)-P_{(48\%)-C_{(4\%)}}$ por meio do ELSYM5.

Os gráficos plotados dependem dos valores de tensão calculado por meio do ELSYM5. Para a plotagem dos gráficos foi utilizado o software SURFER 7.0.

3.4.4. Ensaio mecânicos

Para realização dos ensaios de Resistência a Compressão Simples (RCS), Resistência a Tração por Compressão Diametral (RTCD) e módulo de Resiliência (MR), foram moldados corpos de prova por compactação dinâmica, com 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura, correspondentes aos valores de umidade ótima ($W_{ót}$) e peso específico seco máxima ($\gamma_{dmáx}$), obtidos nas pesquisas (COSTA, 2016; POLASTRI, 2017).

Os ensaios de RCS, RTCD e MR foram repetidos três vezes para condição de ($\gamma_{dmáx}$; $W_{ót}$), porém foi moldado um corpo de prova adicional para cada ensaio, para o caso em que um dos valores obtidos se comporte de maneira desconforme com a média dos outros, indicando que algum erro ocorreu, seja por erro de anotação ou de execução. Realizou-se o ensaio de cisalhamento direto para o $S_{(100\%)}$, $S_{(100\%)-F_{(1\%)}}$.

Todos os ensaios foram realizados para a condição de cura acima de 28 dias, equivalente ao tempo de cura realizada em campo. Os corpos de prova foram devidamente acondicionados em sacos plásticos de modo a garantir que não ocorrerá alterações de umidade. Após o período de cura os ensaios realizou-se em duas condições, condição natural e inundado por 12 horas.

3.4.4.1. Resistência a compressão simples

A resistência a compressão simples das misturas foi verificada após os 28 dias de cura. Após o período de cura, realizou-se o ensaio dos corpos de prova na condição natural. Em seguida para realizar o ensaio na condição inundada os corpos de prova foram imersos em água por 12 horas antes da realização do ensaio. A Figura 3-10 apresenta a forma de disposição dos corpos de prova em água.

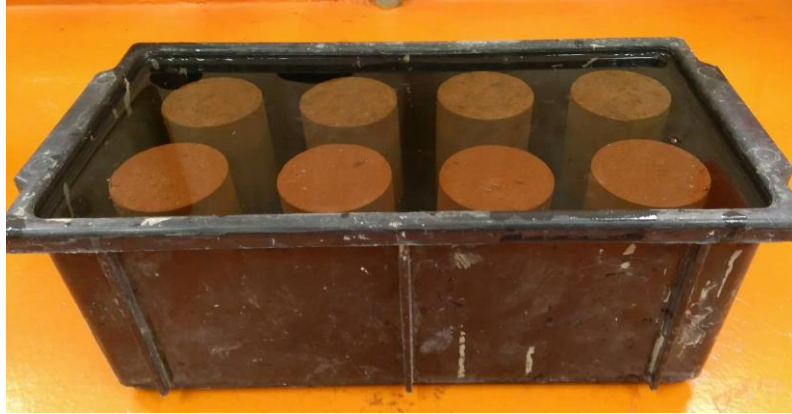


Figura 3-10: Processo de inundação $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$

Assim que os corpos de prova eram retirados da água para execução do ensaio, eram secos com tecido, suas dimensões (diâmetro e altura) medidas com paquímetro da marca Mitutoyo com resolução de 0,05 mm, seguido pela pesagem em balança da marca Marte, modelo AS2000C com precisão de 0,01 g.

No ensaio, utilizou-se prensa elétrica, com agulha de diâmetro de 4,96 cm e velocidade de 1,27 mm/min Figura 3-11. A medição do deslocamento foi efetuada por meio da leitura do relógio comparador da marca Mitutoyo com resolução de 0,001 mm, que representa a deflexão do anel dinamométrico de 5000 kg em relação a velocidade de deformação da prensa.



Figura 3-11: Equipamento utilizado para o ensaio de compressão simples

3.4.4.2. Resistência a tração por compressão diametral

Para obtenção da resistência a tração dos corpos de prova cilíndricos, realizou-se o ensaio de resistência a tração por compressão diametral (RTCD), sendo utilizada a norma NBR 7222:2011 (ABNT, 2011) para a execução do ensaio. Foi executada em uma prensa manual com velocidade aproximada de 6 mm/min.

A medição do deslocamento foi feita por meio da leitura do relógio comparador da marca Mitutoyo com resolução de 0,001 mm, que representa a deflexão do anel dinamométrico de 500 kg Figura 3-12.



Figura 3-12: Equipamento utilizado para o ensaio de tração por compressão diametral

Os corpos de prova que foram ensaiados, passaram pelo mesmo processo de cura e de imersão em água, bem como as aferições das dimensões e pesagem, conforme realizado no ensaio de compressão simples.

3.4.4.3. Módulo de resiliência (MR)

A determinação do Módulo de Resiliência foi realizada no equipamento triaxial de cargas repetidas do Laboratório de Pavimentação da Universidade Estadual de Maringá, atendendo aos procedimentos descritos na norma DNIT 134/2010 para a obtenção dos valores de MR de solo.

O sistema do ensaio é composto por uma prensa equipada com cilindro de pressão a ar comprimido com pistão de carga, câmara triaxial para acomodação do corpo de prova, dois transdutores mecânicos tipo LVDT (*linear variable differential transformer*) necessários para

medição do deslocamento vertical do corpo de prova e microcomputador necessário para a entrada e saída de dados. Para execução do ensaio, o corpo de prova foi envolto por uma membrana impermeável e fixado com o auxílio de cintas de borracha a célula. O esquema de montagem do sistema é mostrado na Figura 3-13



Figura 3-13: Vista frontal do ensaio de módulo de resiliência

Realizou-se o ensaio com frequência de cargas repetidas de 1 Hz (60 ciclos por minuto), com duração de 0,10 segundo de aplicação de carga. Compreendeu duas fases de execução, a fase de condicionamento, que se caracteriza pela aplicação de uma sequência de carregamentos dinâmicos objetivando reduzir ao máximo as significativas deformações permanentes que ocorrerão nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência.

Em seguida iniciou-se o procedimento para determinação do módulo de resiliência, com aplicação de 18 pares de tensões para obtenção das leituras das deformações específicas após 10 repetições de carga. Os pares de tensões (tensão confinante e tensão desvio) que foram utilizados no ensaio são fornecidos na norma DNIT 134/2010.

Com os resultados fornecidos pelo programa do ensaio foi possível determinar os valores de MR para cada corpo de prova ensaiado sob cada par de tensão e em seguida aplicar os modelos escolhidos para a melhor representação dos valores de MR.

3.4.4.4. Resistência ao cisalhamento (RC)

A determinação da resistência ao cisalhamento foi determinada a partir do ensaio de cisalhamento direto. O procedimento experimental consistiu em romper corpo de prova prismático sob efeito de tensão normal vertical, moldado a partir da cravação de um anel metálico em um corpo de prova cilíndrico de solo compactado nas condições de ($\gamma_{dm\acute{a}x.}$; $W\acute{o}t.$).

Cravou-se o anel no material compactado, pesou-se o conjunto formado pelo solo e anel para futura aferição da massa específica. Em seguida, posicionou-se o conjunto sobre uma caixa de cisalhamento bipartida. O solo foi removido do anel, ficando, então, confinado no interior da caixa de cisalhamento. A caixa de cisalhamento foi devidamente alocada no compartimento reservado de uma prensa motorizada e equipada com dispositivo de transmissão de carga vertical.

Acionou-se o motor da prensa, a parcela inferior da caixa bipartida de cisalhamento foi empurrada com a velocidade definida na direção ao anel dinamométrico. Assim, o prolongamento da parcela superior da caixa provocou deformações diametrais no anel dínamométrico. Foram registradas as leituras dos dois transdutores de deslocamento. A ruptura do solo por cisalhamento aconteceu no momento em que o transdutor do dinamômetro alcançou o seu valor máximo, a partir do qual, as leituras decresceram. O equipamento usado para o ensaio é apresentado na Figura 3-14.



Figura 3-14: Equipamento utilizado para o ensaio de cisalhamento

Ao final do ensaio, o corpo de prova foi retirado da caixa de cisalhamento para ser utilizado como amostra de verificação de umidade. Esse procedimento foi executado quatro

vezes, alterando-se apenas os carregamentos verticais, para cada uma das duas condições de compactação e composição: corpos de prova de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ na condição natural e inundada. As cargas verticais utilizadas foram de 18 kgf, 36 kgf, 72 kgf e 144 kgf resultando em tensões normais de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, respectivamente.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

O presente capítulo é composto pela exposição dos resultados alcançados com a execução dos ensaios em campo e de laboratório, bem como a respectiva análise do comportamento dos materiais estudados.

4.1. ENSAIO DE PLACA

A seguir tem-se os resultados das curvas carga x recalque obtidos nos ensaios realizados com placa de 0,34 m de diâmetro. É importante ressaltar que para todos os ensaios obteve a carga de ruptura, Figuras 4-1, 4-2, 4-3, 4-4, 4-5, 4-6, 4-7, 4-8.

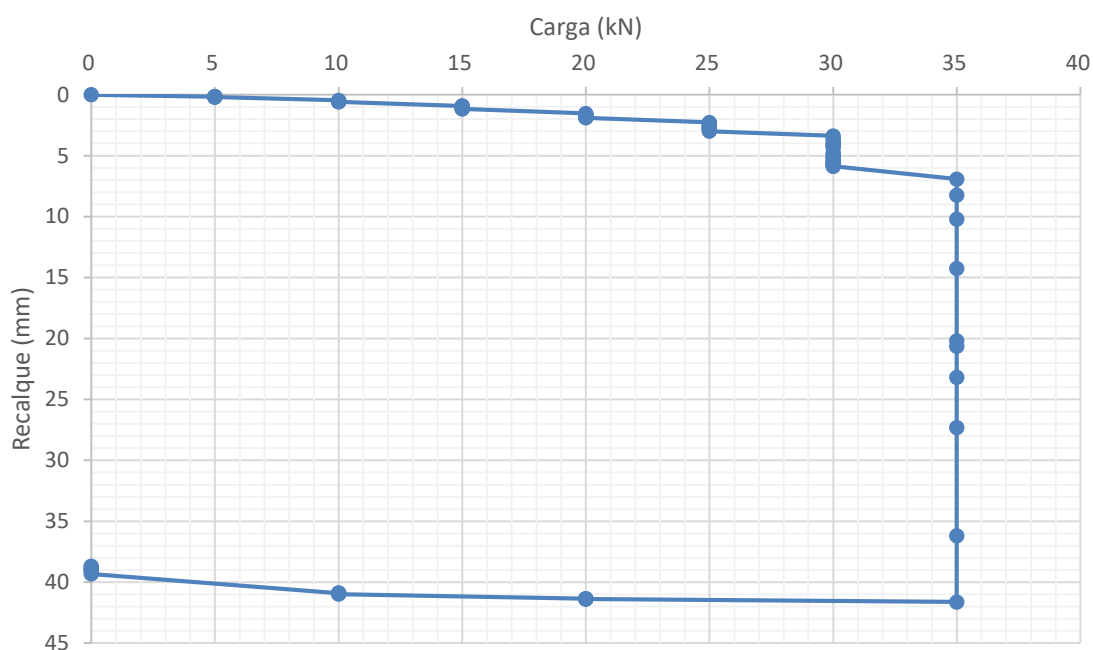


Figura 4-1: Curva carga recalque subleito.

Na figura 4-1 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), no qual podemos verificar que para 20 kN o deslocamento é inferior a 2 mm. Para os carregamentos de 25 kN e 30 kN tem-se deslocamento de 3 mm e 6 mm, respectivamente. A carga de 35 kN, não apresentou estabilização dos deslocamentos, ocorrendo a ruptura do subleito. No trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 2,93 mm, aproximadamente 3 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável foi equivalente ao carregamento de 25 kN.

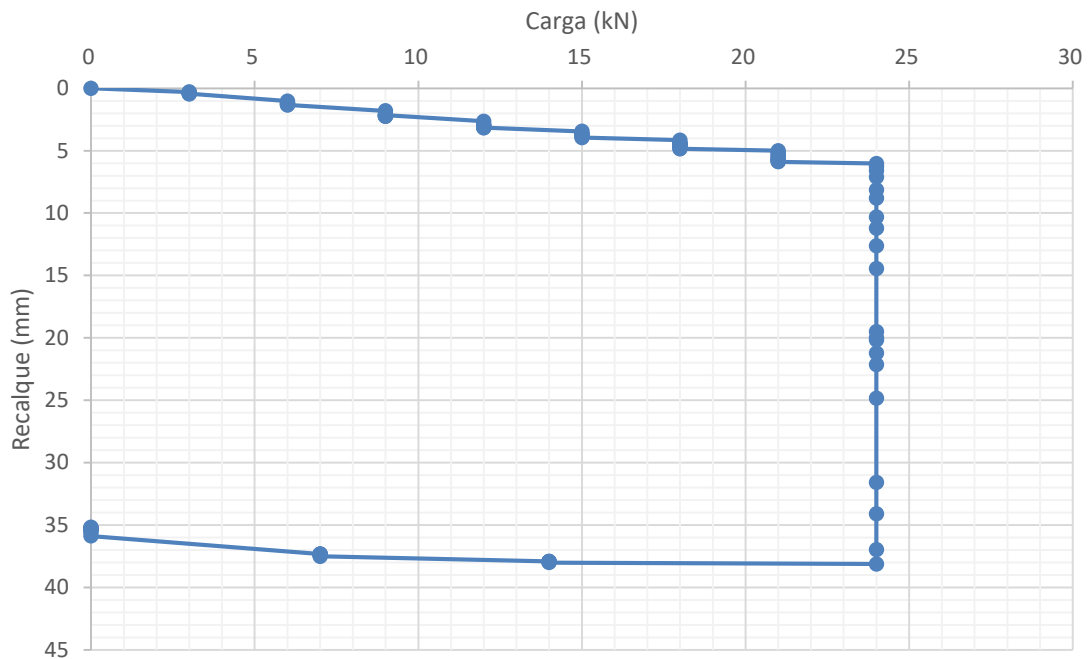


Figura 4-2: Curva carga recalque subleito inundado

Na figura 4-2 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN). Podemos verificar a carga de 20 kN corresponde ao deslocamento de 1,30 mm. Para os carregamentos de 9 kN, 12 kN, 15 kN, 18 kN e 21 kN observou deslocamento de 2,15 mm, 3,30 mm, 3,95 mm, 4,85 mm e 5,90 mm respectivamente. A carga de 24 kN, não apresentou estabilização dos deslocamentos, ocorrendo a ruptura do subleito. No trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável é de 2,94 mm, aproximadamente 3 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável é equivalente ao carregamento de 12 kN.

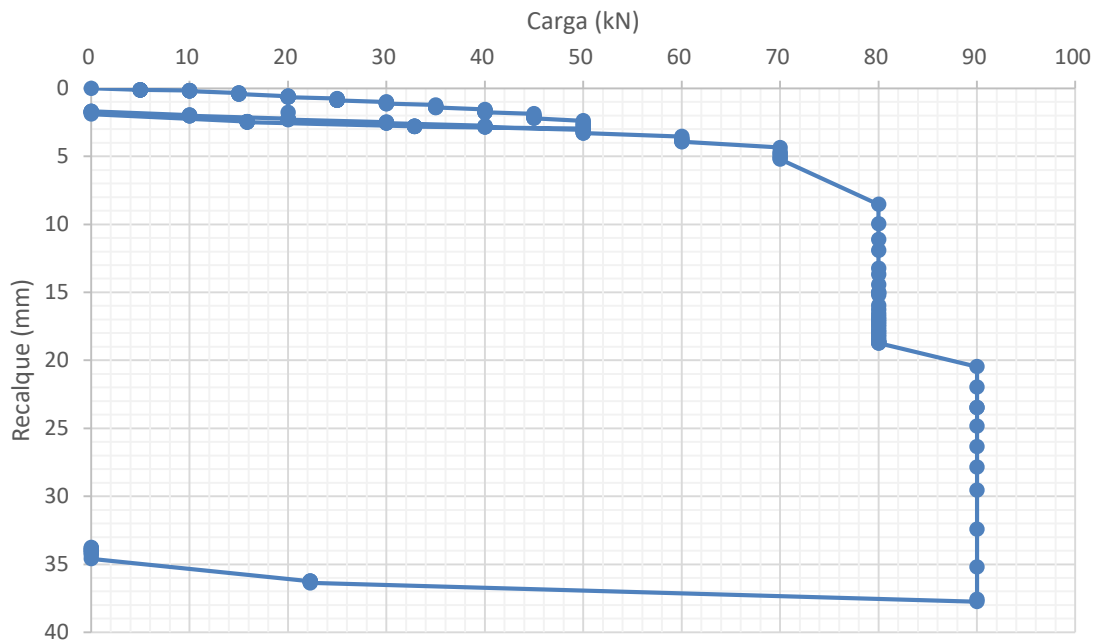


Figura 4-3: Curva carga recalque: $S_{(100\%)}$

Na figura 4-3 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de $S_{(100\%)}$, realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 35 kN corresponde ao deslocamento de 1,40 mm. Para os carregamentos acima de 35 kN observou deslocamentos superiores a 2 mm. Para a carga de 50 kN, realizou-se o primeiro ciclo de descarregamento, o deslocamento recuperável foi de 1,27 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 30 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento, pode-se observar, que para o carregamento de 70 kN o deslocamentos foi inferior a 5,20 mm. Para o carregamento de 80 kN observou deslocamento de 19 mm. A carga de 90 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Para o segundo trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 3,98 mm, aproximadamente 4 mm.

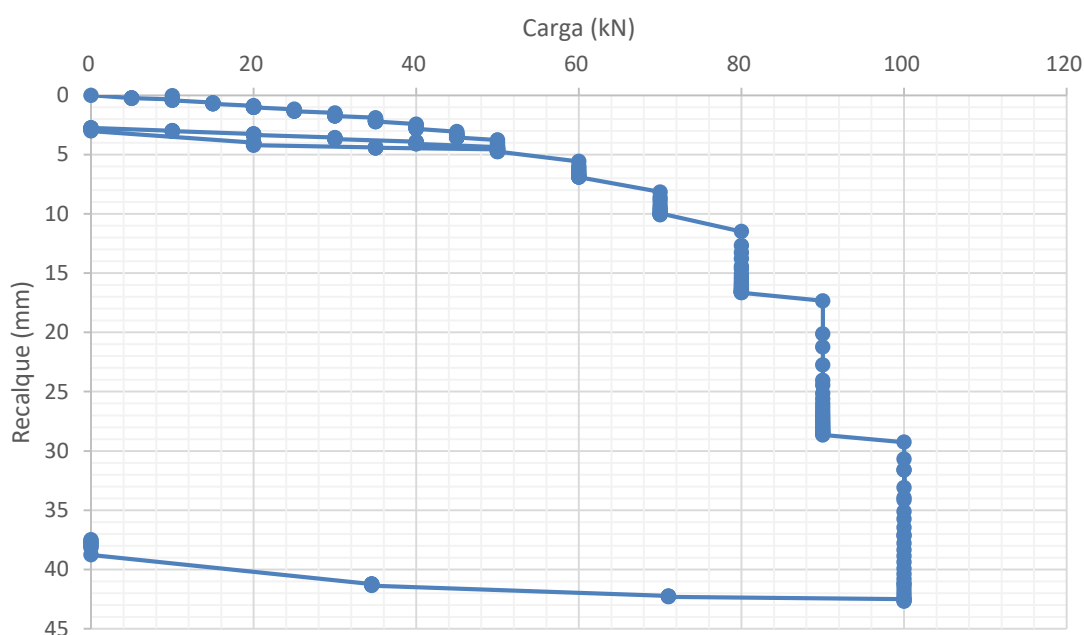


Figura 4-4: Curva carga recalque: $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

Na figura 4-4 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 30 kN corresponde ao deslocamento de 1,75 mm. Para os carregamentos superior a 35 kN observou deslocamentos acima de 2 mm. Para a carga de 50 kN, realizou-se o primeiro ciclo de descarregamento, o deslocamento recuperável foi de 1,82 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 30 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento, pode-se observar, que para os carregamentos superiores a 50 kN os deslocamentos foram superiores a 5 mm. Observou-se que os deslocamentos da sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ foram maiores que a sub-base de $S_{(100\%)}$, porém, a camada de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ suportou 10 kN a mais que a camada de $S_{(100\%)}$.

A carga de 100 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Por meio da visualização em campo constatou que a ruptura da sub-base se deu pelo mecanismo de cisalhamento local, por se tratar de um solo de baixa compressibilidade. Para o segundo trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 5 mm.

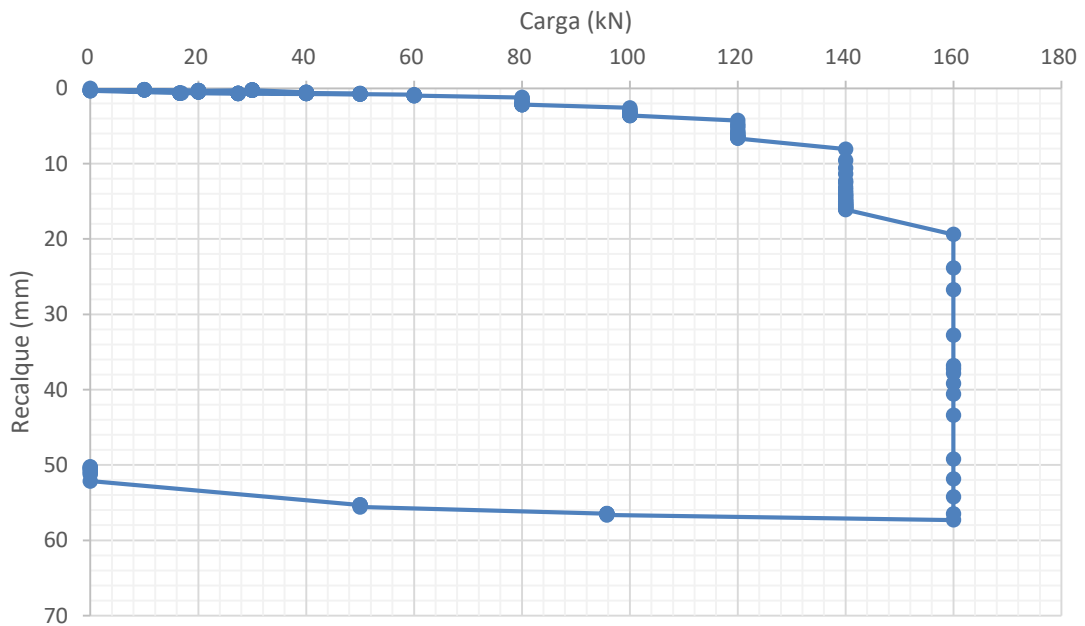


Figura 4-5: Curva carga recalque: S_(48%)-C_(4%)-P_(48%)

Na figura 4-5 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de S_(48%)-C_(4%)-P_(48%), realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 50 kN para o primeiro ciclo de carregamento corresponde ao deslocamento de 0,78 mm. Para a carga 50 kN realizou-se o primeiro ciclo de descarregamento, o deslocamento recuperável foi de 0,50 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 40 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento, pode-se observar, que somente no segundo ciclo o deslocamento foi superior a 2 mm, para o carregamento de 80 kN. A carga de 160 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Para o segundo trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 7 mm.

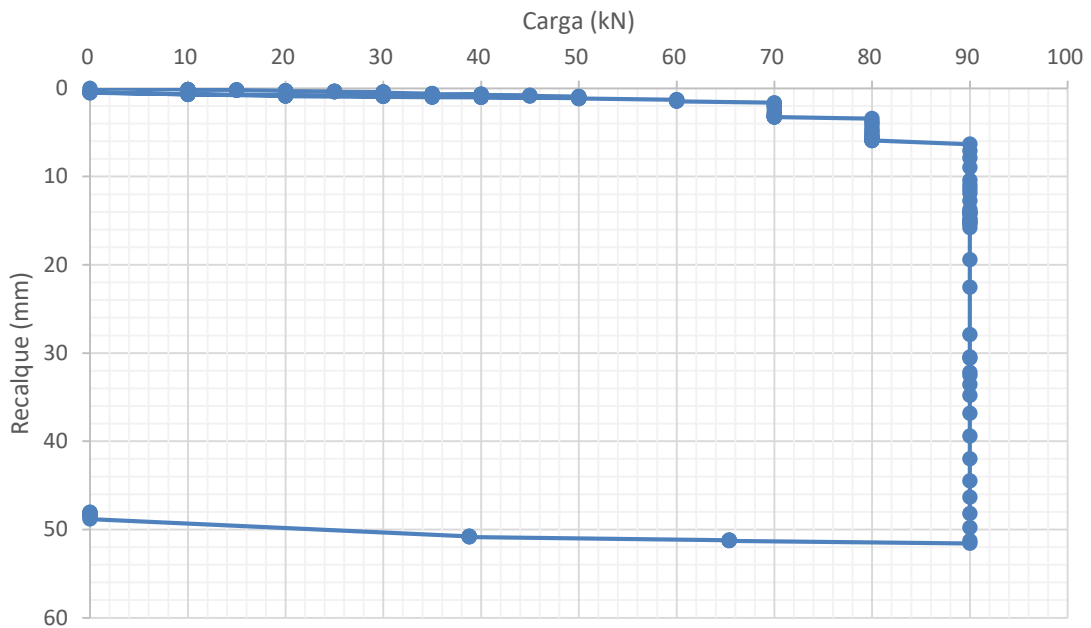


Figura 4-6: Curva carga recalque: $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}-P_{(48\%)}$ inundado

Na figura 4-6 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}-P_{(48\%)}$ inundada, realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 50 kN para o primeiro ciclo de carregamento corresponde ao deslocamento de 1,00 mm. Para a carga 50 kN realizou-se o primeiro descarregamento, o deslocamento recuperável foi de 0,54 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 35 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento, pode-se observar, que somente no segundo ciclo o deslocamento foi superior a 2 mm, para o carregamento de 70 kN. A carga de 90 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Para o segundo trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 3,58 mm.

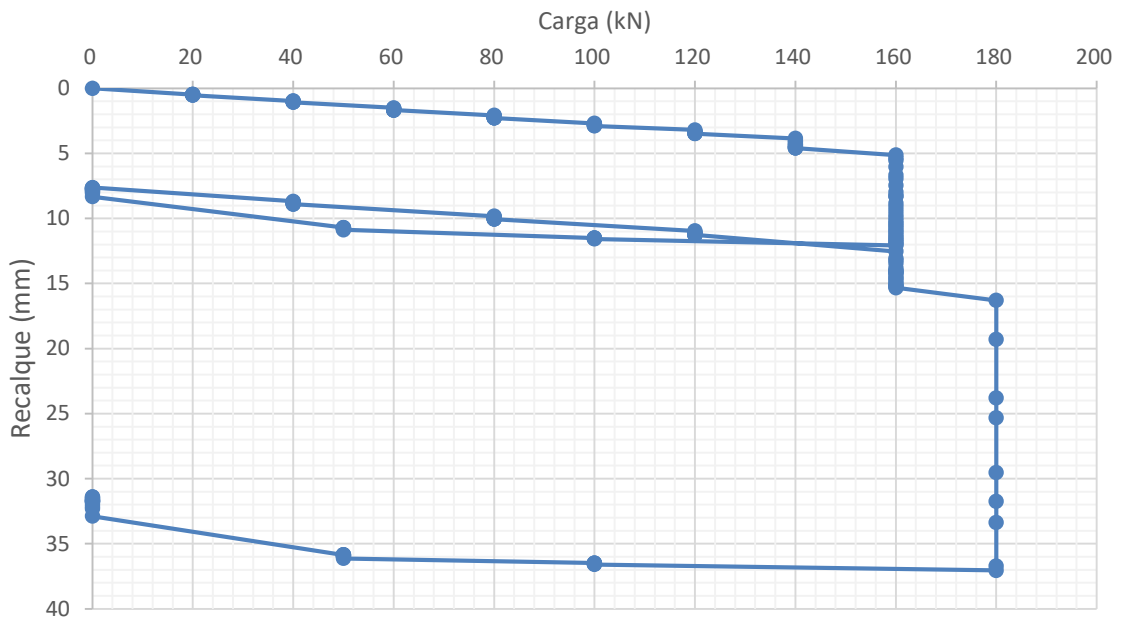


Figura 4-7: Curva carga recalque: $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$

Na figura 4-7 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 50 kN para o primeiro ciclo corresponde ao deslocamento de 1,25 mm. Verificou-se que o deslocamento de 2 mm foi atingido para o carregamento de 80 kN. O primeiro ciclo de carregamento foi até 160 kN, o deslocamento recuperável foi de 4,43 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 140 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento. A carga de 180 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Para o segundo trecho do descarregamento observa-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 5,66 mm.

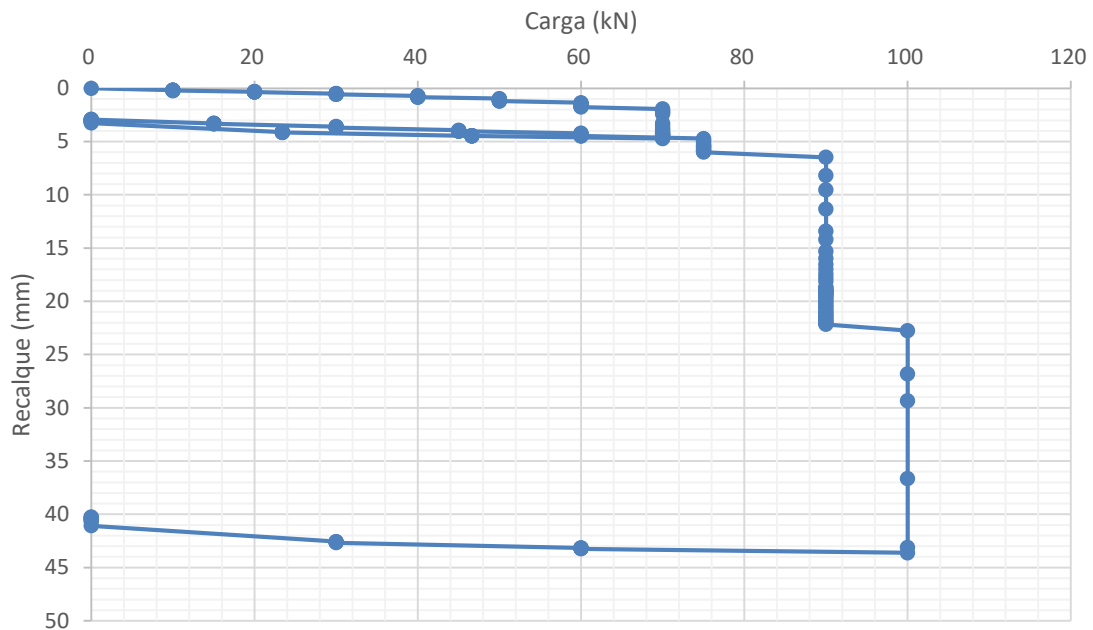


Figura 4-8: Curva carga recalque: $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado

Na figura 4-8 observa-se o comportamento do recalque (mm) por carga (kN), para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado, realizou-se dois ciclos de carregamento, o último ciclo de carga foi realizado até atingir a carga de ruptura. Podemos verificar que o carregamento de 50 kN para o primeiro ciclo de carregamento corresponde ao deslocamento de 1,20 mm. Verificou-se que o deslocamento de 2mm foi atingido para o carregamento de 70 kN. O primeiro ciclo de carregamento foi até 70 kN, o deslocamento recuperável foi de 1,79 mm. Observa-se que o deslocamento recuperável para o primeiro descarregamento é equivalente ao carregamento de 60 kN.

Na sequência deu início ao segundo ciclo de carregamento. A carga de 100 kN não apresentou estabilização dos deslocamentos ocorrendo a ruptura da sub-base. Para o segundo trecho do descarregamento observou-se que o valor do deslocamento recuperável foi de 3,35 mm.

A tabela 4-1, expressa os valores de k_{v1} , k_{v2} , tensão de ruptura (σ_r) e a umidade relativa média do subleito, referente as curvas carga x recalque apresentado acima.

Tabela 4-1: Valores de kv_1 , kv_2 , σ_r e $W(\%)$

	kv_1 (MPa/m)	kv_2 (MPa/m)	σ_r (MPa)	Umidade (%) média do subleito
Subleito	160,44	-	0,39	34,25
Subleito inundado	39,03	-	0,26	36,3
S _(100%)	281,86	433,63	0,99	34,25
S _(99%) -F _(1%)	195,13	302,59	1,10	34,25
S _(96%) -C _(4%)	262,24	636,66	1,98	34,25
S _(96%) -C _(4%) Inundado	323,95	430,72	1,10	36,3
S _(48%) -P _(48%) -C _(4%)	282,41	1101,42	1,76	34,25
S _(48%) -P _(48%) -C _(4%) Inundado	314,69	966,16	0,99	36,3

Durante os ensaios foi realizado o acompanhamento visual do surgimento de fissuras e da forma de ruptura na superfície das camadas. Para as camadas constituídas de S_(100%), S_(99%)-F_(1%), , foi verificado que ao se aproximar na carga de ruptura, grandes deslocamentos ocorreram, sem a verificação de empolamento e ruptura catastrófica. Esta ruptura ocorreu acompanhando o perímetro da placa, caracterizando uma ruptura por cisalhamento local. Conforme a Figura 4-9.

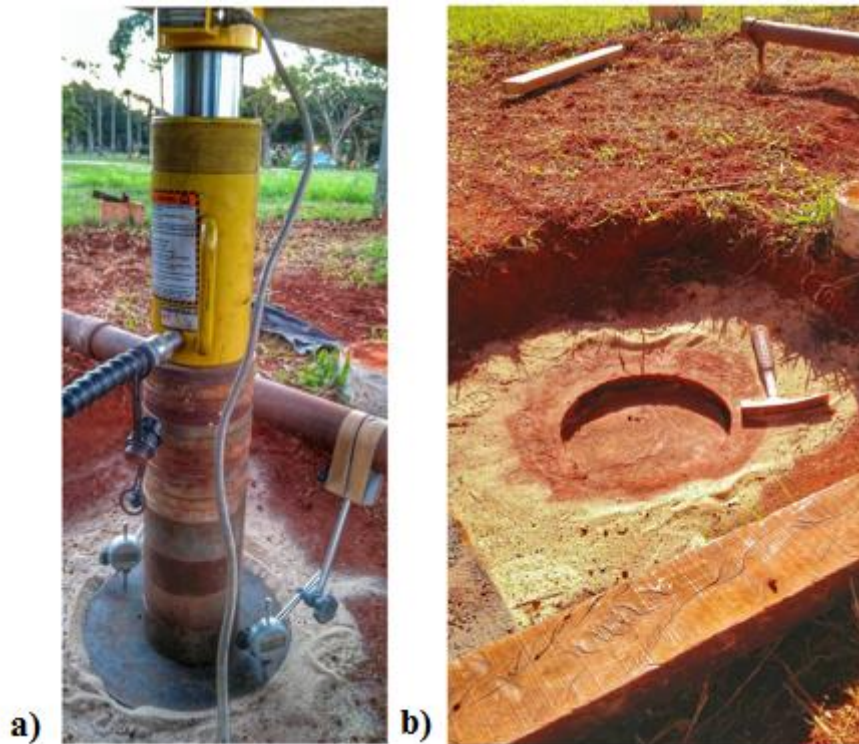


Figura 4-9: Característica do processo de ruptura para as camadas estudadas

Para as camadas de $S_{(94\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}-P_{(48\%)}$ foi observado um processo de surgimento de fissuras, diferente do verificado para as camadas de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$. Não ocorreu a penetração da placa na camada estudada, além de apresentar fissuras concêntricas na placa, no decorrer do ensaio. Ao atingir a carga de ruptura observou-se perda progressiva da capacidade de carga. Conforme a Figura 4-10. Por meio de análise em campo verificou-se que a ruptura da sub-base ocorreu por falha a flexão na interface da fibra inferior da camada.

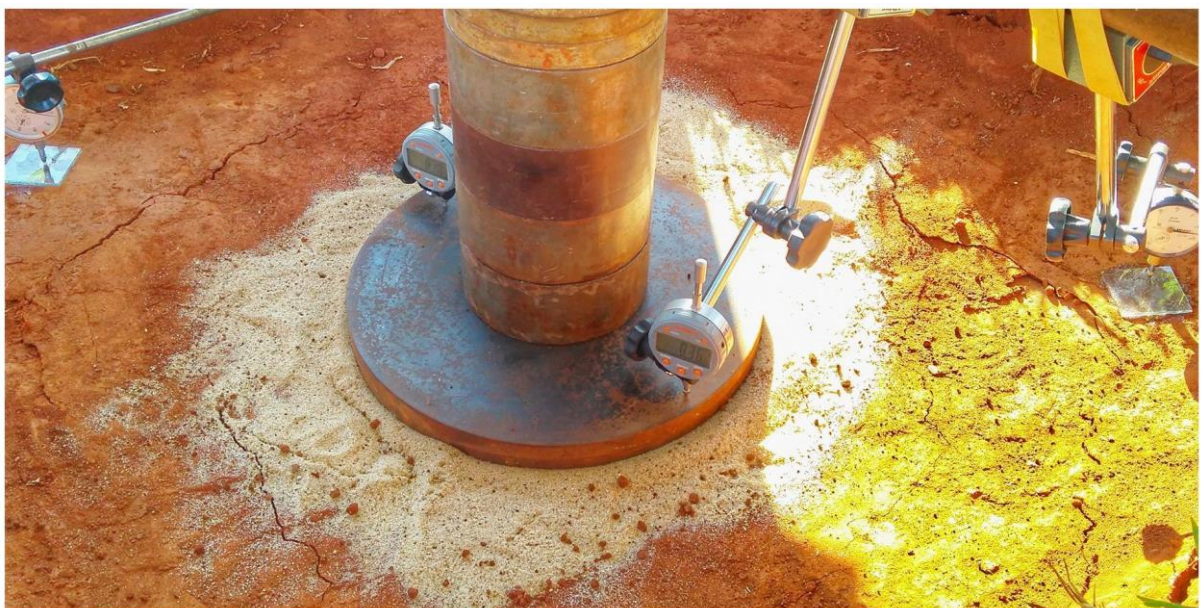


Figura 4-10: Característica das fissuras das camadas estudadas

Após o ensaio, fez-se um corte transversal na camada de $S_{(100\%)}$ a fim de avaliar o mecanismo de ruptura. Um fato constatado foi o surgimento de fissuras que se iniciou na superfície da camada de apoio da placa e se estenderam até a interface $S_{(100\%)}$ -Subleito com inclinação superior a 90 graus, formando um tronco de cone, compatível com o conceito de ruptura por cisalhamento local. A visualização do corte pode ser verificada na Figura 4-11.



Figura 4-11: Corte transversal na camada de $S_{(100\%)}$

4.2. ENSAIO DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

A execução do ensaio de resistência a compressão simples neste estudo objetivou conhecer a resistência mínima de tensão a compressão, para as composições de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, conforme será exposto nesta seção. O tipo de ruptura é mostrado na Figuras 4-12.



Figura 4-12: Vista frontal da ruptura do corpo de prova

Foram ensaiados quatro corpos de prova por condição, obteve-se o valor médio para tensão de ruptura com devida verificação de seu desvio padrão, excluindo o corpo de prova que não se apresentaram dentro do intervalo aceitável. Os valores médios obtidos na execução do ensaio de RCS é mostrado na Tabela 4-2.

Tabela 4-2: Tensão de compressão média dos corpos de prova

CP	σ_c Média (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coef. de Variação (%)
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	6090	930	15,20
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)} \text{ Inund.}$	4923	10	0,21
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	4640	390	8,40
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)} \text{ Inund.}$	4580	230	5,11

Conforme resultados médios de RCS apresentados na Tabela 4-2, observa-se que, de modo geral, a moldagem dos corpos de prova e os procedimentos de ensaio, mostraram-se adequados, havendo uma aparente uniformidade quanto aos valores de RCS obtidos entre os quatro corpos de prova de cada condição.

O maior valor obtido foi para a condição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, alcançando RCS de 6090 kPa. Por outro lado, o menor resultado alcançado foi para a condição de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)} \text{ Inundado}$,

com RCS de 4580 kPa. Pode observar que os corpos de prova que ficaram sujeito a inundação reduziram sua RCS. A composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou redução de resistência de 19 % em relação ao seu valor não inundado, enquanto que o $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou redução de resistência de 1,3% em relação ao seu valor não inundado.

4.3. ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

No ensaio de resistência a tração por compressão diametral, todos os corpos de prova rompidos apresentaram o mesmo comportamento, rompendo em um plano coincidente ao da aplicação da carga. A ruptura sob tração obtida no ensaio é ilustrada na Figura 4-14.



Figura 4-14: Vista da ruptura do corpo de prova

Os valores obtidos com o ensaio de quatro corpos de prova por condição forneceram valores médios para tensão de ruptura, observando-se que a devida correção em termos de desvio padrão foram realizadas. Os valores obtidos são expostos na Tabela 4-3.

Tabela 4-3: Tensão de tração média dos corpos de prova

CP	σ_t Média (kPa)	Desvio padrão (kPa)	Coef. De Variação (%)
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	910	90	9,41
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ Inud	800	40	5,05
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	770	50	7,12
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inud.	740	10	1,74

O maior valor obtido foi para a condição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, alcançando 910 kPa. Por outro lado, o menor resultado alcançado foi para a condição de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado, com 740 kPa. Pode observar que os corpos de prova que ficaram sujeito a inundação reduziram sua RTCD. A composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 12 % em relação ao seu valor não inundado, enquanto que o $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 3,9 % em relação ao seu valor não inundado.

4.4. ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O ensaio triaxial de cargas repetidas fornece as deformações resilientes no corpo de prova correspondentes aos pares de tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d) a estes aplicados. Com as deformações resilientes obtidas no ensaio foram calculados os valores de módulo de resiliência (MR) para cada par de tensões aplicado em cada uma das 18 condições, sendo estes valores aplicados aos modelos em função da tensão confinante, tensão desvio e modelo composto. Os valores dos coeficientes encontrados para cada modelo e seus respectivos coeficientes de determinação são expostos na Tabela 4-4.

Tabela 4-4: Modelo em função da tensão desvio

Modelo em função da tensão σ_d				
CPs	Const.	σ_d (0,0207-0,1379) MPa	σ_d (0,0414-0,2747) MPa	σ_d (0,0621-0,412) MPa
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	k1	1152,8	1100	1040,2
	k2	0,1891	0,2622	0,2705
	R ²	0,73	0,96	0,91
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	k1	4219,5	2358,7	1591,51
	k2	0,2265	0,19	0,0532
	R ²	0,67	0,47	0,31
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ Inund.	k1	4602,9	3143,5	2316,76
	k2	0,4037	0,5393	0,51
	R ²	0,77	0,83	0,93
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inund.	k1	4362,4	3026,16	1971,41
	k2	0,511	0,5616	0,389
	R ²	0,78	0,81	0,76

Tabela 4-5: Modelo em função da tensão confinante e modelo composto

CPs	Const.	Modelo em função da tensão σ_3	Modelo composto
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$	k1	1284,8	1304,6
	k2	0,239	0,267
	k3	-	-0,0278
	R ²	0,84	0,85
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$	k1	2843,5	3716
	k2	0,1715	0,6115
	k3	-	-0,4288
	R ²	0,16	0,73
$S_{(96\%)}-C_{(4\%)} \text{ Inund.}$	k1	4994,9	5200,24
	k2	0,4677	0,8493
	k3	-	-0,3923
	R ²	0,6	0,85
$S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)} \text{ Inund.}$	k1	780,54	4024
	k2	0,4833	0,5492
	k3	-	-0,0648
	R ²	0,76	0,76

O coeficiente de determinação (R^2) indica quanto da variação total é comum aos elementos que constituem os pares analisados, por isso quanto maior seu valor, melhor será a representatividade dos elementos analisados. A partir da relação dos coeficientes dos três modelos testados para cada condição de estudo, mostrada na Tabela 4-4 e 4-5, verifica-se que o modelo de maior representação para as quatro composição foi o modelo composto, obtendo R^2 bons para as quatro composição. Verifica se que o modelo em função da tensão desvio possui bom ajuste para trechos separados da tensão desvio Tabela 4-4. O modelo em função da tensão confinante apresentou descontinuidade no R^2

4.5. ENSAIO DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A execução do ensaio de resistência ao cisalhamento neste estudo teve como objetivo conhecer o estado de tensões, para a elaboração do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para as composições de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, na condição natural e inundado. O comportamento da envoltória de Mohr para $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ natural e inundado denota as tensões máximas que as duas composição estuda suporta. A Figura 4-13 apresenta as curvas deslocamento (mm) x tensão de cisalhamento (kPa), para as tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa respectivamente. Observa se que a ruptura para $S_{(100\%)}$ em todos os corpos-de-prova foi visível com uma acentuada queda de resistência após atingir o pico.

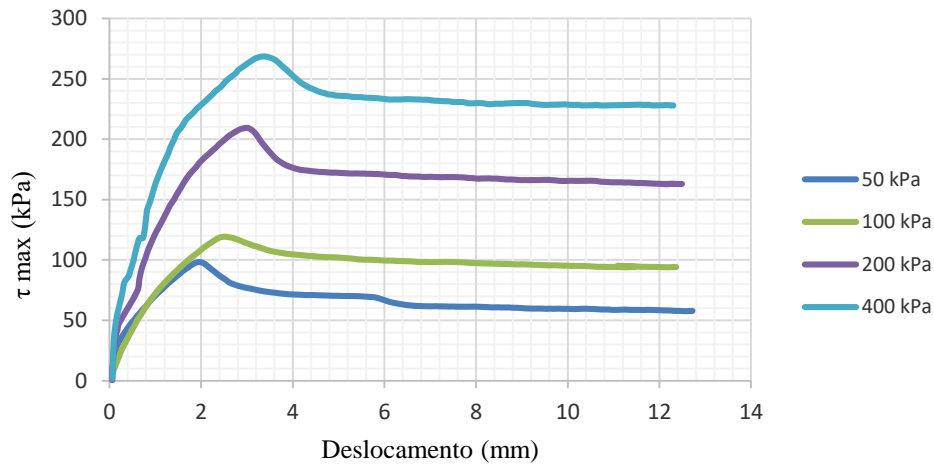


Figura 4-13: Curva τ max x deslocamento $S_{(100\%)}$

A figura 4-13 é referente ao comportamento tensão x deslocamento para o $S_{(100\%)}$, os parâmetros de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') obtidos por meio do ensaio de cisalhamento foram 80,9 kPa e $26,25^\circ$, respectivamente. A figura 4-14 é para o solo $S_{(100\%)}$ inundado.

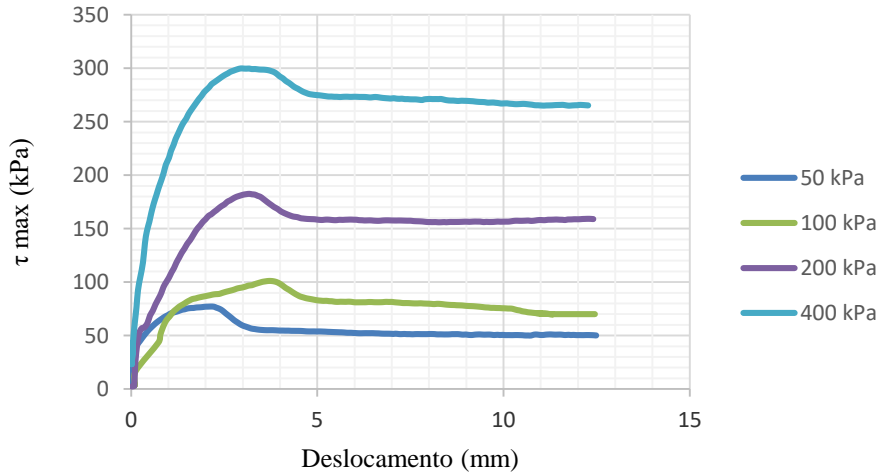


Figura 4-14: Curva τ max x deslocamento $S_{(100\%)}$ inundado

Os parâmetros de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') obtidos por meio do ensaio de cisalhamento para $S_{(100\%)}$ inundado foram 43,17 kPa e 33° , respectivamente. A figura 4-15 é para o solo $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$. Observa-se que para a composição $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ não houve queda brusca de resistência após a ruptura para a tensão de 400 kPa.

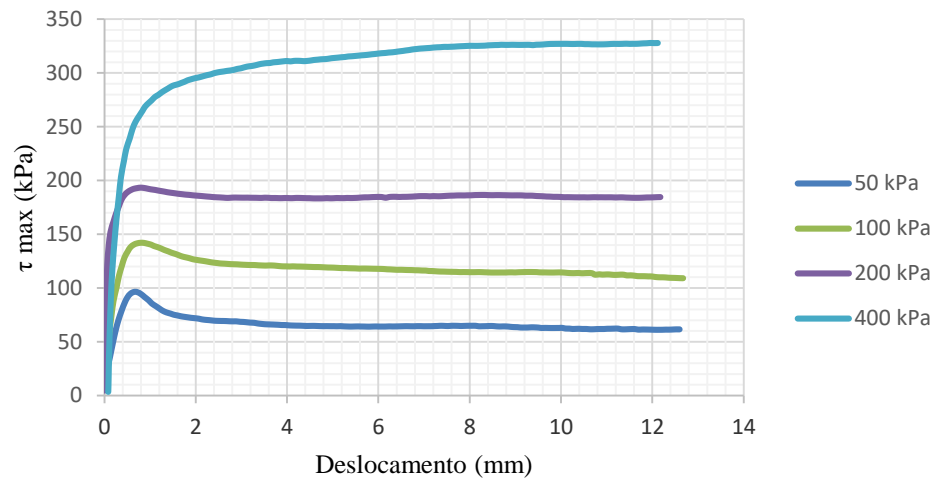


Figura 4-15: Curva τ_{max} x deslocamento $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

Os parâmetros de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') obtidos por meio do ensaio de cisalhamento para $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ foram 68,26 kPa e 32,88°, respectivamente. A figura 4-16 é para o solo $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ inundado. Observa-se que para a composição $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ inundado somente para a tensão de 50 kPa houve queda de resistência após a ruptura.

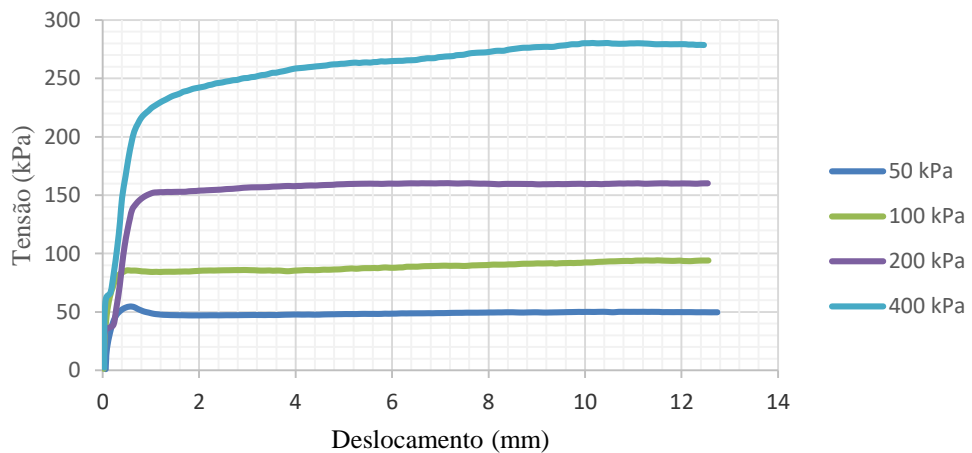


Figura 4-16: Curva τ_{max} vs deslocamento $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ inundado

Os parâmetros de coesão efetiva (c') e ângulo de atrito efetivo (ϕ') obtidos a partir do ensaio de cisalhamento para $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ inundado foram 27,4 kPa e 32,53°, respectivamente.

4.6. SIMULAÇÃO DA PROVA DE CARGA - ELSYM5

A Figura 4-17 apresenta os pontos de tensões analisados para a simulação da prova de carga. Por se tratar de um problema simétrico, carga pontual, os planos X(sxx) e Y(syy) apresentam mesmo comportamento. Os pontos foram analisados nos planos X(sxx) e Z(szz) verificando o comportamento das tensões de tração e compressão para cada estágio de

carregamento da prova de carga feita em campo. Os valores de tensões na pesquisas foram considerados, tração (-) e compressão (+), para os planos X(sxx) e Z(szz).

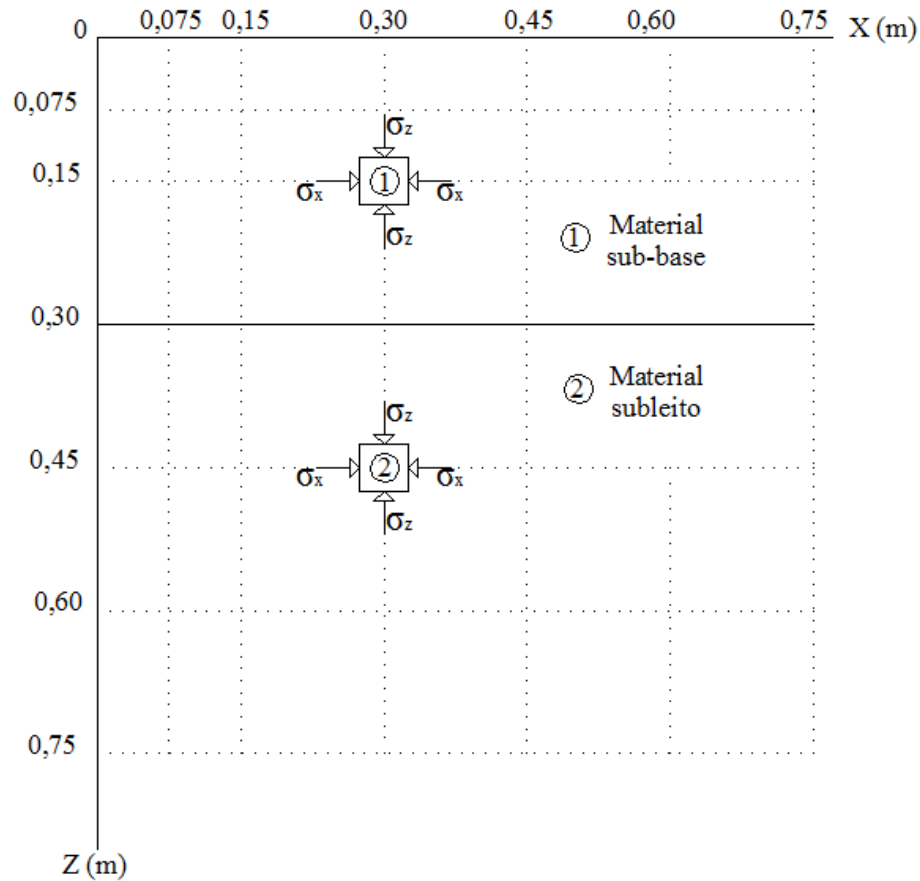


Figura 4-17: Perfil dos pontos analisados

Observa-se na figura 4-17 que a profundidade de 0,3 m retrata a cota de transição da camada de sub-base para o subleito.

Foi analisado as tensões para os seguintes níveis de carregamento 25 kN (Carga de serviço), 50 kN (Carga de descarregamento realizada em campo) e carga de ruptura obtido em campo. O estágio de carregamento de 25 kN foi adotado por considerar o carregamento por pneus dos veículos automotores que trafegam na pista brasileira. O intervalo de 25 kN a 50 kN contempla o mínimo e o máximo de carga por pneu.

O Valor do módulo de elasticidade do solo (E_s) do subleito na condição natural e inundado foi obtido por meio da Equação 19, ambos serão utilizados como parâmetro na análise das tensões no programa ELSYM5.

4.6.1. Comportamento das tensões nas sub-bases de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

A cota de transição da camada, referente a fibra inferior da sub-base apresentou se como ponto de possível ruptura devido as tensões de tração. A fibra superior da sub-base apresentou condição de ruptura devido as valores de cisalhamento.

A Tabela 4-6 apresenta os valores de tensões na fibra inferior da sub-base de $S_{(100\%)}$.

Tabela 4-6: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base de $S_{(100\%)}$

Valores de tensão (kPa)										
Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es (MPa)	Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
0,299	20	220	69	-30,36	-24,72	-10,84	12,87	15,21	10,93	7,16
	50	550	69	-60,72	-49,45	-21,69	25,73	30,42	21,87	14,32
	90	991	69	-109,30	-89,01	-39,04	46,32	54,76	39,36	25,78

A Tabela 4-7 apresenta os valores de cisalhamento máximo na fibra superior da sub-base de $S_{(100\%)}$.

Tabela 4-7: Valores de cisalhamento na fibra superior da sub-base $S_{(100\%)}$

Valores cisalhamento (kPa)										
Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es (MPa)	Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
0,075	20	220	69	-81,12	-86,34	-89,79	-18,58	-5,20	-3,24	-2,33
	50	550	69	-162,20	-172,70	-179,60	-37,17	-10,40	-6,47	-4,66
	90	991	69	-292,00	-310,80	-323,20	-66,90	-18,72	-11,65	-8,38

Por meio dos valores apresentados na Tabela 4-6 pode se verificar que a fibra inferior da sub-base de $S_{(100\%)}$ está sujeita a ações de tração. A Tabela 4-7 apresenta valores de cisalhamento em especial no perímetro da placa, ou seja, para o ponto de 0,15 m no eixo horizontal. Observa-se na figura 4-18 o comportamento do cisalhamento para carga de 90 kN.

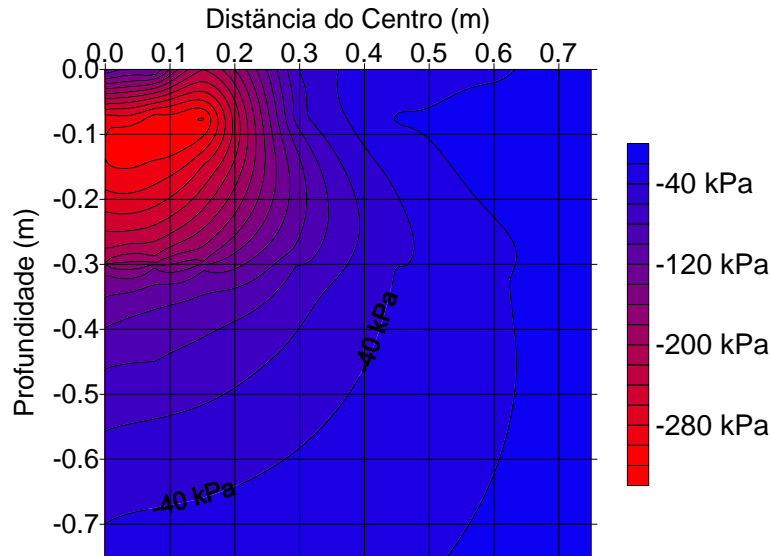


Figura 4-18: Distribuição das tensões de cisalhamento na sub-base $S_{(100\%)}$ submetido ao carregamento de 90 kN.

Os maiores valores de cisalhamento se encontram na fibra superior da sub-base, para uma distância do centro de 0,1 m a 0,2 m. A sollicitação ao cisalhamento observado pela Figura 4-18 indica uma condição de cisalhamento no perímetro da placa. Pode se observar no Apêndice A as tensões em σ_x , σ_z e τ_{xz} máximo para a sub-base de $S_{(100\%)}$, para os carregamentos de 25 kN, 50 kN e 90 kN.

As cotas para a sub-base de $S_{(99\%)-F_{(1\%)}}$ foi semelhante para a camada de $S_{(100\%)}$, pois as tensões que apresentaram maior rigor de análise foram as de tração e cisalhamento. A Tabela 4-8 apresenta os valores de tensões na fibra inferior da sub-base.

Tabela 4-8: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(99\%)-F_{(1\%)}}$

Valores de tensão (kPa)										
Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es (MPa)	Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
	20	220	48	-9,54	-6,17	2,01	14,39	12,84	8,28	5,04
0,299	50	550	48	-19,08	-12,33	4,02	28,79	25,68	16,56	10,08
	100	1101	48	-38,15	-24,66	8,03	57,58	51,35	33,12	20,16

A Tabela 4-9 apresenta os valores de cisalhamento máximo atuante na fibra superior da sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$.

Tabela 4-9: Valores de cisalhamento na fibra superior da sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

				Valores cisalhamento (kPa)						
Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es (MPa)	Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
	20	220	48	-84,63	-89,00	-89,38	-16,02	-3,62	-2,25	-1,66
0,075	50	550	48	-169,30	-178,00	-178,80	-32,03	-7,24	-4,51	-3,32
	100	1101	48	-338,50	-356,00	-357,50	-64,07	-14,47	-9,02	-6,63

A tabela 4-9 apresenta valores significativos de cisalhamento em especial no perímetro da placa, ou seja, para o ponto de 0,15 m no eixo horizontal. Observa-se na figura 4-19 o comportamento do cisalhamento para a carga de 100 kN na sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

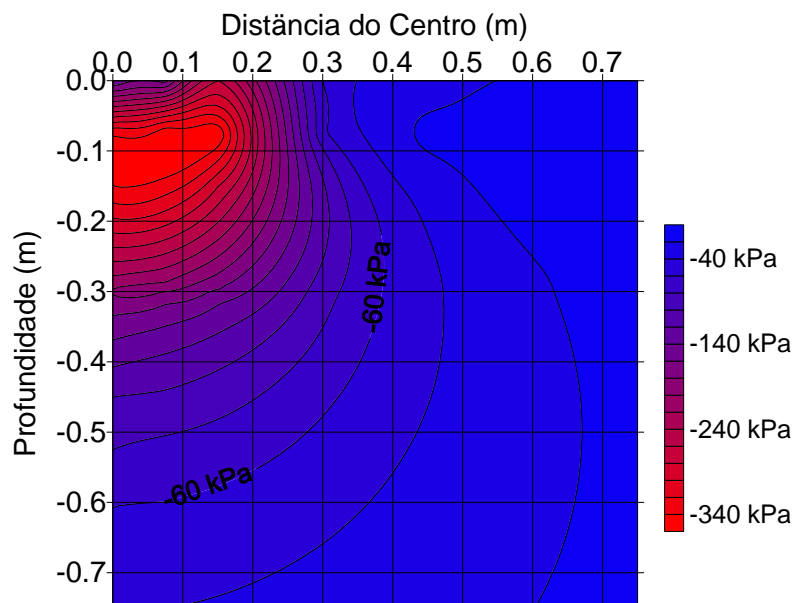


Figura 4-19: Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ submetido ao carregamento de 100 kN

Os maiores valores de cisalhamento se encontram na fibra superior da sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, para uma distância do centro de 0,1 m a 0,2 m. A solicitação de tensão observado pela Figura 4-20 indica uma condição de cisalhamento na interface placa solo.

Na sequência, tem-se as figuras 4-20.a e 4-20.b, com o comportamento das tensões de tração e compressão para σ_x no estágio de carregamento de 90 kN para $S_{(100\%)}$ e 100 kN para $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$.

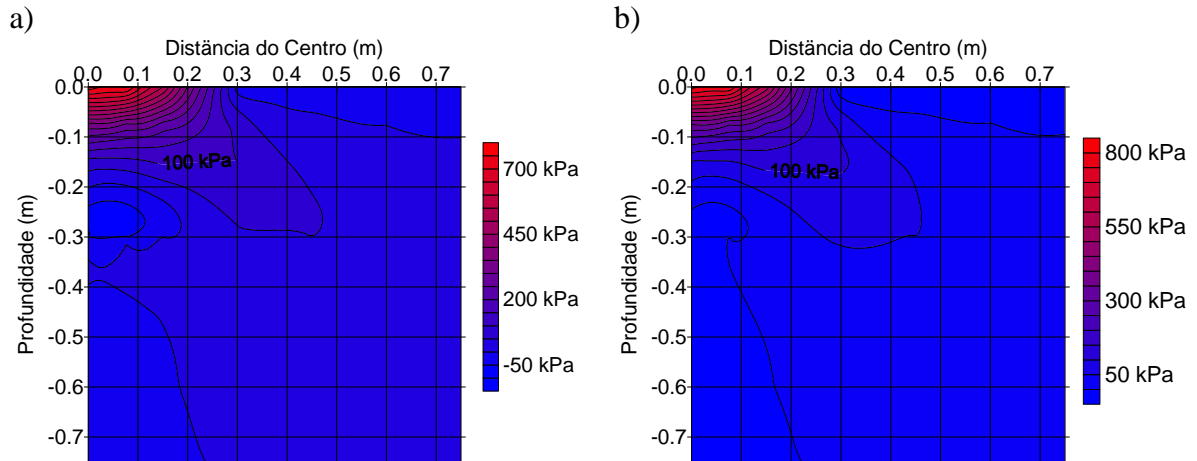


Figura 4-20: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(100\%)}$; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

Pode-se observar nas Figuras 4-20.a e 4-20.b que as tensões maiores ocorrem na interface placa camada, de caráter de compressão. As tensões de tração na fibra inferior da camada são consideravelmente baixas, em ambos os casos.

Pode se observar no Apêndice B as tensões em σ_x , σ_z e τ_{xz} máximo para a sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ para os carregamentos de 25 kN, 50 kN e 100 kN.

Nas figuras 4-21.a e 4-21.b pode se observar a forma de ruptura para as camada de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, no qual tem a ruptura por cisalhamento na interface placa camada. Pode-se verificar que o comportamento das Figuras 4-19 e 4-20, é válido, uma vez que a condição de ruptura apresentada em campo e compatível com a análise dos maiores níveis de tensão apresentado pelo ELSYM5.

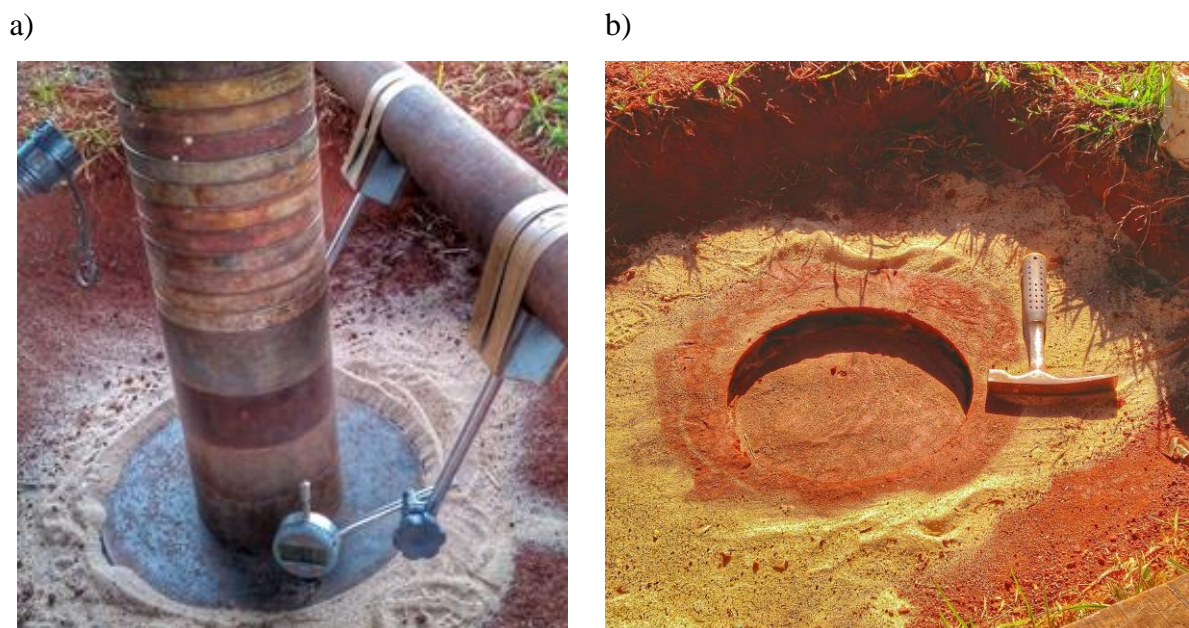


Figura 4-21: a) Ruptura da sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ submetido ao carregamento de 100 kN; b) Vista superior da forma de ruptura apresentada na sub-base de $S_{(100\%)}$.

4.6.2. Comportamento das tensões nas sub-bases de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição natural e inundada

Os pontos de análise para as sub-bases de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ natural e inundado foi determinado por meio da verificação dos valores de tensões obtidos pelo ELSYM5. A cota de transição da camada, referente a fibra inferior da sub-base apresentou se como ponto de possível ruptura devido as tensões de tração.

A tabela 4-10 apresenta os valores de tensão de tração para a sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$. Os valores da tabela 4-10 mostram a diferença de comportamento das tensões para o Es constante e para o MR variável.

Tabela 4-10: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$

Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es MR (MPa)	Valores de tensão (kPa)						
				Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
0,299	20	220	69	-30,36	-24,72	-10,84	12,87	15,21	10,93	7,16
	50	550	69	-60,72	-49,45	-21,69	25,73	30,42	21,87	14,32
	160	1762	69	-194,30	-180,40	-144,00	-60,45	-16,57	-1,04	3,87
0,299	20	220	2277	-302,00	-280,30	-224,80	-104,60	-41,98	-12,13	4,70
	50	550	2636	-624,00	-580,20	-468,00	-225,70	-96,83	-34,11	2,27
	160	1762	3442	-2108,00	-1966,00	-1601,00	-819,80	-388,50	-171,20	-39,78

O estágio de carregamento de 160 kN atingiu valor de tração na fibra inferior, superior ao obtido no ensaio de RTCD, isto para a condição de MR variável. Para a análise em função do Es constante não verificou-se tensão de tração superior a obtida em laboratório.

Na sequência temos as Figuras 4-22.a e 4-22.b com o comportamento das tensões de tração e compressão para σ_x no estágio de carregamento de 160 kN, na condição de Es constante e MR variável, respectivamente.

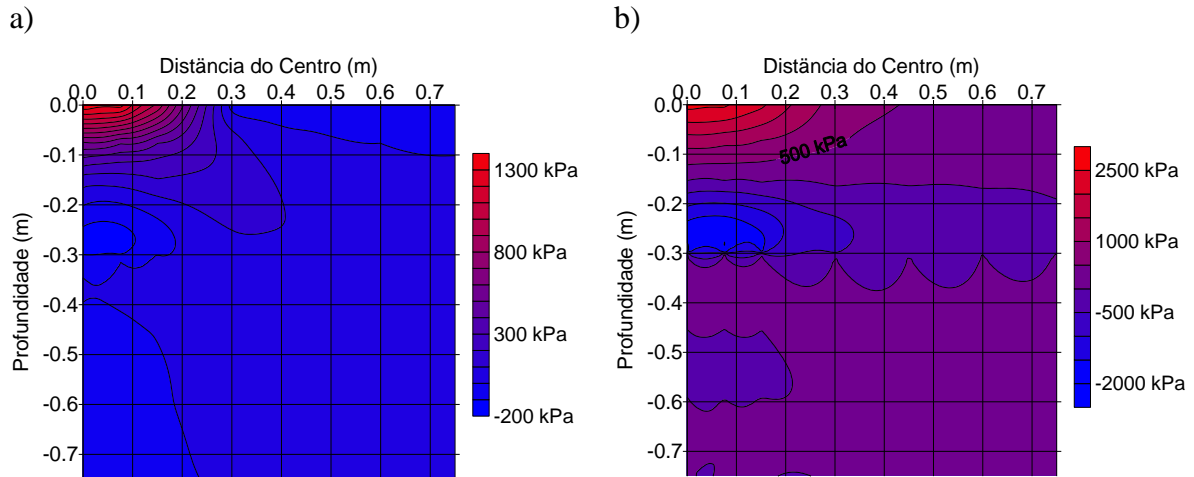


Figura 4-22: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base com MR variável.

Pode-se observar na Figura 4-22.b a concentração de tensão de tração na fibra inferior da sub-base, destacando-se como possível ponto de ruptura. Para a Figura 4-22.a observa-se valor de tração inferior ao da Figura 4-22.b

Pode-se observar no Apêndice C e D as tensões em σ_x , σ_z e τ_{xz} máximo para a sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ para os carregamentos de 25 kN, 50 kN e 160 kN.

A Tabela 4-11 apresenta os valores de tensão para a sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado. Os valores da Tabela 4-11 mostram a diferença de comportamento das tensões para o E_s constante e para o MR variável.

Para o estágio de carregamento que ocasionou a ruptura (90 kN), o valor de tensão de tração na fibra inferior da sub-base está superior ao valor obtido no ensaio de RTCD, para análise em função do MR variável.

Tabela 4-11: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$

				Valores de tensão (kPa)						
Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es MR (MPa)	Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
0,299	20	220	77	-144,00	-128,80	-90,46	-13,75	14,76	19,95	18,79
	50	550	77	-288,10	-257,70	-180,90	-27,49	29,53	39,90	37,58
	90	991	77	-518,60	-463,80	-325,70	-49,49	53,15	71,82	67,64
0,299	20	220	680	-314,10	-292,20	-235,90	-114,60	-49,82	-18,15	0,33
	50	550	888	-662,70	-618,20	-503,90	-259,80	-124,40	-55,90	-14,31
	90	991	1190	-1257,00	-1175,00	-966,80	-529,40	-275,30	-143,00	-59,65

A Figura 4-23.a e 4-23.b mostra o comportamento das tensões de tração e compressão para σ_x no estágio de carregamento de 90 kN, na condição de E_s constante e MR variável, respectivamente.

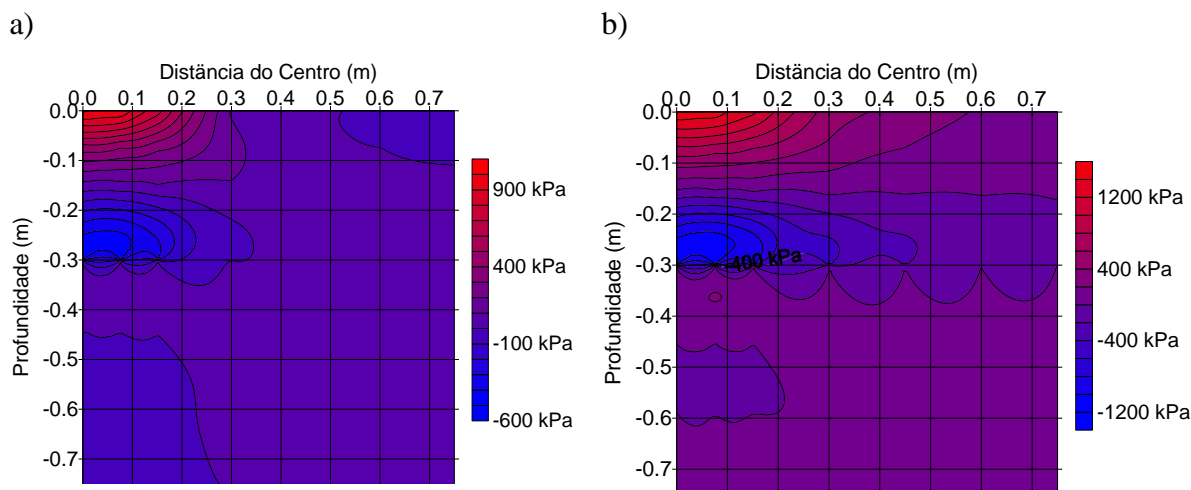


Figura 4-23: Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado, com E_s constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado com MR variável.

Pode-se observar na Tabela 4-11 e nas figuras 4-23.a e 4-23.b que ambas as condições analisadas de E_s constante e MR variável apresentaram valores de tensão de tração sujeito a ruptura, quando comparado a resistência obtida pelo ensaio de RTCD. Destaca-se que a camada de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado encontra-se sobre um subleito com módulo de elasticidade quatro vezes menor, quando comparado ao seu valor na condição não inundado.

Pode-se observar no Apêndice E e F as tensões em σ_x , σ_z e τ_{xz} máximo para a sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição inundada, para os carregamentos de 25 kN, 50 kN e 90 kN.

Nas Figura 4-24.a e 4-24.b observa-se o comportamento do cisalhamento para o estágio de carga de 160 kN, para a camada de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição não inundada, com E_s constante e MR variável, respectivamente. Constatou-se comportamento semelhante do cisalhamento para a condição $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ inundado.

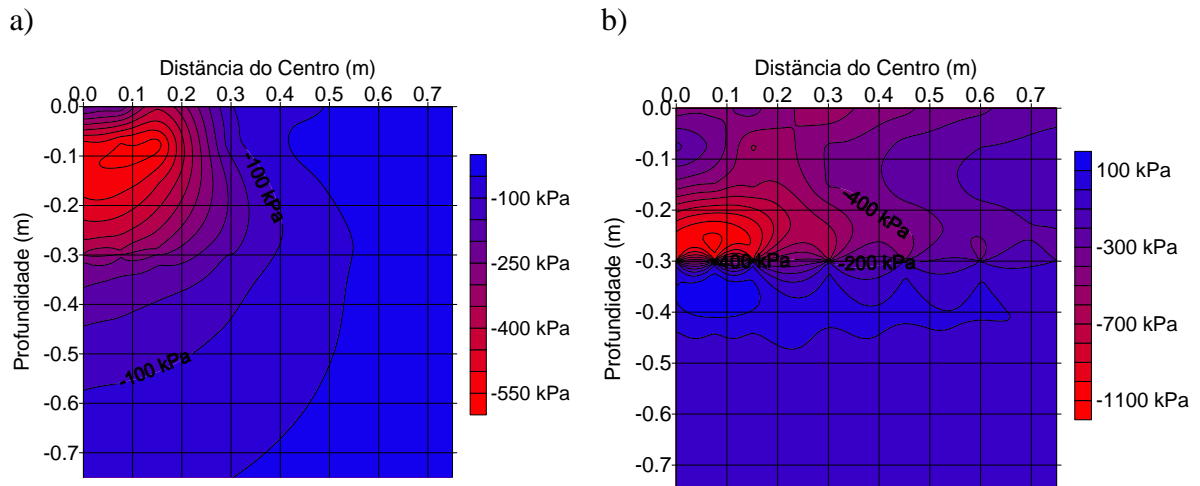


Figura 4-24: a) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ com E_s constante; b) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ com MR variável.

Na Figura 4-24.a verifica-se que os maiores valores de cisalhamento ocorrem na proximidade do carregamento. Para a figura 4-24.b observa-se que os maiores valores de cisalhamento ocorrem na fibra inferior da camada.

Na Figura 4-25, pode-se observar a forma de ruptura para a camada de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, tanto na condição inundada como na condição natural, a ruptura ocorreu pelo processo de aparecimento de fissuras seguido pela perda progressiva da capacidade de carga.

Por meio da verificação da forma de ruptura dos ensaios em campo, seguido pela verificação das tensões nas Figuras 4-23 e 4-24, pode-se dizer que a ruptura apresentada em campo é compatível com a análise dos maiores níveis de tensão apresentado pelo ELSYM5 para a condição de MR variável.



Figura 4-25: Ruptura da sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$.

Com base nos resultados a ruptura da sub-base envolve um processo progressivo. Tal processo está ligado com a resistência a tração do material. Pode se dizer que a ruptura da camada está relacionada com a perda de resistência a tração na fibra inferior da sub-base, conforme a Figura 4-26 a seguir.

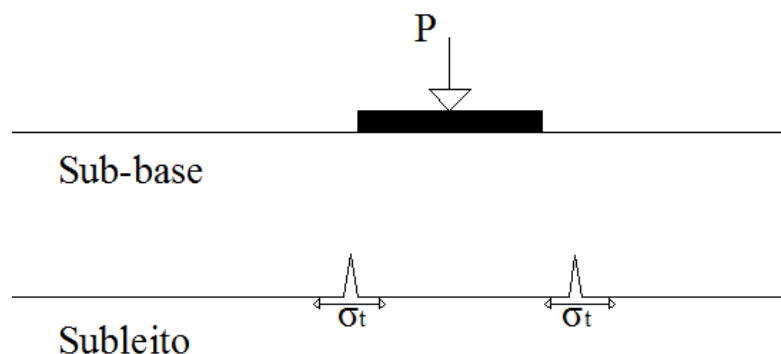


Figura 4-26: Comportamento da ruptura da sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$.

4.6.3. Comportamento das tensões nas sub-bases de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ na condição natural e inundada

Os pontos de análise para as camadas de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ natural e Inundado foi determinado por meio da verificação dos valores de tensões obtidos por meio do ELSYM5. A cota de transição da camada, referente a fibra inferior da sub-base apresentou se como ponto de possível ruptura devido as tensões de tração, semelhante a camada de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$.

A tabela 4-12 apresenta os valores de tensão para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$. Os valores da tabela 4-12 mostram a diferença de comportamento das tensões para o Es constante e para o MR variável.

Tabela 4-12: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$.

Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es MR (MPa)	Valores de tensão (kPa)						
				Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
0,299	20	220	64	-25,75	-20,60	-7,95	13,29	14,74	10,35	6,68
	50	550	64	-51,49	-41,20	-15,90	26,58	29,47	20,71	13,35
	180	1982	64	-185,40	-148,30	-57,23	95,70	106,10	74,56	48,07
0,299	20	220	814	-224,10	-204,80	-155,60	-51,86	-4,46	12,95	19,57
	50	550	972	-476,60	-436,90	-335,70	-120,50	-19,62	19,83	36,55
	180	1982	1346	-1898,00	-1813,00	-1588,00	-1029,00	-651,40	-426,40	-283,30

O estágio de carregamento de 180 kN atingiu valor de tração na fibra inferior, acima do valor de resistência obtido no ensaio de RTCD, isto para a condição de MR variável.

A figura 4-27.a e 4-27.b mostram o comportamento das tensões de tração e compressão para σ_x no estágio de carregamento de 180 kN, na condição de Es constante e MR variável respectivamente.

Para a Figura 4-27-b verifica se uma concentração de tensão de tração na fibra inferior, diferente da Figura 4-27-a, que os maiores valores se concentram na proximidade da placa, com valores de tensão de compressão.

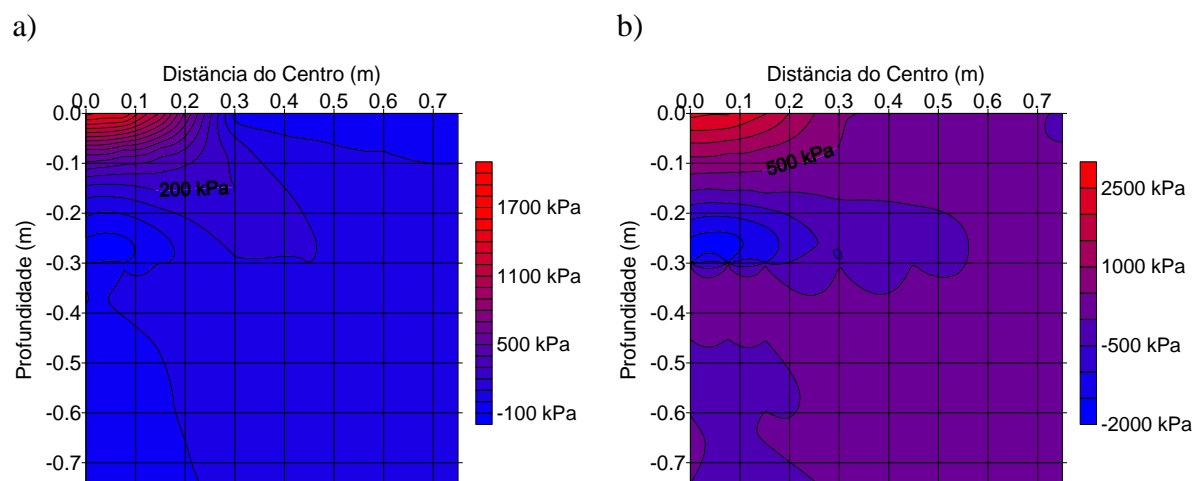


Figura 4-27: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com Es constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com MR variável.

Pode se observar no Apêndice G e H as tensões em σ_x , σ_z e τ_{xz} máximo para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, para os carregamentos de 25 kN, 50 kN e 180 kN.

A tabela 4-13 apresenta os valores de tensão de tração para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado. Os valores da tabela 4-13 mostram a diferença de comportamento das tensões para o Es constante e para o MR variável.

Tabela 4-13: Valores de tensão na fibra inferior da sub-base $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado.

Z (m)	P (kN)	p (kPa)	Es MR (MPa)	Valores de tensão (kPa)						
				Eixo horizontal (m)						
				0	0,075	0,15	0,3	0,45	0,6	0,75
	20	220	80	-147,20	-131,80	-92,91	-14,95	14,34	19,95	19,02
0,299	50	550	80	-294,40	-263,60	-185,80	-29,91	28,68	39,91	38,03
	100	1101	80	-588,90	-527,30	-371,60	-59,82	57,36	79,82	76,06
	20	220	589	-304,30	-282,60	-227,00	-106,50	-43,46	-13,25	3,90
0,299	50	550	815	-651,90	-607,50	-493,80	-249,90	-116,30	-49,39	-9,26
	100	1101	1290	-1415,00	-1324,00	-1092,00	-607,20	-322,10	-172,40	-77,44

O estágio de carregamento de 100 kN atingiu valor de tração na fibra inferior acima do valor obtido no ensaio de RTCD, isto para a condição de MR variável.

A figura 4-28.a e 4-28.b mostram o comportamento das tensões de tração e compressão para σ_x no estágio de carregamento de 100 kN, na condição de Es constante e MR variável, respectivamente, para condição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado.

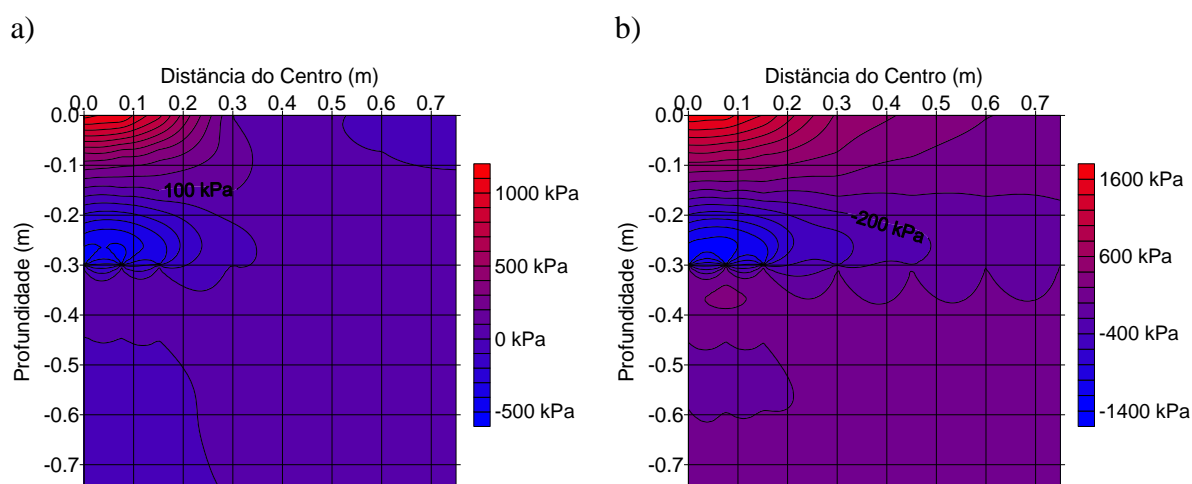


Figura 4-28: a) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado, com Es constante; b) Valores de tensão em σ_x para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado, com MR variável.

O comportamento da distribuição das tensão de tração e compressão das figuras 4-28.a e 4-28.b se assemelha com o comportamento para sua condição não inundada, discutido nas figuras 4-27.a e 4-27.b

Nas figura 4-29.a e 4-29.b apresenta o comportamento do cisalhamento para o estágio de carga de 180 kN, para a camada de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ na condição não inundada, com Es constante e MR variável. Constatou comportamento semelhante do cisalhamento para a condição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundado.

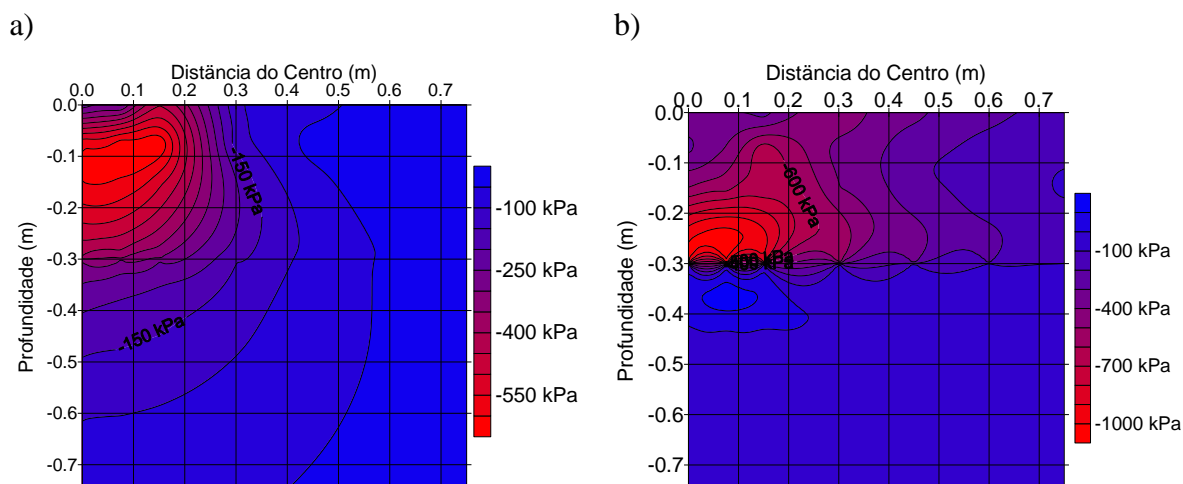


Figura 4-29:a) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com E_s constante; b) Distribuição das tensões de cisalhamento para sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, com MR variável.

Na figura 4-29.a verifica-se que os maiores valores de cisalhamento ocorrem na proximidade do carregamento. Para a figura 4-29.b observa a concentração de cisalhamento na fibra inferior da camada.

Na figura 4-30 pode se observar a forma de ruptura para as camada de $S_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, tanto na condição inundada como na condição não inundada, pois ambas apresentaram a mesma forma de ruptura em campo. A ruptura ocorreu pelo processo de aparecimento de fissuras seguido pela perda progressiva da capacidade de carga.

Por meio da verificação da forma de ruptura dos ensaios em campo, seguido pela verificação das tensões nas Figuras 4-27, 4-28 e 4-39, pode se dizer que a ruptura apresentada em campo é compatível com as análises dos maiores níveis de tensão apresentado pelo ELSYM5 para a condição de MR variável.



Figura 4-30: Ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$

Com base nos resultados observa-se que a ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$. Envolve um processo progressivo de perda de resistência da tração na fibra inferior da sub-base, semelhante com a camada de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$. A Figura 4-31 apresenta o esquema da ruptura para a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$.

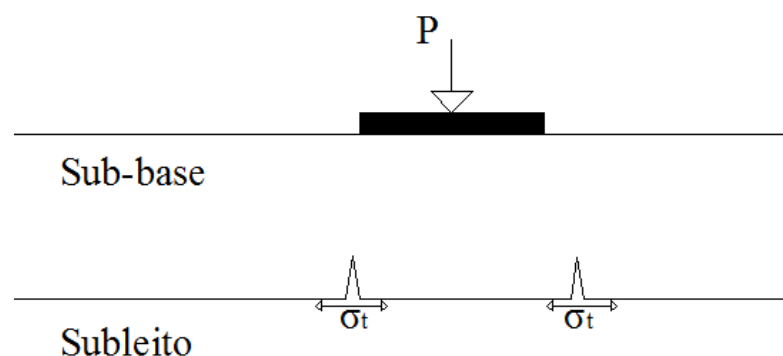


Figura 4-31: Comportamento da ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$.

4.6.4. Comportamento de ruptura das sub-bases de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

Realizou-se uma análise do comportamento da sub-base de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, para as tensões principais obtidas por meio do ELSYM5.

Na figura 4-32 observa-se o círculo de Mohr para os pares de tensão de maior sollicitação da camada.

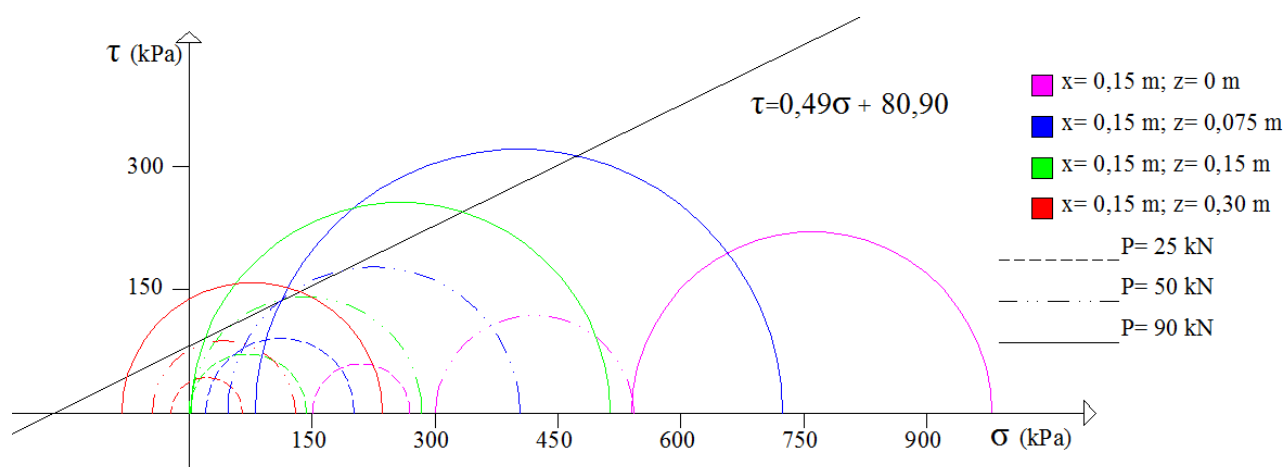


Figura 4-32: Círculo de Mohr das tensões atuantes na sub-base $S_{(100\%)}$

Pode-se verificar na Figura 4-32 que o par de tensão que caracterizou a ruptura por cisalhamento corresponde ao nível de carregamento de 50 kN e 90 kN.

Os pares de tensão que correspondem ao nível de carregamento de 25 kN não apresentaram condição de ruptura.

Na figura 4-33 observa-se o círculo de Mohr para os pares de tensão de maior sollicitação da camada $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ obtido por meio do ELSYM5.

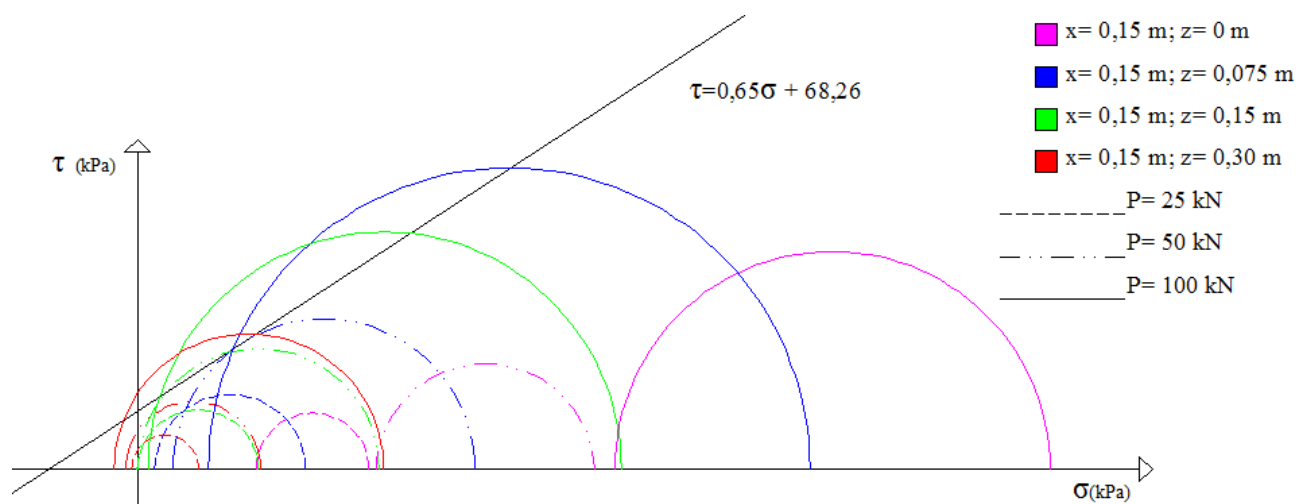


Figura 4-33: Círculo de Mohr das tensões atuantes na sub-base $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$

Pode se verificar na Figura 4-33 que o par de tensão que caracterizou a ruptura por cisalhamento corresponde ao nível de carregamento de 50 kN e 100 kN.

Os pares de tensão que correspondem ao nível de carregamento de 25 kN não apresentou condição de ruptura ou qualquer risco de ocorrência.

Para as sub-bases de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ o mecanismo de ruptura foi verificado em campo, conforme já mencionados. Nenhuma zona de cisalhamento circunscrita a placa pode ser identificada. Por meio da inspeção visual após a remoção das placas revelou uma região de cisalhamento imediatamente abaixo da área carregada. Sob esta condição buscou avaliar a estimativa da carga de ruptura a partir das teorias clássicas de capacidade de carga.

A equação de capacidade de carga de Terzaghi (1943) foi adotada na interpretação dos resultados dos ensaios de placa para as camadas $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$. Segundo Medina (2005) o cálculo da capacidade de carga (q_o) de camadas de pavimentos podem ser feitas por meio das expressões de capacidade de suporte de fundações. A equação 22 foi aplicada na verificação.

$$q_o = c \cdot N_c \cdot \varepsilon_c + q \cdot N_q \cdot \varepsilon_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \varepsilon_\gamma \quad (22)$$

Sendo:

c : coesão do solo;

γ : Peso específico do solo;

B : Dimensões da área carregada.

Em que N_c , N_q , e N_γ são fatores de carga tabelados por Vésic, dados pelas expressões:

$$N_q = [\exp(\pi \cdot tg\varphi)]. tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \quad (23)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cdot cotg \varphi \quad (24)$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \cdot tg \varphi \quad (25)$$

Os fatores ε são fatores de forma da fundação, dependentes de φ , dados as expressões:

$$\varepsilon_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (26)$$

$$\varepsilon_q = 1 + tg\varphi \quad (27)$$

$$\varepsilon_\gamma = 0,60 \quad (28)$$

Como a carga na superfície é nula a segunda parcela da Eq. (20) não tem. Os fatores apresentados até aqui retrata um processo de ruptura generalizada. Para a ruptura localizada, Terzaghi sugere adotar para os parâmetros de resistência do solo, as expressões:

$$tg\varphi^* = \frac{2}{3} tg\varphi \quad (29)$$

$$c^* = \frac{2}{3} c \quad (30)$$

A Tabela 4-14 expressa os valores de capacidade de carga obtida em campo e a capacidade de carga obtida pela Eq. 22.

Tabela 4-14: Valores de capacidade de carga ensaiado e calculada

Camada	Capacidade de carga medida (kPa)	Capacidade de carga calculada (kPa) (Parâmetros não reduzidos)	Capacidade de carga calculada (Parâmetros reduzidos) (kPa)
$S_{(100\%)}$	999	2823,62	967,70
$S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$	1100	4440,65	1066,28

Os resultados analíticos expresso na Tabela 4-14 mostram que o cálculo da capacidade de carga sem considerar parâmetros de redução, implica na superestimava da carga de ruptura para as camadas $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, com valores de razão entre carga prevista e carga medida de 2,82 e 4,81 respectivamente. Observa se que o uso de parâmetros de redução resultou na aproximação da carga de ruptura medida em campo, ao passo que consideramos o modelo de ruptura adequado para o calcula da capacidade de carga.

4.7.FUNCIONALIDADE DAS SUB-BASES ESTUDADAS PARA PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

A análise das sub-bases ficou restrita para carregamento individual, não considerando o efeito de grupo das rodas. As cargas de verificação foram 25 kN e 50 kN.

Verifica se que o comportamento das sub-bases de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ para o carregamento de 25 kN e 50 kN apresentaram valores de deslocamento consideravelmente altos para pavimentação. A sub-base de $S_{(100\%)}$ apresentou deslocamento médio de 0,88 mm e 2,97 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente. A sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ apresentou deslocamento médio de 1,33 mm e 4,5 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente. Observa se que a sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ apresentou valores alto de deslocamento quando comparada com a sub-base de $S_{(100\%)}$.

Verifica se que o comportamento das sub-bases de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ para os carregamento de 25 kN e 50 kN mostram se adequadas, por apresentarem baixos valores de deslocamento. A sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou deslocamento médio de 0,59 mm e 1,25 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente.

A sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou deslocamento médio de 0,22 mm e 0,78 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente. A sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou menores deslocamentos para os carregamentos de 25 kN e 50 kN quando comparada com a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$.

O comportamento das sub-bases de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição inundada, para os carregamento de 25 kN e 50 kN mostram se adequadas, por apresentarem baixos valores de deslocamento. A sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ inundada apresentou deslocamento médio em campo de 0,49 mm e 0,96 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente. A sub-base de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ inundada apresentou deslocamento médio em campo de 0,37 mm e 1 mm para os carregamento de 25 kN e 50 kN respectivamente.

O carregamento que ocasionou a ruptura das sub-bases de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição não inundada foi 180 kN e 160 kN respectivamente. A razão entre o valor de ruptura obtido na prova de carga com o valor previsto em projeto, nos oferece uma margem de segurança de no mínimo de 3,6 e 3,2 para as camadas de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ respectivamente. Para a condição inundada a razão entre o valor de ruptura obtido na prova de carga com o valor previsto em projeto, nos oferece uma margem de segurança de no mínimo de 2 e 1,8 para as camadas de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ respectivamente.

5. CONCLUSÃO

Nesta seção serão apresentadas as principais conclusões desta pesquisa. Vale ressaltar que as conclusões apresentadas sobre o comportamento das camadas de sub-base estão associadas ao tipo de solo que compõe a sub-base, sendo este solo do tipo A-2-6, areia argilosa. As camadas foram constituídas pela adição dos materiais: cimento, pó de pedra e fibra de garrafa PET, obtendo assim as seguintes composições de estudo: $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$, $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$, $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ e $S_{(100\%)}$, sendo a última composição composta somente pelo solo A-2-6, por se tratar da camada de referência. Destaca-se que todas as camadas estavam assentadas sobre o subleito composto por uma camada superficial de solo evoluído, do tipo latossolo vermelho distroférico, de características descritas na tabela. **5**As conclusões em relação ao k_v estão restritas ao tipo de carregamento e ao diâmetro da placa utilizada.

Conclui-se que o k_v do subleito teve seu valor reduzido quando sujeito a condição inundado, reduzindo em 25 % seu valor não inundado. Portanto o solo do tipo latossolo vermelho distroférico, mostrou-se suscetível a perda de capacidade de carga quando inundado.

A camada de $S_{(100\%)}$ obteve maior valor de k_v que a composição $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, porém a sub-base de $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$ obteve maior tensão de ruptura. Conclui-se que a adição de 1% de fibra torna a sub-base mais dúctil, quando comparada com a condição de $S_{(100\%)}$.

A camada de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentaram valores próximos de k_v , porém a sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ obteve maior tensão de ruptura. Conclui-se que ambas as composições tiveram comportamento semelhantes referente ao valor de k_v , contudo a camada de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou maior capacidade de carga.

Conclui-se que as camadas $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ na condição inundada não apresentou alterações no valor de k_v quando comparado a sua condição não inundada, uma vez que a pressão de cálculo para a obtenção do k_v recomendada pela norma é de 68,9 kPa, tal pressão não apresenta solicitação significativa ao subleito e a sub-base inundada.

Em relação a ruptura observa-se que para as camadas de $S_{(100\%)}$ e $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, a ruptura foi por cisalhamento local, fato constatado por meio do ensaio de prova de carga em campo, acompanhado pela visualização do corte transversal da sub-base.

Com base nos resultados verifica-se que ruptura da sub-base de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ envolve um processo progressivo de perda de resistência a tração na fibra inferior da sub-base, rompendo por flexão.

Conclui se que o fator predominante na redução da capacidade de carga das sub-bases de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ inundada foi a redução do E_s do subleito devido a condição

inundada, uma vez que, os ensaios de RCS e RTCD das composições $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ não apresentaram perda de resistências na escala de 50% quando submetido a condição inundada.

Constatou-se que os corpos de prova que ficaram sujeitos a inundação reduziram sua RCS. A composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 19% de sua RCS em relação ao seu valor não inundado, enquanto que o $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 1,3% em relação ao seu valor não inundado.

Verificou-se que os corpos de prova que ficaram sujeitos a inundação reduziram sua RTCD, a composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 12% em relação ao seu valor não inundado, enquanto que o $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresentou uma redução de 3,9% em relação ao seu valor não inundado.

Pode-se concluir que a composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ alcançou maior resistência média tanto para RCS como para a RTCD, porém a composição de $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ apresenta ser mais suscetível a perda de resistência quando submetido ao processo de inundação, quando comparada com a composição $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$.

Por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas foi possível analisar o MR para as composições $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ e $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ nas condições natural e inundada. Concluiu-se que a composição de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ obteve os maiores valores de MR quando comparado com a composição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$. A composição $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ reduz seu MR quando submetida a condição inundada, para a composição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ não observou-se perda no MR quando submetido ao processo de inundação. Por tanto a composição de $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ alcançou maiores valores de MR, porém a composição $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ apresenta ser mais afetada pelo processo de inundação, quando comparada com a composição $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$.

Por meio do ensaio de resistência ao cisalhamento concluiu-se que a composição de $S_{(100\%)}$ obteve maior valor de coesão, tanto para condição natural como inundada, quando comparado com a composição $S_{(99\%)}-F_{(1\%)}$, além de constatar que o ângulo de atrito para as duas composições manteve-se próximo.

Concluiu-se que o cálculo da capacidade de carga utilizando parâmetros não reduzidos superestima a carga última, porém para análise em que tem a redução dos parâmetros de resistência seguindo as recomendações de Terzaghi (1943), valores satisfatórios são obtidos.

Para as sub-bases estudadas foram analisadas a distribuição de tensões por meio do ELSYM5, para os estágios de 25 kN (Carga de serviço), 50 kN (Carga de descarregamento realizada em campo) e carga de ruptura obtida em campo.

Pode-se concluir que o comportamento das tensões observados pelo ELSYM5 aproximou da condição verificado em campo, uma vez que a ruptura em campo das sub-base de $S_{(100\%)} e S_{(99\%)-F_{(1\%)}}$ se deu pelo processo de perda de resistência ao cisalhamento na região de contato entre placa e solo, rompendo assim por cisalhamento local.

Para as duas condições de análise, no qual tem o Es constante e o MR variando para as sub-bases de $S_{(96\%)-C_{(4\%)}}$ e $S_{(48\%)-P_{(48\%)-C_{(4\%)}}$ pode verificar que Es constante, não constatou valores de tração na fibra inferior da sub-base, superior aos obtidos em laboratório por meio do ensaio de RTCD, não corroborando para condição de ruptura por perda de resistência a tração.

Conclui se que a análise na qual se tem o MR variando se aproximou da condição verificado em campo, uma vez que a ruptura em campo se deu por perda de resistência a tração na fibra inferior, ocorrendo assim ruptura por flexão.

Por meio dos resultados pode-se constatar que ao passo que aumentava-se o MR em função do nível de tensão da sub-base tínhamos uma condição de maior rigidez das camadas de $S_{(96\%)-C_{(4\%)}}$ e $S_{(48\%)-P_{(48\%)-C_{(4\%)}}$, devido ao aumento das tensões de confinamento, implicando em menores deslocamento, aliado a redução das tensões no subleito.

6. BIBLIOGRAFIA

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12253**: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento. Rio de Janeiro, 1992.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7225**: Materiais de pedra e agregados naturais. Rio de Janeiro, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm- Determinação da massa específica, São Paulo, 1984.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D1196M-12**: Standard Test Method For Nonrepetitive Static Plate Load Tests Of Soils And Flexible Pavement Components, For Use In Evaluation And Design Of Airport And Highway Pavements, 2016.
- ADAM, C. ADAM, D. KOPF, F. Computational validation of static and dynamic plate load testing. **Acta Geotechnica**. 23 abril, pp 35-45, (2008).
- ALVES, M. H. O.; LEITE, M. A. M.; FERRAZ, R. L.; REIS, J. H. C. Misturas de solo, cimento e pó de pedra para fins de pavimentação. In: **Encontro Anual De Iniciação Científica**, 19, 2010, Guarapuava-PR. Anais do XIX EAIC. Guarapuava: UNICENTRO, 2010.
- BALBO, J. T. Revisão crítica dos conceitos e reminiscência sobre o módulo de reação do subleito em pavimento de concreto. **ABPv**- Fortaleza- 2009. Ano IV-N. 14-Jul/Ago/ Set de 2009, p. 46-60.
- BELINCANTA, A.; FERRAS, R. L.; GUTIERREZ, N. H. M. Uma abordagem geral sobre fundações profundas de uso corrente na região de Maringá. In: **Encontro Tecnológico Da Engenharia Civil E Arquitetura**, 1. 2000, Maringá, anais. Maringá: Universidade Estadual de Maringá, 2000.
- BELINCANTA, A. **Avaliação de fatores intervenientes no índice de resistência à penetração SPT**. São Carlos, 1998 (Tese Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Vol 1 e 2.361p.
- BELINCANTA, A.; REIS, J. Avaliação do uso de penetrômetro dinâmico de cone para controle de execução das fundações de pavimentos rodoviários. Maringá: UEM, 2004.
- BAPTISTA, N. C. **Pavimentação**. 1. Ed. Porto Alegre-Rio grande Sul, 1976, 271p.
- BARNES, G. **Mecânica dos solos: principio e práticas**. 3ed.-Rio de Janeiro: Elsevier, 2016. 576p.
- BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B.; **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. 1. Ed Rio de Janeiro, 2006.

BALBO, J.; T. **Pavimentos de concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2009.

BALBO, J.; T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

CONSOLI, N. C.; MONTARDO, J. P.; DONATO, M.; PRIETTO, P. D. M. Effect of material properties on the behaviour of sand-cement-fibre composites. **Ground Improvement, ISSMGE**, v.8 n.2, p.77-90, 2004.

CUDMANI, R.O. **Estudo do comportamento de sapatas assentes em solos residuais parcialmente saturados através de ensaios de placa**. Porto Alegre, 1994. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 1987.

CARVALHO, R. G. **Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolítico de textura**. 2005. 141f. Dissertação (Mestre em Engenharia civil- Area de Infra- Estrutura Aeroportuaria) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Jose Dos Campos, SP-Brasil. 2005.

CORREIA, A. G. (2009). Soil stiffness interesting the serviceability of structures. **Catedratico da Universidade do Minho**, Guimaraes.

CONSOLI, N.C.; SCHNAID, F.; MILITITSKY, J. Interpretation of plate load tests on residual soil site. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, New York, v.124, n.9, p. 857-867, 1998.

CASAGRANDE, M.D.T. **Estudo do comportamento de um solo reforçado com fibras de polipropileno visando o uso como base de fundações superficiais**. Porto Alegre, 2001, 95p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

CASAGRANDE, M.D.T; CONSOLI, N. Estudo do comportamento de um solo residual arenosiltoso reforçado com fibras de polipropileno. **Solos e Rochas**, São Paulo, ABMS/ABGE, v.25, n.3, p.223-230, 2002.

CASAGRANDE, M.D.T. **Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações**. Porto Alegre, 2005, 219p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

COSTA, V.S.M. **avaliação da viabilidade de utilização de pó de pedra em misturas com solo-cimento para aplicação em base e sub-base de pavimentos**. Maringá, 2016, 99f (Dissertação mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Norma **DNIT 139/2010-ES: Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES- DNIT. Manual de estudos de tráfego. Rio de Janeiro: IPR. Publ. 723, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE- **DNIT 055/2004-ME**, Pavimento rígido- Prova de carga estática para determinação do coeficiente de recalque de subleito e sub-base em projeto de avaliação de pavimentos- Método de ensaio. Rio de Janeiro-RJ, 2004, 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Pavimentação DNIT – Base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro. Publ. Novembro/2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Pavimentação – Sub-base estabilizada granulometricamente - Especificação de serviço. Rio de Janeiro. Publ. Novembro/2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. Pub. IPR-720. Rio de Janeiro, 2006b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. O Sistema Gerencial de pavimentos do DNER. Rio de Janeiro, 2000.

DINEV, D. Analytical solution of beam on elastic foundation by singularity functions. **Engineering Mechanics**, VOL. 19, NO. 6, P. 381–392, (2012).

DONATO, M. MUHAMMAD, D. THOMÉ, A. CONSOLI, N. Ensaio de placa com medidas diretas de tensão. **Geosul 2012**, 26 a 28 abril-Porto Alegre/RS.

FAGANELLO, A. M. P. **Rejeitos de britagem de origem basáltica: caracterização e utilização em solo-cimento na região de Londrina (PR)**. 2006. 134 f. Tese (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina-PR.

FABRICIO, M. M.; ROSSIGNOLO, J. A. SAP0653- **Tecnologia das construções II**.

GRAY, D.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v.109, n.3, p.335-353, 1983.

GUTIERREZ, N. H. M.; BELINCANTA, A., Características físicas e feotécnicas de perfis de solos da cidade de Maringá. In: **I Encontro Geotécnico Do Terceiro Planalto Paranaense, Engeopar 2003**, Maringá – Pr. Universidade Estadual de Maringá.

GUTIERREZ, N. H. M.; BELINCANTA, A. Características básicas dos solos constituintes do subsolo da cidade de Maringá: locais de alta e média vertente. In: **IV Simpósio De Prática De Engenharia Geotécnica Da Região Sul, Geosul 2004**, Curitiba – Pr. ABMS. Vol 1, P. 39 – 46.

HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações** : teoria e prática. 2. ed. - São Paulo: Pini, 1998.

HAAS, R.; HUDSON, W.R; ZANIEWSKI, J. Modern Pavement Management. Kriger Publishing Co. Malabar, Florida-1994.

KUHLMAN, R. H. Cracking in soil cement – cause, effect, control. **Concrete International**. v.16, n8., p.56-59. 1994.

KUMAR, D. S., HUDSON, W. R. Use of quarry fines for engineering and environmental applications. **Special Research Report for de National Stone Association** – University of Texas at Austin. Center for Transportation Research (CTR). Austin, Texas, 1992.

MINKOV, M.; EVSTATIEV, D.; KARACHOROV, P. Stress and deformations in stabilized loess. In: **international conference on soil mechanics and foundation engineering**, 10, 1981, Stockholm. Proceedings... Rotterdam: A.A.Balkema, 3v, v.2, p.193-197, 1981.

McGOWN, A.; ANDRAWES, K. Z.; AL-HASANI, M. M. Effect of inclusion properties on the behaviour of sand. **Géotechnique**, London, v.28, n.3, 1978. p.327-346.

MAHER, M. H.; WOODS, R. D. Dynamic response of sand reinforced with randomly distributed fibers. **Journal of Geotechnical Engineering**, v.116, n.7, p.1116-1131, 1990.

MARANGON, M. **Utilização de solo-cimento em uma solução alternativa de estrutura de arrimo**. Tese (Mestrado) – PUC-Rio. Rio de Janeiro, 1992.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 3. Ed.. – Rio de Janeiro: Interciência, 2005. 638p.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. 1. ed. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997, 380p.

MACHADO, S. L.; MACHADO, M. F. **Mecânica dos solos I: Conceitos introdutórios**. 1. ed. Bahia: Revisada em 15/05/2012.

MOTTA, L.M.G; OLIVEIRA, R.F.V. Avaliação de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos. **ABPV**, Rio de Janeiro, N.º 28 p.11-23, Abril a junho de 2013.

NEVES, L., LIMA, J. R. B. Quarry fines generation – A case study. In: **encontro nacional de tratamento de minérios e metalurgia extrativa**, 18. 2001, Rio de Janeiro. Anais eletrônicos.

NASCIMENTO, F.A.C; GUIMARÃES, A.C.R; CARNEIRO, L.A.V; LEITÃO, B.B.M; TOLEDO, A.L.L; HUNKA, B.C. Avaliação estrutural e funcional do pavimento do novo aeroporto internacional da grande natal. **ABPV**, Rio de Janeiro, N.º 33/34 p.39-52, 2014.

PINTO, C.S. (1996). Propriedades dos solos. In: HACHICH et al. (eds). **Fundacoes: teoria e pratica**. São Paulo: PINI. Cap.2, p.51-118.

POLASTRI, P. **Incorporação de resíduos de polietileno tereftalato (PET) como reforço em compósitos solo-cimento**. Maringá, 2017. 145f. (Dissertação mestrado) -Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana, 2017.

ROESSET, J. M. Nondestructive Dynamic Testing of Soils and Pavements. **Tamkang Journal of Science and Engineering**, vol.1, No. 2, pp. 61-81 (1998).

SENÇO, W.; **Manual de técnicas de pavimentação**. 2. Ed. ampl.- São Paulo: Pini, 2007.

SENÇO, W. **Pavimentação I**. 3. Ed. rev. ampl.- São Paulo. 1980.

SHIYAB, H. K.; **Optimum Use Of The Flexible Pavement Condition Indicators In Pavement Management System**. 2007. 382 f. Thesis (Doctor of Philosophy) – Curtin University of Technology, Bentley, Perth, Westem Australia, 2007.

VILLIBOR, D. F. **Pavimentos de baixo custo para vias urbanas**. 1. ed. São Paulo: Arte e Ciência, 2007, 172p.

TEODORU, I. B. **Beams On Elastic Foundation The Simplified Continuum Approach**. **Universitatea Tehnică**. LV (LIX), Fasc. 4, (2009).

TAKEDA, M.C. (2006). **Ainfluencia da variacao da umidade pós-compactacao no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. Tese (Doutorado). Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de são Paulo. São Carlos.

TERZAGHI, K. (1943). **Theoretical soil mechanics**. New York: John Willey e Sons, 722p.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2.ed. New York: John Wiley and Sons, 1967.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficient of subgrade reaction. **Geotechnique**, v. 5, n. 4, p. 297-326, 1955.

VENDRUSCOLO, M.A. **Comportamento de ensaios de placa em camadas de solo melhoradas com cimento e fibras de polipropileno**. Porto Alegre, 2003. 224p. Tese (Doutorado em Engenharia) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

VASSOLER, G.; CHONG, W.; SPECHT, L. P.; **Comportamento mecânico de pavimentos flexíveis submetidos a gradientes térmicos**. **Acta Scientiarum Technology**. V. 33, n. 3, p. 265-271, 2011.

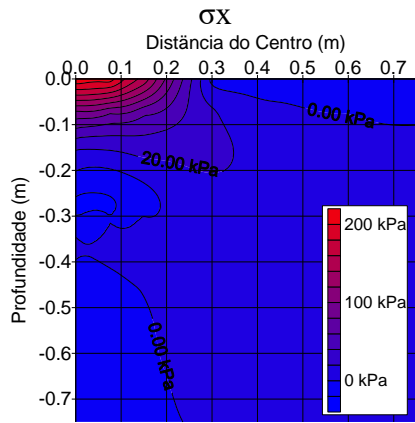
VELLOSO, D; A.; LOPES, F. R.; **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**- São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

VIANA, H. M. F. **Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do estado de São Paulo**. 2007. 320f. Dissertação (Doutor em Engenharia civil- Area de transporte) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP-Brasil. 2007.

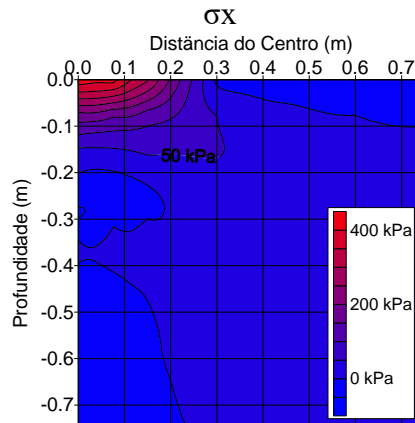
YSHIBA, J.K. **Modelos de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do estado do Paraná**. São carlos, 2003. 208p. Tese (Doutorado em Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 2003.

APÊNDICE A
 $S_{(100\%)}$

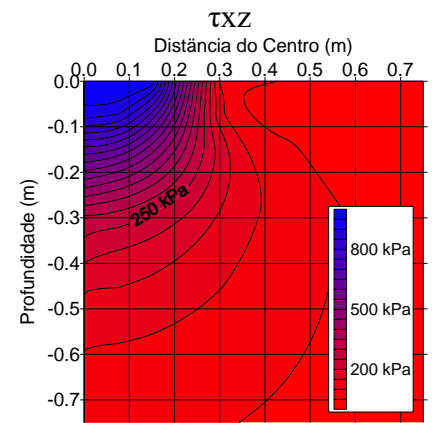
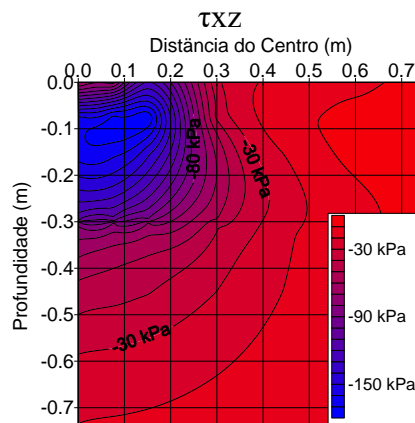
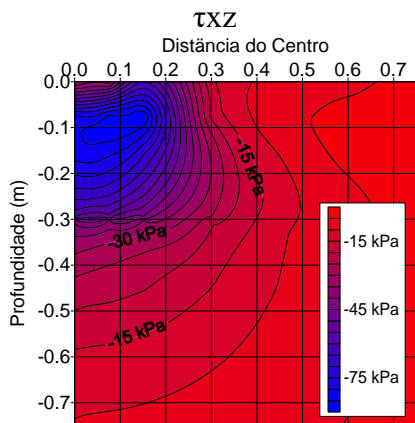
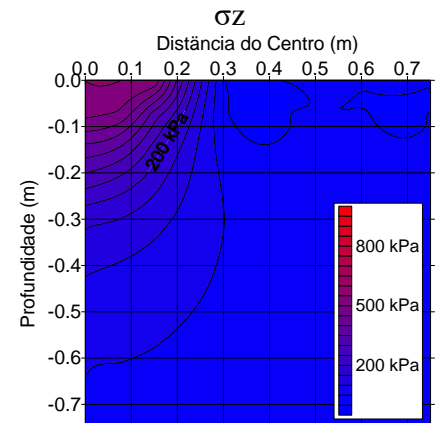
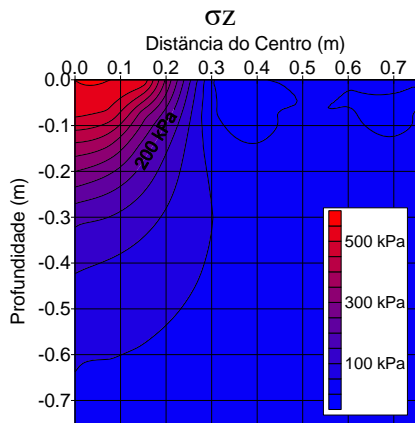
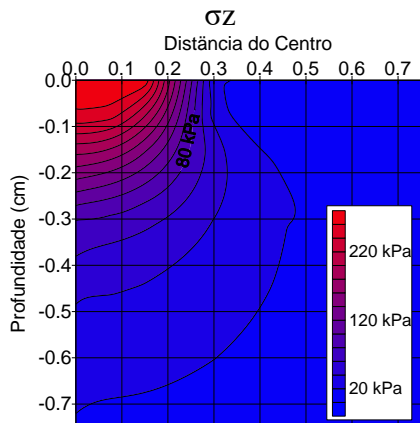
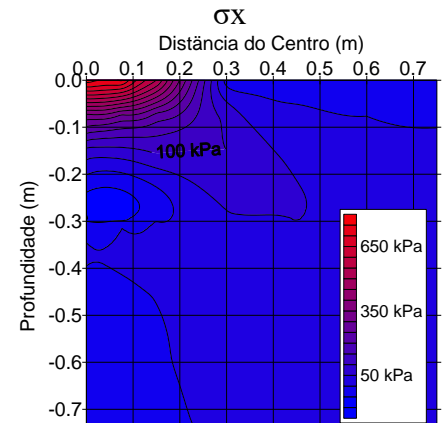
Carga 25 kN



Carga 50 kN



Carga 90 kN

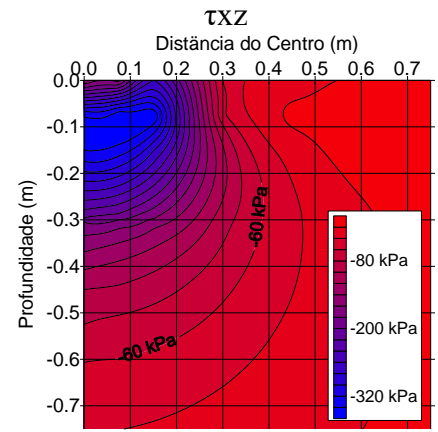
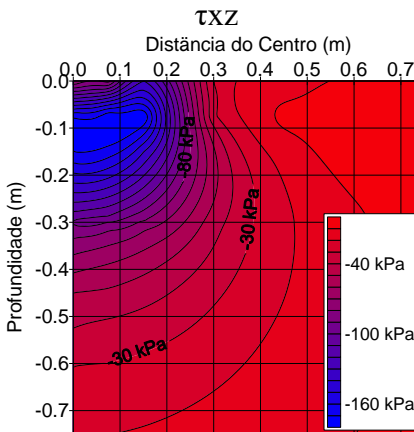
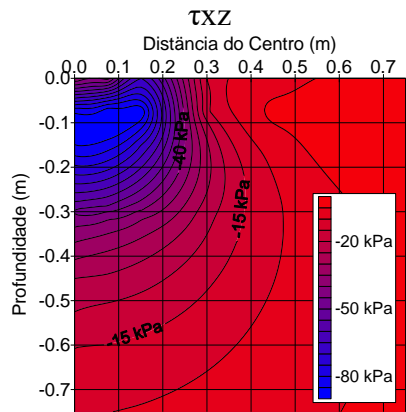
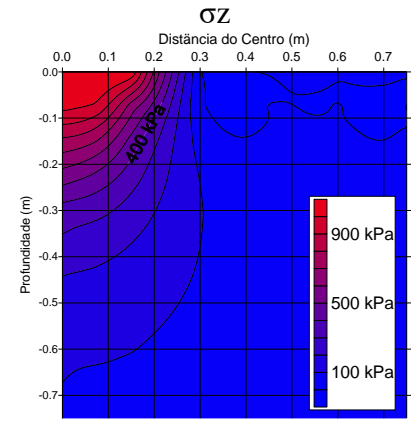
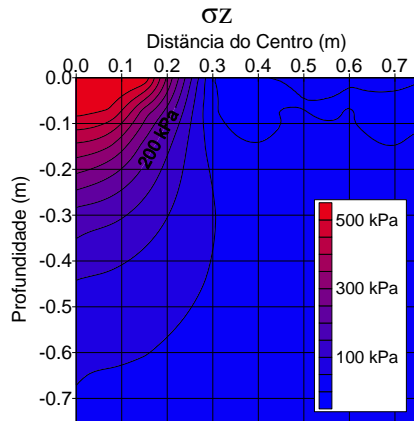
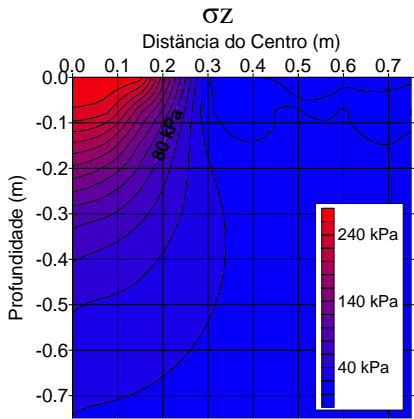
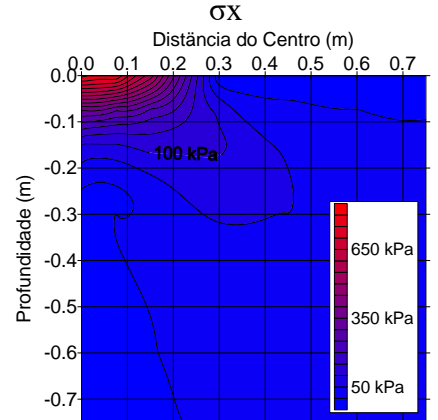
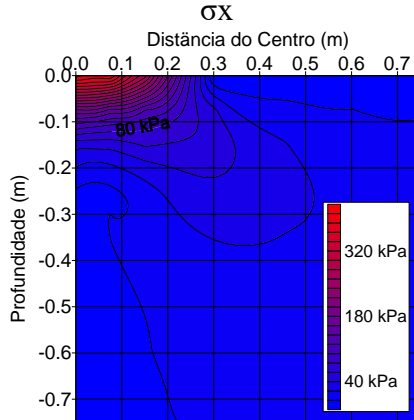
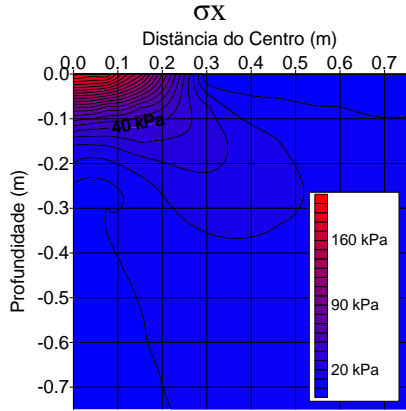


APÊNDICE B
 $S_{(100\%)}-F_{(1\%)}$

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 90 kN

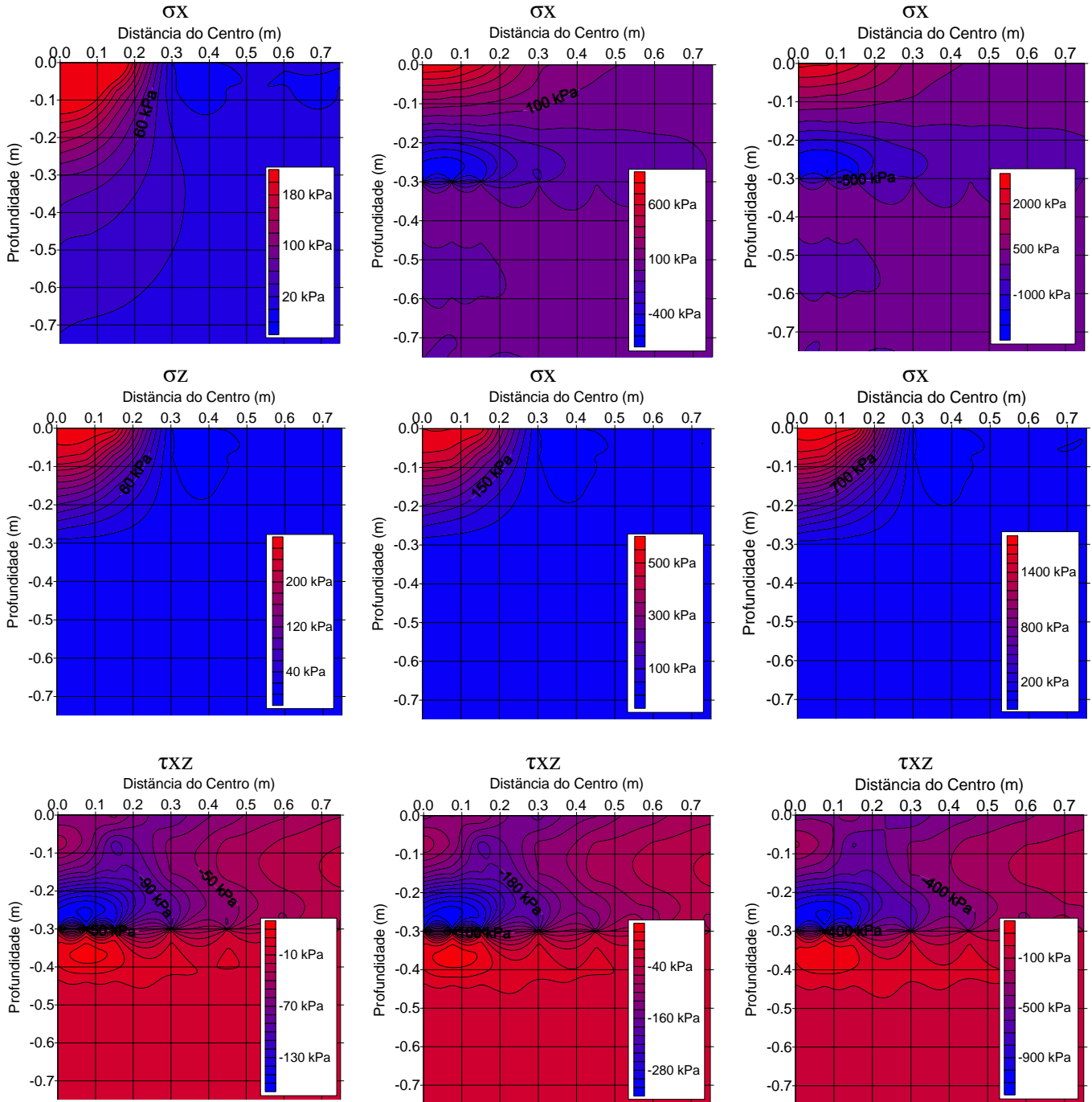


APÊNDICE C
 $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)} / MR$: Variável

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 160 kN

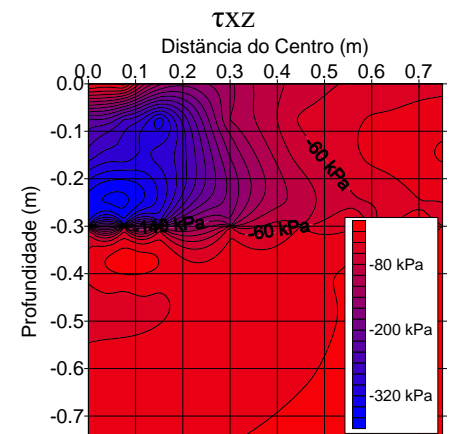
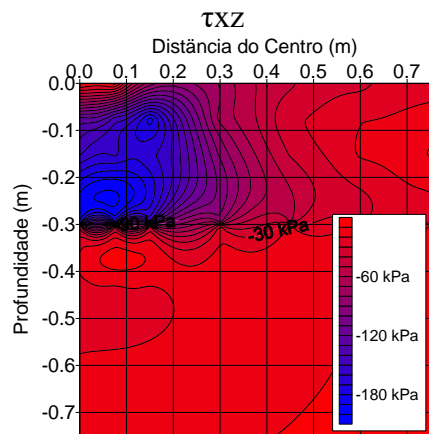
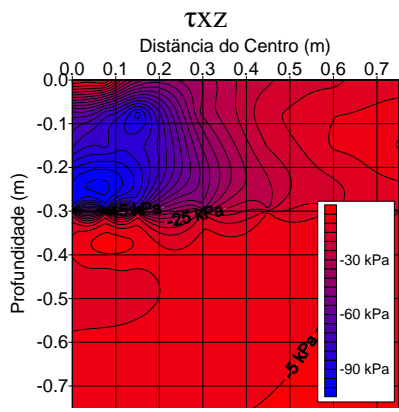
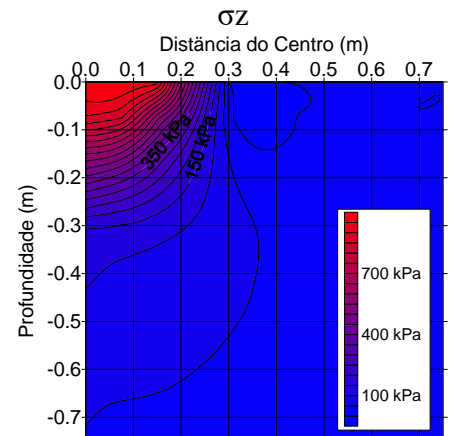
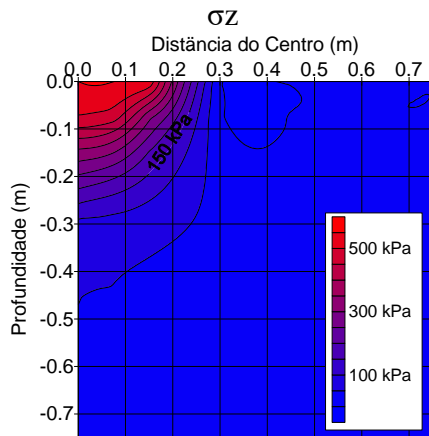
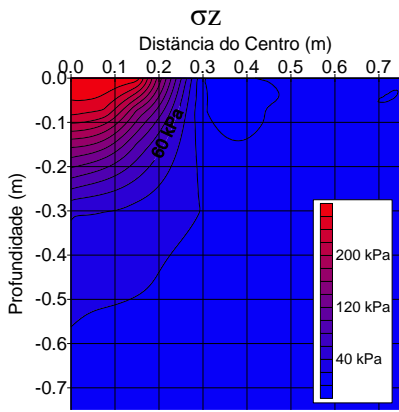
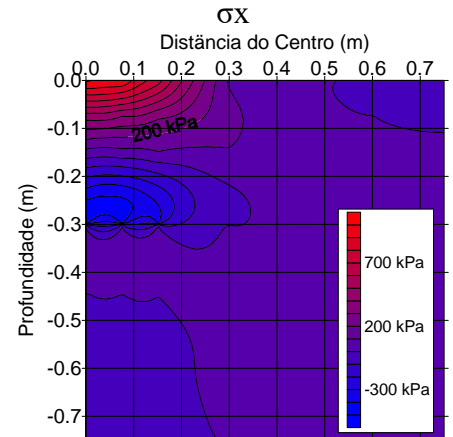
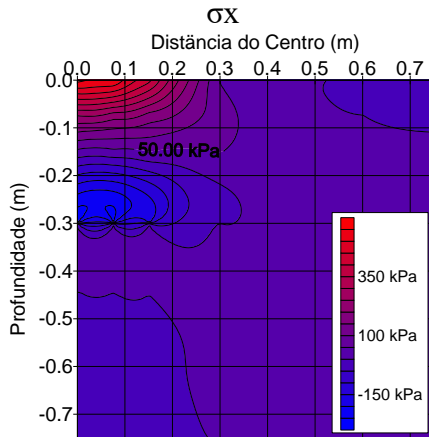
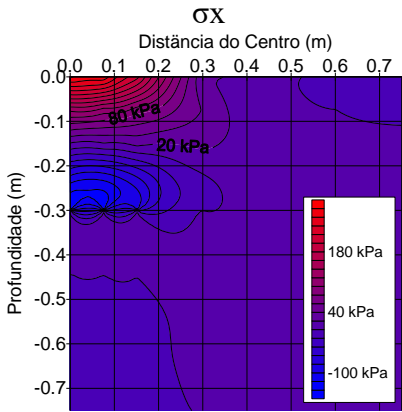


APÊNDICE D
 $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)} / Es: \text{Constante}$

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 160 kN

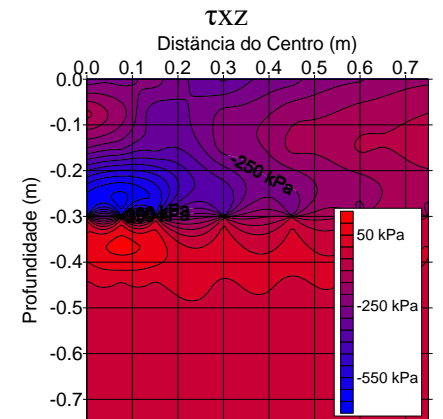
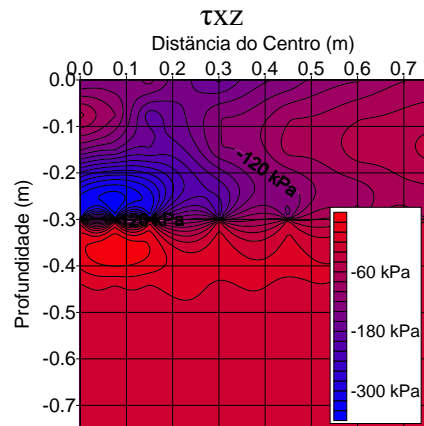
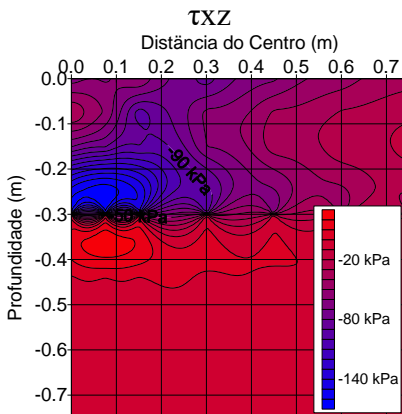
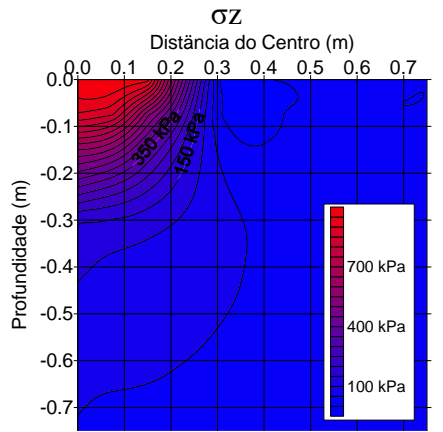
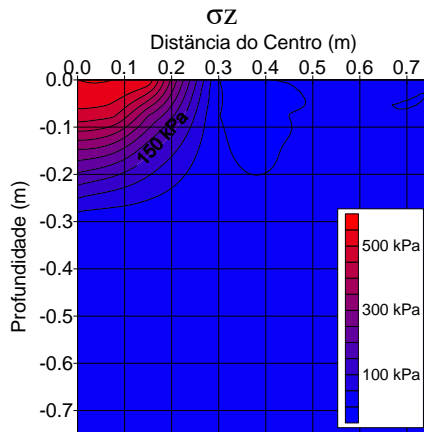
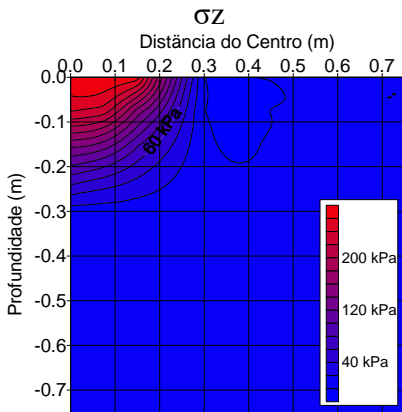
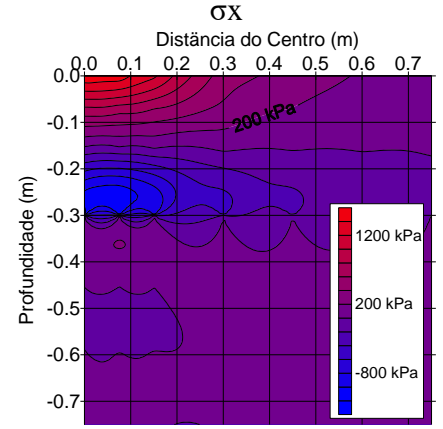
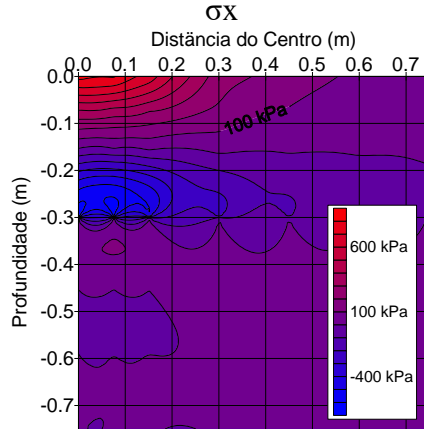
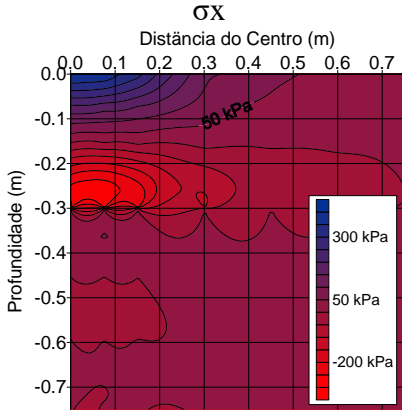


APÊNDICE E
 $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado /MR: Variável

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 90 kN

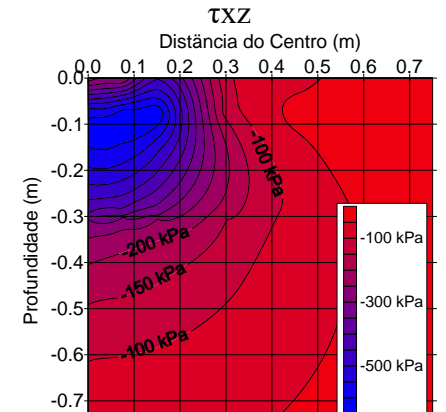
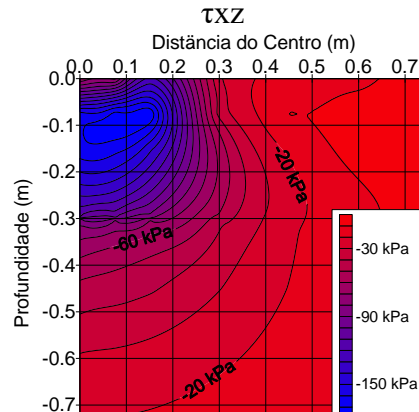
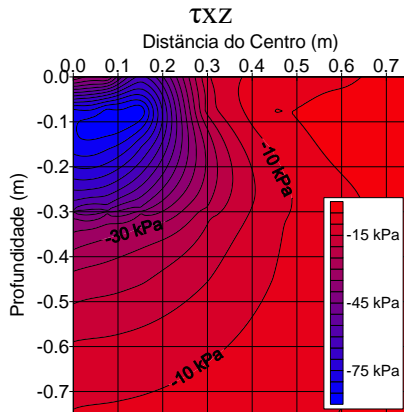
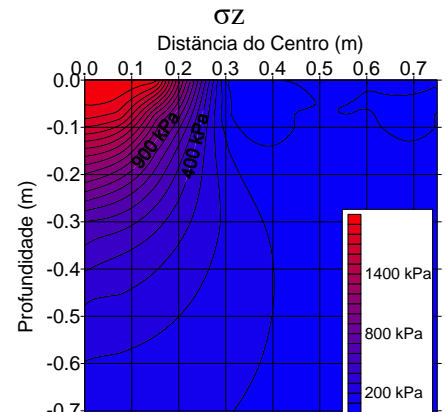
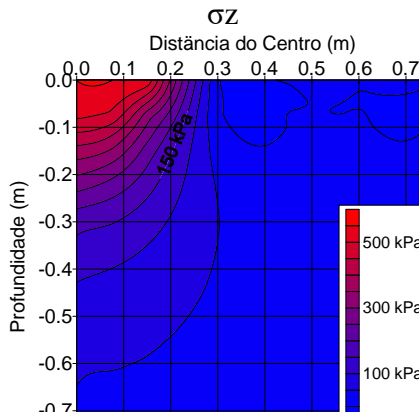
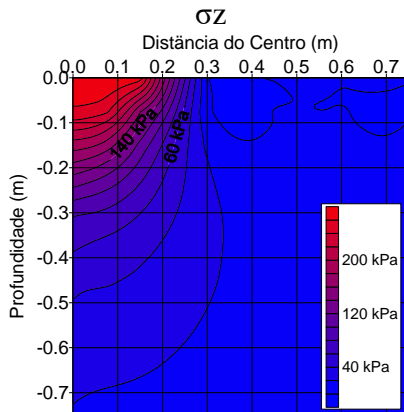
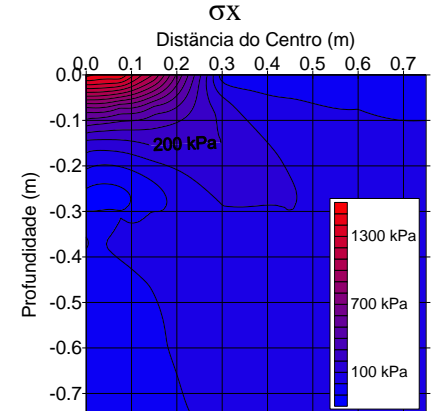
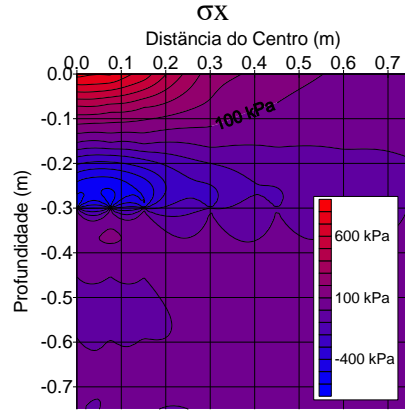
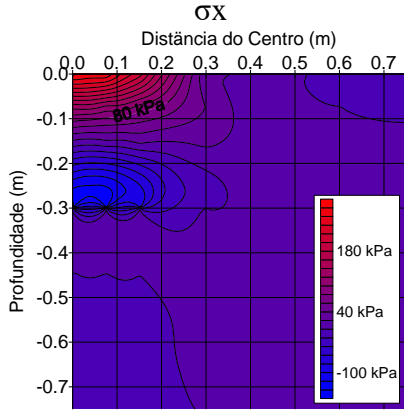


APÊNDICE F
 $S_{(48\%)}-P_{(48\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado /Es: Constante

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 90 kN

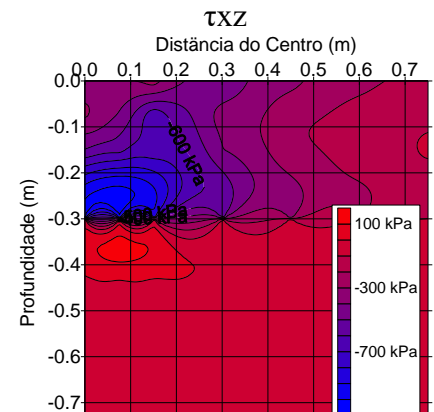
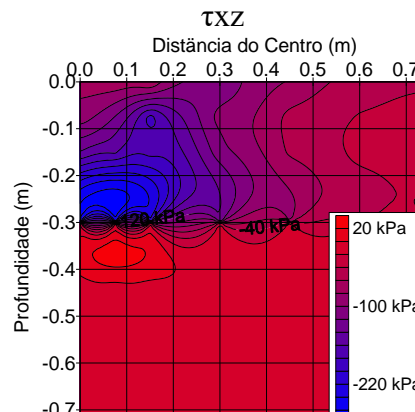
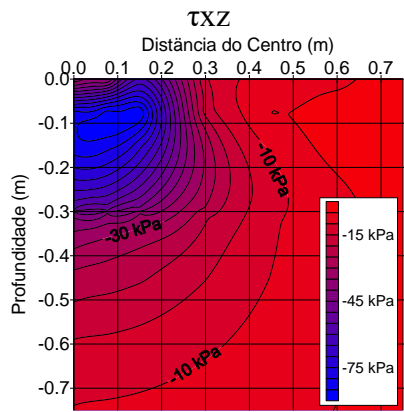
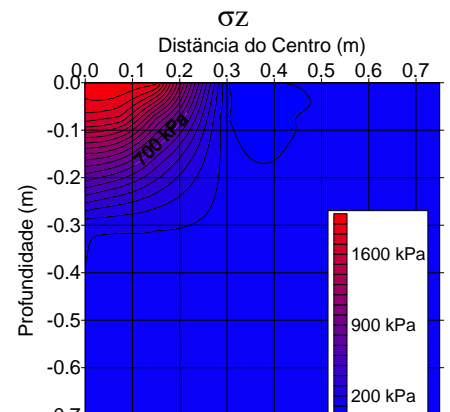
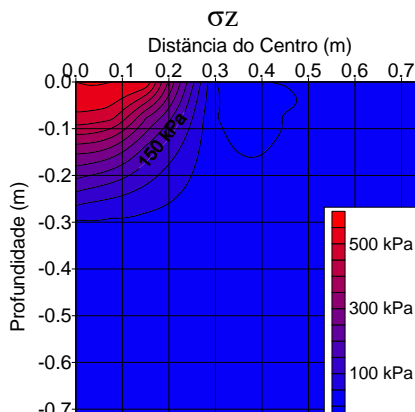
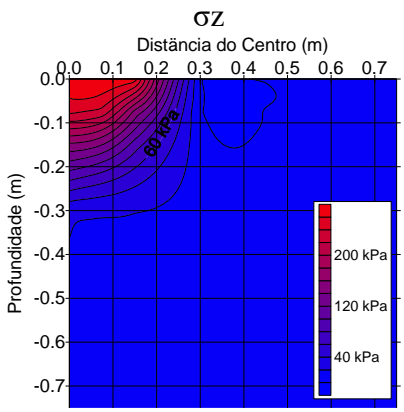
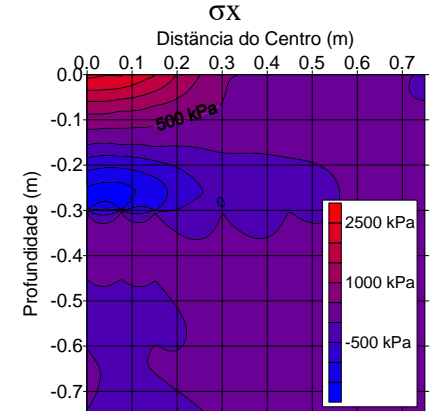
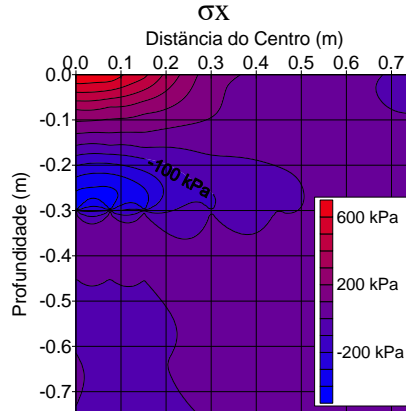
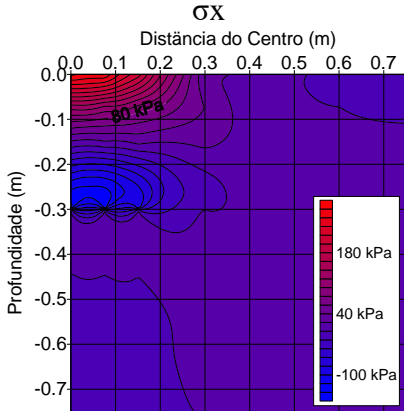


APÊNDICE G
 $S_{(96\%)} \cdot C_{(4\%)} / E_s$: Constante

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 180 kN

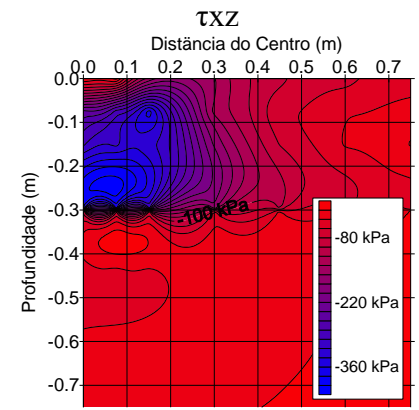
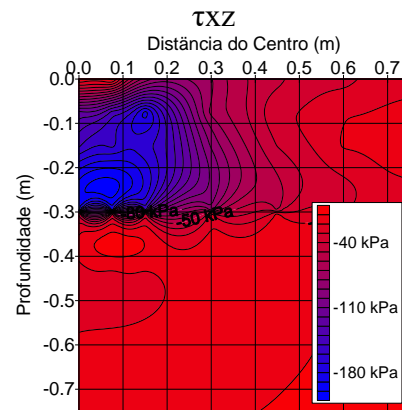
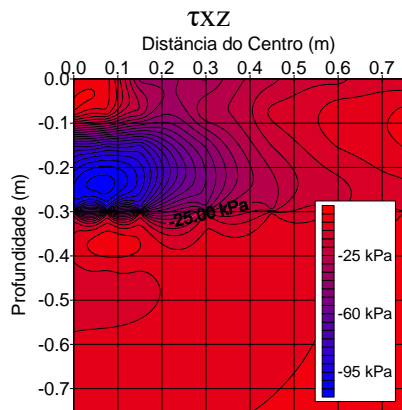
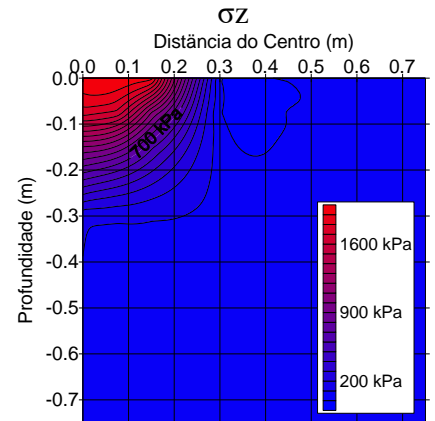
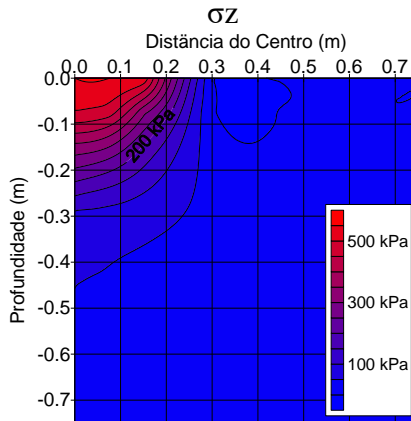
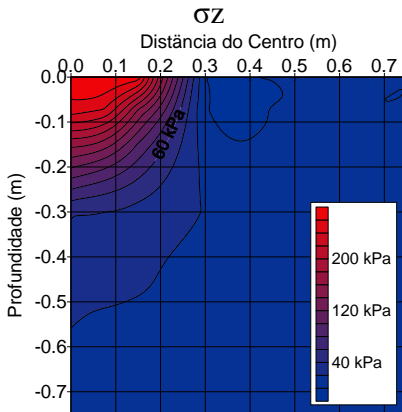
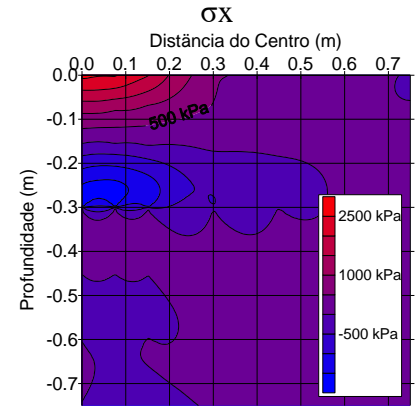
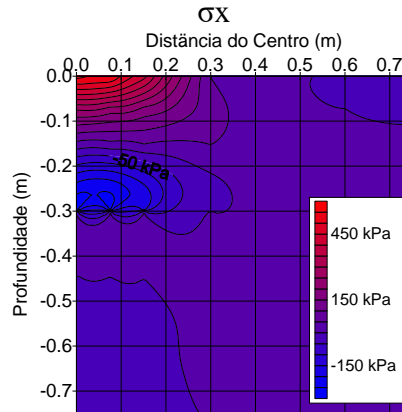
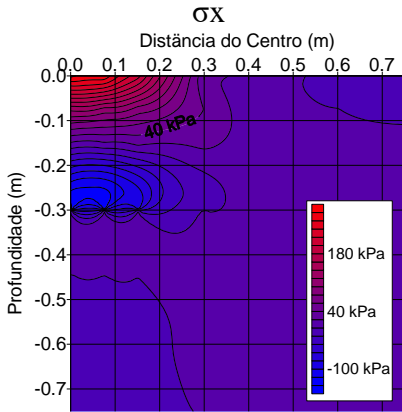


APÊNDICE H
 $S_{(96\%)}-C_{(4\%)} / MR$: Variável

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 180 kN

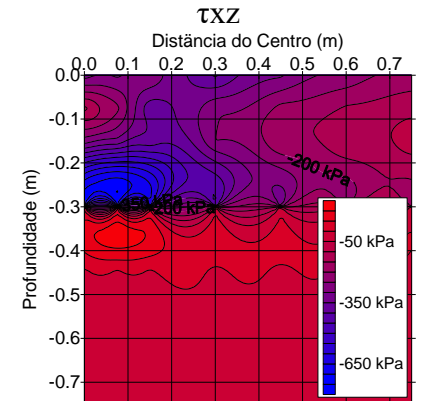
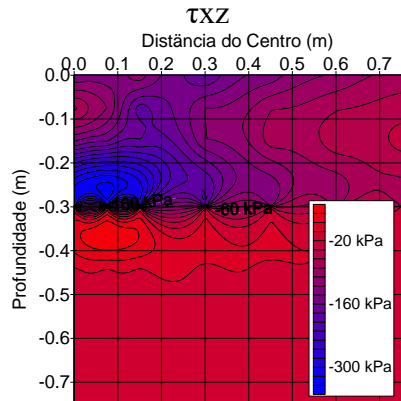
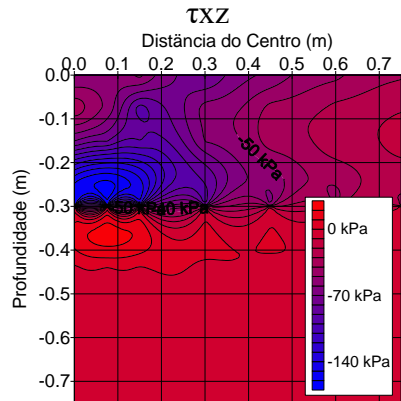
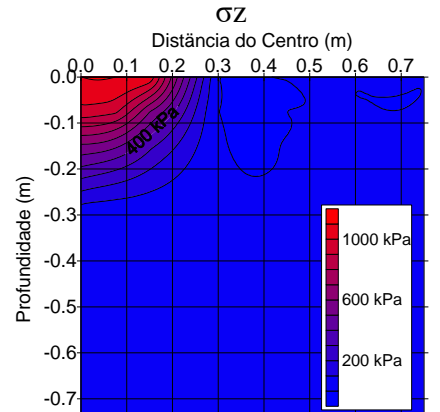
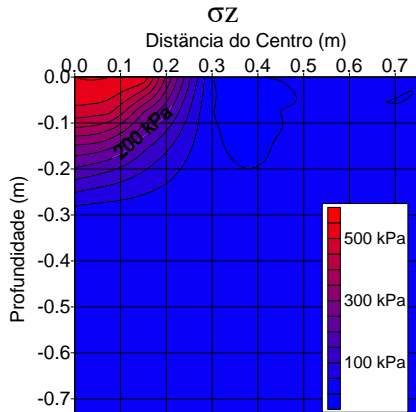
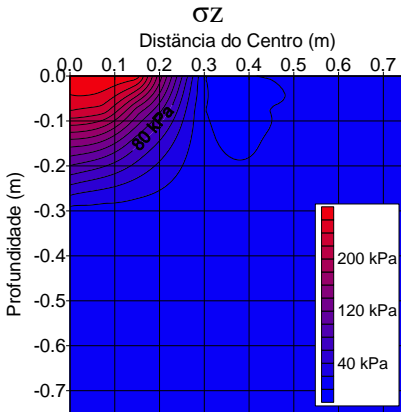
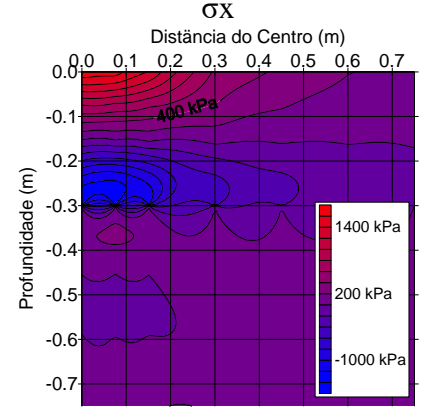
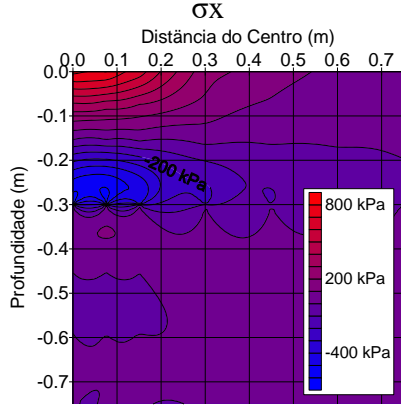
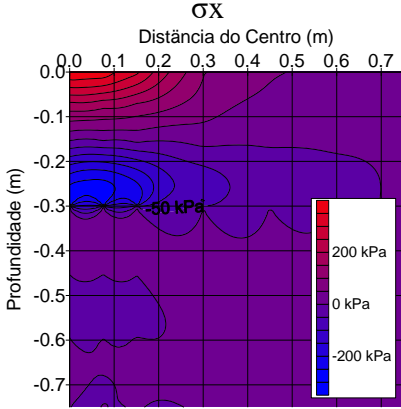


APÊNDICE I
 $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado /MR: Variável

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 100 kN



APÊNDICE J
 $S_{(96\%)}-C_{(4\%)}$ Inundado /Es: Constante

Carga 25 kN

Carga 50 kN

Carga 100 kN

