

CENTRO UNIVERSITÁRIO DO SUL DE MINAS – UNIS - MG

ENGENHARIA CIVIL

LUANE CAROLINA MENDES

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE RADIER
SOBRE BASE ELÁSTICA SOLICITADO POR DIFERENTES AÇÕES VERTICAIS**

Varginha

2016

LUANE CAROLINA MENDES

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE RADIER
SOBRE BASE ELÁSTICA SOLICITADO POR DIFERENTES AÇÕES VERTICAIS**

Trabalho apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas - UNIS - MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel em Engenharia Civil sob orientação do Prof. M. Sc. Antônio de Faria.

Varginha

2016

LUANE CAROLINA MENDES

**ANÁLISE COMPARATIVA DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE RADIER
SOBRE BASE ELÁSTICA SOLICITADO POR DIFERENTES AÇÕES VERTICAIS**

Trabalho de Conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil do Centro Universitário do Sul de Minas – UNIS/MG, como pré-requisito para obtenção do grau de bacharel pela Banca Examinadora.

Aprovado em / /

M. Sc. Antônio de Faria

Esp. Leopoldo Freire Bueno

Eng. Yago Petrim Cruz

OBS.:

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por possibilitar a realização deste trabalho. Aos meus pais, Edison e Liliane, aos meus avós Gislene e Edison, Leonice e José, por me incentivarem a buscar sempre um futuro melhor e persistir na busca pelo conhecimento e pela realização dos meus sonhos. Ao Clebert pelo apoio incondicional e pela compreensão no decorrer da realização deste trabalho. Ao Prof. M. Sc. Antônio de Faria pela dedicação no trabalho de orientação.

“Porque a natureza é infinitamente variável, os aspectos geológicos de nossa profissão asseguram-nos de que nunca haverá dois trabalhos exatamente iguais. Por isso não precisamos temer que nossa profissão se torne rotineira ou maçante.”

R. B. Peck

RESUMO

Neste trabalho são apresentados aspectos relacionados aos parâmetros de solo utilizados no dimensionamento de fundação do tipo *radier* visando estratégias de modelagem com destaque para o apoio em base elástica. São apresentados métodos para obtenção de cada um dos parâmetros de solo que influenciam no cálculo, com ênfase para os procedimentos normativos vigentes a serem seguidos. Os métodos de obtenção de parâmetros abordados no referencial teórico são ilustrados na forma de tabelas comparativas de resultados, para evidenciar a diversificação de resultados para uma mesma variável. São elaborados dimensionamentos de *radiers* com uso dos softwares FTOOL, GRELHA EQUIVALENTE e CypeCad, objetivando o desenvolvimento de estudos de caso que avaliam o comportamento da fundação tipo *radier* e do solo quando submetidos a diferentes ações verticais, devido à presença de estruturas de diferentes portes: edificação unifamiliar e edificação plurifamiliar.

Palavras chave: *radier*, base elástica, fundação

ABSTRACT

This work is based on the database used in the type of foundation design with modeling views highlighting the support elastic base. They are methods of obtaining each soil parameter influencing any calculations with the procedure for the existing legislative procedures to be followed. The methods of obtaining parameters are discussed in the theoretical framework are illustrated in the form of comparative tables of results to show a diversification of results for the same variable. radier dimensions are made with use of FTOOL software, GRELHA EQUIVALENTE and CYPECAD, aiming the development of case studies that assess the behavior of radier type of foundation and soil when subjected to different vertical loads due to the presence of different sized structures: building single-family and multifamily building.

Keywords: *radier, elastic foundation, foundation*

LISTA DE FIGURAS

Figura 01: Esquema ilustrativo do SPT.....	32
Figura 02: Equipamento sem necessidade de perfuração prévia.....	38
Figura 03: Equipamento com necessidade de perfuração prévia.....	39
Figura 04: Ensaio de placa quanto à localização.....	45
Figura 05: Placa convencional e placa parafuso.....	46
Figura 06: Representação do bulbo de tensões e influência sobre fundação vizinha.....	53
Figura 07: Carga concentrada e distribuição de tensão vertical com a profundidade e distancia radial.....	54
Figura 08: Esquema de cálculo indireto de recalques.....	58
Figura 09: Influência das cargas aplicadas.....	62
Figura 10: Esquema de fundação em <i>radier</i>	62
Figura 11: Modelo de Winkler.....	65
Figura 12: Laje apoiada no greide.....	75
Figura 13: Laje espessa apoiada no greide.....	75
Figura 14: Laje rígida (ou nervurada) apoiada no greide.....	76
Figura 15: Laje enterrada compensada.....	76
Figura 16: Laje enterrada celular.....	77
Figura 17: Laje enterrada com nervuras invertidas.....	77
Figura 18: Laje enterrada estaquada.....	78
Figura 19: Pressões atuantes no <i>radier</i>	79
Figura 20: Representação da viga infinitamente longa com carga concentrada.....	81
Figura 21: Representação do diagrama de momento fletor típico para vigas infinitas com carga concentrada.....	82
Figura 22: Modelagem com molas a cada metro.....	84
Figura 23: Modelagem com molas a cada 10 centímetros.....	84
Figura 24: Representação de grelha sobre base elástica.....	85
Figura 25: Faixas de laje para distribuição dos esforços.....	93
Figura 26: Faixas de laje da edificação plurifamiliar.....	93
Figura 27: Eixos de análise da edificação plurifamiliar.....	94
Figura 28: Isovalores (em mm) obtidos pelo Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1.....	95
Figura 29: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos com o Cypecad pra a edificação plurifamiliar sobre o solo 2.....	96
Figura 30: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos pelo Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3.....	97
Figura 31: Representação esquemática do posicionamento da molas para lançamento da viga sobre base elástica.....	100
Figura 32: Croqui de posicionamento dos pilares.....	104
Figura 33: Malha principal gerada pelo GRELHA EQUIVALENTE.....	105
Figura 34: Renderização da malha deformada do solo 1.....	105
Figura 35: Renderização da malha deformada do solo 2.....	107
Figura 36: Renderização da malha deformada do solo 3.....	108
Figura 37: Cargas atuantes no <i>radier</i> da edificação unifamiliar.....	111
Figura 38: Eixos de análise da edificação unifamiliar.....	112
Figura 39: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo1.....	113

Figura 40: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos para a edificação unifamiliar sobre o solo 2.....	114
Figura 41: Isovalores para deslocamentos (em mm) para a edificação unifamiliar sobre o solo 3.....	116
Figura 42: Posicionamento das paredes da edificação unifamiliar	123
Figura 43: Malha gerada pelo programa GRELHA EQUIVALENTE	124
Figura 44: Malha deformada do solo 1 - Edificação unifamiliar	125
Figura 45: Renderização da malha deformada do solo 2 - Edificação unifamiliar	127
Figura 46: Renderização da malha deformada do solo 3 – Edificação unifamiliar.....	128

LISTA DE TABELAS

Tabela 01: Identificação da consistência das argilas.....	18
Tabela 02: Identificação da compacidade da areia.....	18
Tabela 03: Classificação das areias de acordo com o diâmetro dos grãos	19
Tabela 04: Sistema Unificado de Classificação (Resumo).....	20
Tabela 05: Valores típicos do módulo de elasticidade	22
Tabela 06: Valores típicos de coeficiente de Poisson de acordo com Bowles.....	23
Tabela 07: Valores típicos para Coeficiente de Poisson de acordo com Budhu	23
Tabela 8: Valores para o ângulo de atrito de solos arenosos.....	24
Tabela 9: Faixas de ângulos de atrito para solos.....	24
Tabela 10: Valores para peso específico (γ) de solos arenosos.....	25
Tabela 11: Valores para peso específico (γ) de solos coesivos	25
Tabela 12: Valores para peso específico saturado (γ_{sat}) de solos arenosos	26
Tabela 13: Valores para peso específico saturado (γ_{sat}) de solos coesivos	26
Tabela 14: Valores típicos de peso específico em solos.....	26
Tabela 15: Valores para coesão do solo	27
Tabela 16: Ensaio e bases de interpretação	31
Tabela 17: Estados de compacidade e de consistência.....	33
Tabela 18: Correlações de $NSPT$, γ , ϕ' para solos de granulometria grossa	33
Tabela 19: Classificação do solo pela razão de atrito	35
Tabela 20: Valores de k segundo Schmertmann (1970), Ramaswamy et al (1982) e Danziger e Velloso (1986).....	37
Tabela 21: Pressões básicas.....	48
Tabela 22: Tensões admissíveis	50
Tabela 23: Fatores de nível d'água	51
Tabela 24: Valores de K_v (KN.m – 3) de acordo com Terzaghi (1955).....	67
Tabela 25: Valores de K_v (KN.m – 3) de acordo com Moraes (1976).....	67
Tabela 26: Fatores de segurança e coeficientes de minoração para fundações superficiais.....	71
Tabela 27: Coeficientes de segurança globais mínimos.....	72
Tabela 28: Fatores de segurança mínimos para fundações	72
Tabela 29: Valores típicos do fator de segurança.....	72
Tabela 30: Coeficientes de carga	73
Tabela 31: Tabela para determinação do deslocamento, curvatura, momento fletor, e esforço cortante em viga apoiada em base elástica.....	83
Tabela 32: Métodos utilizados para determinação dos parâmetros de solo	88
Tabela 33: Resultados obtidos para $NSPT$ médio	90
Tabela 34: Módulos de elasticidade utilizados em projeto	90
Tabela 35: Coeficientes de Poisson utilizados em projeto	90
Tabela 36: Ângulos de atrito utilizados em projeto	91
Tabela 37: Valores de peso específico utilizados em projeto.....	91
Tabela 38: Valores para coesão utilizados em projeto.....	91
Tabela 39: Valores obtidos para tensão admissível.....	92
Tabela 40: Valores obtidos para o coeficiente de reação vertical	92
Tabela 41: Resumos dos parâmetros de solo definidos.....	92
Tabela 42: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1	95
Tabela 43: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2.....	97

Tabela 44: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3	98
Tabela 45: Comparativo de momentos fletores máximos - CYPECAD	98
Tabela 46: Comparativo de momentos fletores mínimos - CYPECAD	99
Tabela 47: Comparativo de esforços cortantes máximos - CYPECAD	99
Tabela 48: Comparativo de deslocamentos máximos - CYPECAD	99
Tabela 49: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1	101
Tabela 50: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2	101
Tabela 51: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3	101
Tabela 52: Comparativo de momentos fletores máximos - FTOOL	102
Tabela 53: Comparativo de momentos fletores mínimos - FTOOL	102
Tabela 54: Comparativo de esforços cortantes máximos - FTOOL	103
Tabela 55: Comparativo de deslocamentos máximos - FTOOL	103
Tabela 56: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1	106
Tabela 57: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2	107
Tabela 58: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3	108
Tabela 59: Comparativo de momentos fletores máximos - GRELHA EQUIVALENTE	109
Tabela 60: Comparativo de momentos fletores mínimos - GRELHA EQUIVALENTE	109
Tabela 61: Comparativo de esforços cortantes máximos - GRELHA EQUIVALENTE	109
Tabela 62: Comparativo de deslocamentos máximos - GRELHA EQUIVALENTE	110
Tabela 63: Reações das lajes	111
Tabela 64: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 1	113
Tabela 65: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 2	115
Tabela 66: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 3	116
Tabela 67: Comparativo de momentos fletores máximos - CYPECAD	117
Tabela 68: Comparativo de momentos mínimos - CYPECAD	117
Tabela 69: Comparativo de esforços cortantes máximos - CYPECAD	118
Tabela 70: Comparativo de deslocamentos máximos - CYPECAD	118
Tabela 71: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 1	119
Tabela 72: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 2	119
Tabela 73: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 3	120
Tabela 74: Comparativo de momentos fletores máximos - FTOOL	120
Tabela 75: Comparativo de momentos fletores mínimos - FTOOL	121
Tabela 76: Comparativo de Esforços Cortantes Máximos - FTOOL	121
Tabela 77: Comparativo de deslocamentos máximos - FTOOL	122
Tabela 78: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação unifamiliar sobre o solo 1	126
Tabela 79: Resultados obtidos com GRELHA para o solo 2 - Edificação unifamiliar	128
Tabela 80: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação unifamiliar sobre o solo 3	129
Tabela 81: Comparativo de momentos fletores máximos – GRELHA EQUIVALENTE	129
Tabela 82: Comparativo de momentos fletores mínimos - GRELHA EQUIVALENTE	130
Tabela 83: Comparativo de esforços cortantes máximos - GRELHA EQUIVALENTE	130
Tabela 84: Comparativo de deslocamentos máximos - GRELHA EQUIVALENTE	130
Tabela 85: Comparativo de momentos fletores máximos entre métodos para o solo 1	132
Tabela 86: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 2	133
Tabela 87: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 3	133
Tabela 88: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 1	134
Tabela 89: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 2	134
Tabela 90: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 3	134

Tabela 91: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 1	135
Tabela 92: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 2	135
Tabela 93: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos - solo 3	135
Tabela 94: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 1	136
Tabela 95: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 2	136
Tabela 96: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 3	137
Tabela 97: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 1	138
Tabela 98: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 2	138
Tabela 99: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 3	139
Tabela 100: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 1	139
Tabela 101: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 2	140
Tabela 102: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 3	140
Tabela 103: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 1	141
Tabela 104: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 2	141
Tabela 105: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos - solo 3	142
Tabela 106: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 1	142
Tabela 107: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos - solo 2	143
Tabela 108: Comparativo de deslocamentos entre os métodos - solo 3	143

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	15
2. OBJETIVOS	16
2.1 Objetivo geral.....	16
2.2 Objetivos específicos.....	16
3. SOLOS	17
3.1 Identificação do solo	17
3.2 Tipos de solo	18
3.3 Classificação dos solos.....	19
3.4 Parâmetros geotécnicos.....	21
3.4.1 Módulo de Elasticidade	21
3.4.2 Coeficiente de Poisson	22
3.4.3 Ângulo de atrito.....	23
3.4.4 Peso específico do solo	24
3.4.5 Coesão	26
4. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS.....	28
4.1 Mapeamento de subsuperfície e amostragens utilizando métodos destrutivos	29
4.2 Consideração do lençol freático	30
4.3 Ensaios de campo	31
4.3.1 Ensaio de Penetração Dinâmica (<i>Standart Penetration Test – SPT</i>).....	31
4.3.2 Ensaio de Penetração de Cone (<i>Cone Penetration Test – CPT</i>).....	34
4.3.3 Ensaio de Palheta (<i>Vane Shear Test – VST</i>)	37
4.3.4 Ensaio Dilatométrico (<i>Flat Plate Dilatometer – DMT</i>)	42
4.3.5 Ensaio Pressiométrico (<i>Pressuremeter Test</i>).....	42
4.3.6 Ensaio de Placa.....	43
5. TENSÕES ADMISSÍVEIS	47
5.1 Determinação da tensão admissível	47
5.1.1 Métodos teóricos	48
5.1.2 Métodos semi-empíricos	50
5.2 Tensões e deformações.....	52
5.2.1 Acréscimo de tensões verticais.....	52
6. RECALQUE EM FUNDAÇÕES SUPERFCIAIS.....	56
6.1 Métodos de previsão de recalques.....	56
6.1.2 Métodos racionais	56
6.1.3 Métodos semi-empíricos	58

7. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA	60
7.1 Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura.....	60
7.2 Pressões de contato.....	61
7.2.1 Fatores que afetam as pressões de contato	61
7.2 Consideração da estrutura	64
7.3 Modelos de solo	64
7.3.1 Meio contínuo	64
7.3.2 Hipótese de Winkler.....	64
8. PROJETO DE FUNDAÇÕES	68
8.1 Ações na fundação	68
8.1.2 Ações provenientes da superestrutura.....	68
8.1.3 Ações decorrentes do terreno	69
8.1.4 Ações excepcionais	69
8.2 Requisitos de um projeto de fundações.....	69
8.3 Incertezas no projeto de fundação.....	69
8.3.1 Coeficientes de segurança	70
8.4.1 Método da tensão admissível para atender o estado limite último.....	71
8.4.2 Método do coeficiente de carga e resistência para atender o estado limite último	73
9. FUNDAÇÕES DO TIPO <i>RADIER</i>	74
9.1 Tipos de <i>radier</i>	74
9.2 Considerações de projeto	78
9.3 Tensões e pressões em uma fundação do tipo <i>radier</i>	78
9.4 Capacidade de carga e recalque de fundações do tipo <i>radier</i>	79
9.5 <i>Radier</i> sobre molas – viga apoiada em base elástica.....	80
9.6 Grelha equivalente.....	84
9.7 Método dos Elementos Finitos.....	86
10. MATERIAL E MÉTODO.....	87
10.1 Tipo de pesquisa.....	87
10.2 Estudo de caso.....	87
10.3 Descrição dos solos	88
10.3 Definição dos parâmetros de solo	89
10.3.1 Módulo de elasticidade.....	90
10.3.2 Coeficiente de Poisson	90
10.3.3 Ângulo de atrito.....	90
10.3.4 Peso específico	91

10.3.5 Coesão	91
10.3.6 Tensão admissível	91
10.3.7 Coeficiente de reação vertical	92
10.3.8 Considerações sobre os parâmetros de solo determinados.....	92
10.4 Edificação plurifamiliar.....	92
10.4.1 Determinação dos esforços com CYPECAD	94
10.4.2 Determinação dos esforços com FTOOL	100
10.4.3 Determinação dos esforços com GRELHA EQUIVALENTE.....	103
10.5 Edificação unifamiliar	110
10.5.1 Determinação dos esforços com CYPECAD	112
10.5.2 Dimensionamento com FTOOL	118
10.5.3 Dimensionamento com GRELHA.....	122
11. RESULTADOS E DISCUSSÃO	132
11.1 Edificação plurifamiliar.....	132
11.1.1 Momentos fletores máximos	132
11.1.2 Momentos fletores mínimos.....	133
11.1.3 Esforços cortantes máximos.....	135
11.1.4 Deslocamentos máximos.....	136
11.2 Edificação unifamiliar	137
11.2.1 Momentos fletores máximos	138
11.2.2 Momentos fletores mínimos.....	139
11.2.3 Esforços cortantes máximos.....	141
11.2.4 Deslocamentos máximos.....	142
12. CONCLUSÃO	144
REFERÊNCIAS	145
APÊNDICE A – Planta baixa da edificação unifamiliar.....	148
APÊNDICE B – Planta do pavimento tipo da edificação plurifamiliar	149
APÊNDICE C – Planta de cargas da edificação plurifamiliar	150
ANEXO A – Solo 1.....	151
ANEXO B – Solo 2.....	152
ANEXO C – Solo 3.....	153

1. INTRODUÇÃO

O uso de fundações do tipo *radier* é muito amplo, podendo ser aplicado desde em edificações de pequeno porte até grandes arranha-céus. É importante destacar que a escolha do tipo de fundação deve ser proveniente de uma análise de alternativas visando a melhor associação de resistência, economia e particularidades da obra em questão.

No Brasil, fundações do tipo *radier* vêm ganhando espaço, principalmente em programas habitacionais, que envolvem utilização em edificações de pequeno porte. O estudo deste tipo de fundação no Brasil ainda é muito limitado, inclusive a abordagem normativa é extremamente restrita.

No projeto estrutural de um *radier* podem ser utilizadas diversas modelagens, desde as mais simples, que abordam o *radier* simplesmente como uma laje rígida invertida até os sofisticados modelos com utilização do Método dos Elementos Finitos e grelha equivalente através de softwares que simulam um comportamento bem próximo do real.

Espera-se que esta análise comparativa do comportamento de *radier* sob duas condições distintas de atuação de cargas verticais contribua para o rol de pesquisas acadêmicas na área da construção civil, difundindo as possibilidades de se ampliar a utilização de fundações do tipo *radier* e ressaltando a importância de se elaborar criteriosamente um projeto de fundações com a consideração adequada do solo como elemento natural, mutável e heterogêneo.

2.OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Estabelecer uma análise comparativa de *radier* sobre base elástica solicitado pelas ações verticais de uma edificação unifamiliar e de uma edificação plurifamiliar.

2.2 Objetivos específicos

- ✓ Avaliar diferentes métodos para determinação dos parâmetros geotécnicos e elásticos do solo;
- ✓ Apresentar os principais tipos de ensaio de campo;
- ✓ Avaliar as principais formas de determinação da tensão admissível e do recalque do solo;
- ✓ Estabelecer um comparativo entre os parâmetros de solo determinados;
- ✓ Apresentar os principais tipos de *radier* existentes;
- ✓ Avaliar as principais técnicas para modelagem de *radier* sobre base elástica.
- ✓ Efetuar o dimensionamento do *radier* de duas edificações de diferentes portes considerando um meio unidirecional, grelha equivalente e Método dos Elementos Finitos.
- ✓ Analisar os esforços internos (momento fletor e cisalhamento) e as deformações dos *radiers* dimensionados através dos três métodos.

3. SOLOS

Solo é definido pela NBR 6502:1995 como material proveniente da decomposição de rochas através da ação de fatores físicos ou químicos, podendo ou não apresentar matéria orgânica em sua composição.

3.1 Identificação do solo

Budhu (2015) apresenta termos comuns para descrição e identificação prévia do solo, trata-se de aspectos que podem ser facilmente observados, sem auxílio de equipamentos. São listados as seguir os referidos aspectos:

- ✓ Cor: relacionável à mineralogia do solo e sua textura. As cores cinza e tons azulados referem-se a solos não oxidados, branca e creme referem-se a solos calcários, e vermelhas e amarelas referem-se a solos oxidados.
- ✓ Umidade: aspecto devido à presença de água, pode ser descrita como molhada, seca ou úmida.
- ✓ Estrutura: pode ser homogênea, com cor e textura percebidas como constante através do solo, ou heterogênea, com cor e textura variáveis.
- ✓ Odor: os solos orgânicos apresentam um forte odor que se intensifica com o calor, os solos inorgânicos possuem odor leve com adição de água.
- ✓ Tato: o tato pode ser utilizado para distinguir areias *siltas* e argilas. As areias são ásperas, os *siltas* são ásperos como uma lixa fina e as argilas são finas e untuosas, colam nos dedos e se transformam em pó quando estão secas.

As argilas são comumente classificadas de acordo com sua consistência, e as areias de acordo com sua compactação. Budhu (2015) apresenta descrições simples para identificação prévia destes solos, conforme as tabelas 01 e 02.

Tabela 01: Identificação da consistência das argilas

Dura	A pressão do dedo quase não deforma o solo, mas ele fissa quando é submetido a grandes tensões
Rija	A pressão do dedo deforma o solo
Média	O solo pode ser moldado sob forte pressão dos dedos
Mole	O solo é facilmente moldado pelos dedos
Muito mole	O solo flui entre os dedos quando se fecha a mão

Fonte: BUDHU, 2015

Tabela 02: Identificação da compactidade da areia

Muito compacta	Impossível se deslocar quando pisoteado
Compacta	Não se deforma quando pressionada por pés ou pisoteada
Média	Desloca-se quando forçado firmemente
Fofa	Colapsa com perturbação, estrutura aberta
Muito fofa	Colapsa sob leve perturbação, estrutura aberta

Fonte: BUDHU, 2015

Os métodos apresentados somente podem ser utilizados para identificação prévia do solo, não dispensando investigações geotécnicas e ensaios de laboratório.

3.2 Tipos de solo

De acordo com Budhu (2015), existem muitos tipos de solo que devem ser distinguidos. Alguns termos descritivos comumente utilizados evoluíram para possibilitar uma estimativa rápida e qualitativa da resistência do solo, das propriedades de deformação e de sua variabilidade.

Alguns tipos de solo típicos são descritos brevemente por Budhu (2015):

- ✓ Solos aluvionares: são compostos por sedimentos finos, que foram erodidos da rocha, transportada por água e depositada em rios ou leitos de cursos d'água.
- ✓ Solos calcários: possuem carbonato de cálcio em sua composição e são efervescentes quando em contato com ácido hidro clorídrico.
- ✓ Calcrete: consiste em pedregulho, areia e argila cimentados por carbonato de cálcio.
- ✓ Solos coluvionares: encontrados na base de montanhas que foram erodidas pela combinação de água e gravidade.

- ✓ Solos expansivos: argilas que sofrem elevadas alterações de volume (expansão) devido a ciclos de molhagem e secagem.
- ✓ Solos colapsíveis: geralmente solos de baixa plasticidade, que sofrem elevadas alterações de volume (recalam subitamente) devido a molhagem e ao carregamento.
- ✓ Solos eólicos: trata-se de partículas de areia carregadas pelo vento.
- ✓ Solos lateríticos: solos residuais, cimentados com óxido de ferro, encontrados em regiões tropicais.
- ✓ Lama: trata-se de argila ou silte, misturado com água em condição de fluido viscoso.

3.3 Classificação dos solos

Segundo Chirstan (2012), a primeira característica de diferenciação do solo é a dimensão das partículas (granulometria), podendo ser em alguns casos possuir grãos perceptíveis a olho nu como pedregulho ou areia do mar, e em outros possuir grãos que só podem ser observados individualmente com auxílio de microscópio.

Granulometria é uma definição da NBR 6502:1995, sendo a representação de um solo pelas dimensões de suas partículas e suas respectivas percentagens em massa.

A análise granulométrica, de acordo com Das (2006), é a determinação da faixa de tamanho das partículas presentes em um solo expressas como percentual do peso seco total. Para encontrar as dimensões das partículas normalmente é utilizado o ensaio de peneiramento para partículas maiores que 0,075 mm de diâmetro e o ensaio de sedimentação para partículas com diâmetro menor que 0,075 mm.

A NBR 6502:1995 define areia como um solo não coesivo e não plástico, formado por minerais ou partículas de rocha, principalmente arenito e quartzito, com diâmetros entre 0,06 mm a 2 mm. A areia pode ser fina, média ou grossa, de acordo com as dimensões apresentadas na tabela 03.

Tabela 03: Classificação das areias de acordo com o diâmetro dos grãos

Classificação	Diâmetro dos grãos
Areia fina	0,06 mm a 0,2 mm
Areia média	0,2 mm a 0,6 mm
Areia grossa	0,6 mm a 2 mm

Fonte: NBR 6502:1995

A argila é definida pela NBR 6502:1995 como solo de granulação fina, com dimensões menores que 0,002 mm, apresentando coesão e plasticidade. O silte é definido como um solo que apresenta baixa ou nenhuma plasticidade, com baixa resistência quando seco o ar. É formado por partículas com diâmetros entre 0,002 mm e 0,06 mm.

De acordo com Caputo (1988), um dos principais sistemas de classificação é o *Unified Classification System – U.S.C* (Sistema Unificado de Classificação), que de modo geral, classifica o solo em três grandes grupos (Tabela 04).

Os solos grossos são aqueles em que o diâmetro da maioria absoluta dos grãos é maior que 0,074 mm, e os solos finos são aqueles em que a maioria absoluta dos grãos é menor que 0,074 mm. As turfas são solos altamente orgânicos, normalmente fibrilantes e extremamente compressíveis.

Tabela 04: Sistema Unificado de Classificação (Resumo)

Classificação geral	Tipos principais	Símbolos
SOLOS GROSSOS (Menos que 50% passando na # 200)	Pedregulhos ou solos pedregulhosos	GW, GP, GM e GC
	Areias ou solos arenosos	SW, SP, SM e SC
SOLOS FINOS (Mais que 50 % passando na # 200)	Siltosos ou argilosos	Baixa compressibilidade ML, CL e OL
		Alta compressibilidade MH, CH e OH
SOLOS ALTAMENTE ORGÂNICOS	Turfas	Pt

Fonte: CAPUTO, 1988

As letras apresentadas na Tabela 04 representam as iniciais das palavras inglesas:

G = *gravel* (pedregulho)

S = *sand* (areia)

C = *clay* (argila)

M = do sueco *mo* (silte)

O = *organic* (orgânico)

W = *wellgraded* (bem graduado)

P = *poorlygraded* (mal graduado)

L = *low* (baixa)

H = *high* (alta)

Na simbologia desta classificação, os prefixos correspondem aos grupos gerais e os sufixos aos subgrupos.

De acordo com Budhu (2015), os solos grossos apresentam boa capacidade de carga e são drenantes, sua resistência e variação de volume não são significativamente afetadas pela variação de umidade. Além disso, estes solos são praticamente incompressíveis quando compactos, porém podem sofrer variações consideráveis de volume quando fofos. Vibrações podem modificar o arranjo da estrutura destes solos, mudando a estrutura fofa para uma configuração mais compacta. Os solos finos possuem menor capacidade de carga que os solos grossos, são praticamente impermeáveis e seu volume e resistência variam de acordo com a umidade.

Ainda segundo Budhu (2015), as propriedades de engenharia dos solos grossos são controladas, principalmente, pelo tamanho dos grãos e por seu arranjo estrutural. Já nos solos finos, as propriedades de engenharia são controladas principalmente pela mineralogia do que pelo tamanho das partículas. Camadas finas de solos finos, mesmo em depósitos densos de solos granulares, têm sido responsáveis por diversas rupturas geotécnicas, por isso solicitam especial atenção.

3.4 Parâmetros geotécnicos

3.4.1 Módulo de Elasticidade

Conforme Carvalho (2014), módulo de elasticidade (ou módulo de deformação) é uma grandeza mecânica que mede a rigidez de um material sólido, e pode ser definido a partir das relações entre tensões e deformações.

De acordo com Hibbeler (2010), o módulo de elasticidade também pode ser denominado *módulo de Young*, devido ao estudo de Thomas Young publicado em 1807.

Ainda segundo Hibbeler (2010), o módulo de elasticidade representa a inclinação da porção inicial em linha reta do diagrama de tensão-deformação. A deformação é adimensional, por isso, o módulo de elasticidade é dado em unidades de tensão como Pascal, MPa ou GPa.

Valores típicos para o módulo de elasticidade do solo são definidos por BOWLES (1996), de acordo com a tabela 05.

Tabela 05: Valores típicos do módulo de elasticidade

Tipo de solo	Módulo de Elasticidade MPa
Argila muito mole	2 - 15
Argila mole	5 - 25
Argila média	15 - 50
Argila dura	50 - 100
Argila arenosa	25 - 250
Argila siltosa	5 - 20
Areia fofa	10 - 25
Areia compacta	50 - 81
Areia fofa e pedregulhos	50 - 150
Areia compacta e pedregulhos	100 - 200
Silte	2- 20

Fonte: BOWLES (1996)

Segundo Silva (2006), o valor do módulo de elasticidade também pode ser estimado baseando-se em resultados de ensaios realizados em campo, como o *Standart Penetration Test* (SPT), o *Cone Penetration Test* (CPT), entre outros.

Barata (1984, *apud* Velloso e Lopes, 2010) sugere o uso da Teoria da Elasticidade para determinar o módulo de elasticidade através da equação:

$$E = \eta \cdot q_c \quad (1)$$

onde q_c é a resistência de ponta do cone e assumindo valores de ordem de 2 para areias e 8 para argilas parcialmente saturadas.

Porto (2010) ressalta que devido à natureza heterogênea do solo, o módulo de elasticidade varia de acordo com o nível de carregamento aplicado, o grau de saturação e da formação do maciço.

3.4.2 Coeficiente de Poisson

Segundo Hibbeler (2010), quando uma carga é aplicada a um material, ocorre uma mudança δ longitudinalmente e δ' transversalmente neste material. O cientista francês S. D. Poisson, percebeu, no início do século XIX, que dentro de uma faixa elástica, a razão entre estas deformações é uma constante. Esta constante foi denominada coeficiente de Poisson (ν).

Ainda conforme Hibbeler (2010), o valor numérico do coeficiente de Poisson é único para um determinado material homogêneo e isotrópico. O coeficiente de Poisson é adimensional.

Bowles (1996) apresenta valores típicos de coeficiente de Poisson para alguns tipos de solo, conforme a tabela 06.

Tabela 06: Valores típicos de coeficiente de Poisson de acordo com Bowles

Tipo de solo	ν
Argila saturada	0,40 - 0,50
Argila parcialmente saturada	0,10 - 0,30
Argila arenosa	0,20 - 0,30
Silte	0,30 - 0,45
Areia Comum	0,30 - 0,40

Fonte: BOWLES, 1996

Também é apresentada por Budhu (2015), uma tabela com valores típicos de coeficiente de Poisson, conforme tabela 07.

Tabela 07: Valores típicos para Coeficiente de Poisson de acordo com Budhu

Tipo de solo	Descrição	ν' (ver nota)
Argila	Mole	0,35 – 0,4
	Média	0,3 – 0,35
	Rígida	0,2 – 0,3
Areia	Fofa	0,15 – 0,25
	Média	0,25 – 0,3
	Compacta	0,25 – 0,35

Nota: ν' é para a condição drenada; $\nu = \nu_u = 0,5$ para condição não drenada

Fonte: BUDHU, 2015

3.4.3 Ângulo de atrito

É definido pela NBR 6502:1995 como o ângulo formado com o eixo das tensões normais pela tangente, em um determinado ponto da curva envoltória de Mohr, representativa das resistências ao cisalhamento da rocha, sob diferentes tensões normais.

De acordo com Christan (2012), nos solos arenosos o atrito é uma combinação de deslizamento e rolamento. Enquanto no atrito simples de escorregamento entre as partículas sólidas o ângulo de atrito é praticamente constante, nos materiais granulares, em que as forças atuantes modificam a compactidade, ocorre uma variação no ângulo de atrito. Para uma mesma areia, por exemplo, o ângulo de atrito interno é maior no estado compactado.

A tabela 08, proposta por Bowles (1996) apresenta valores para o ângulo de atrito de areias.

Tabela 8: Valores para o ângulo de atrito de solos arenosos

Ângulo de atrito	Tamanho do grão	Compactidade da areia - SPT (N_{70})				
		Muito fofa	Fofa	Medianamente compacta	Compacta	Muito compacta
	Fino	26 - 28	28 - 30	30 - 34	33 - 38	> 50
	Médio	27 - 28	30 - 32	32 - 36	36 - 42	
	Grosso	28 - 30	30 - 34	33 - 40	40 - 50	

Fonte: BOWLES, 1996

Budhu (2015) propõe valores de ângulo de atrito para solos conforme a tabela 09.

Tabela 9: Faixas de ângulos de atrito para solos

Tipo de solo	ϕ'_{ec}	ϕ'_p	ϕ'_r
Pedregulho	30 - 35	30 - 50	-
Mistura de pedregulho e areia com solos de granulometria fina	28 - 33	30 - 40	-
Areia	27 - 37*	32 - 50	-
Silte ou areia siltosa	24 - 32	27 - 35	-
Argilas	15 - 30	20 - 30	5 - 15

*Majores valores (32° a 37°) nas faixas são para areias com quantidades significativas de feldspato. Valores menores

(27° a 32°) nas faixas ao para areias quatzozas.

Fonte: BUDHU, 2015

3.4.4 Peso específico do solo

A NBR 6502:1995 apresenta definições para peso específico seco, natural, submerso e saturado.

✓ Peso específico seco: Relação entre o peso seco de um solo (fase sólida) e o seu volume total.

- ✓ Peso específico natural: Relação entre o peso total de um solo (fase sólida e fase líquida) e o seu volume total no estado natural.
- ✓ Peso específico submerso: Relação entre o peso dos grãos de uma massa de solo, subtraído do peso da água deslocada por estes grãos, e o volume total desta massa. Equivale ao peso específico saturado menos o peso específico da água.
- ✓ Peso específico saturado: peso específico de um solo em que todos os vazios estão preenchidos por água.

Para casos em que não houver ensaio de laboratório, o peso específico pode ser adotado com base em valores aproximados, baseados de acordo com a consistência da argila e da compactidade da areia. (CHRISTAN, 2012).

Godoy, 1972 (apud Cintra et al,2011) apresenta valores para peso específico do solo, em função do resultado do ensaio SPT, para solos arenosos e coesivos, conforme as tabelas 10 e 11.

Tabela 10: Valores para peso específico (γ) de solos arenosos

Compactidade da areia	Índice de resistência à penetração (N_{SPT})	Peso específico (γ) (KN/m ³)		
		Seca	Úmida	Saturada
Fofa	< 5	16	18	19
Pouco compacta	5 – 8			
Medianamente compacta	9 – 18	17	19	20
Compacta	19 – 40	18	20	21
Muito compacta	>40			

Fonte: GODOY, 1972 (apud CINTRA, 2011)

Tabela 11: Valores para peso específico (γ) de solos coesivos

Consistência da argila	Índice de resistência a penetração (N_{SPT})	Peso específico (γ) (KN/m ³)
Muito mole	≤ 2	13
Mole	3 – 5	15
Média	6 – 10	17
Rija	11 – 19	19
Dura	≥ 20	21

Fonte: GODOY, 1972 (apud CINTRA, 2011)

São apresentados por Bowles (1996), alguns valores para o peso específico saturado para solos arenosos (Tabela 12) e para solos coesivos (Tabela 13).

Tabela 12: Valores para peso específico saturado (γ_{sat}) de solos arenosos

Compacidade da areia	Peso específico (γ_{sat}) (KN/m ³)
Muito fofa	11 - 16
Fofa	14 - 18
Medianamente compacta	17 - 20
Compacta	17 - 22
Muito compacta	20 - 23

Fonte: BOWLES, 1996

Tabela 13: Valores para peso específico saturado (γ_{sat}) de solos coesivos

Consistência da argila	Peso específico (γ_{sat}) (KN/m ³)
Muito mole	16 - 19
Mole	
Média	17 - 20
Rija	19 - 22
Muito rija	
Dura	

Fonte: BOWLES, 1996

Budhu (2015) apresenta valores típicos para peso específico seco (γ_d) e saturado (γ_{sat}) do solo, conforme a tabela 14.

Tabela 14 Valores típicos de peso específico em solos

Tipo de solo	γ_{sat} (KN/m ³)	γ_d (KN/m ³)
Pedregulho	20 - 22	15 - 17
Areia	18 - 20	13 - 16
Silte	18 - 20	14 - 18
Argila	16 - 22	14 - 21

Fonte: BUDHU, 2015

3.4.5 Coesão

A NBR 6502:1995 define coesão como resistência aos esforços de cisalhamento que depende fundamentalmente da natureza e da composição da rocha, ou seja, independe das tensões aplicadas.

De acordo com Christan (2012), a coesão é resistência característica da fração argilosa do solo, e através dela o solo adquire a capacidade de se manter coeso, em forma de torrões ou blocos. Os solos que apresentam estas características são chamados coesivos. Os solos não coesivos são as areias puras e pedregulhos.

Bowles (1996) apresenta valores para a coesão do solo, em função da consistência da argila, conforme a tabela 15.

Tabela 15: Valores para coesão do solo

Consistência da argila	Coesão (c) (KN/m²)
Muito mole	<12,5
Mole	12,5 – 25
Média	25 – 50
Rija	50 – 100
Muito rija	100 – 200
Dura	>200

Fonte: BOWLES, 1996

A coesão também pode ser determinada através do valor do N_{SPT} , quando não se dispõe de ensaios de laboratório, conforme propõe Cintra *et al* (2011) na seguinte equação:

$$c = 10 \cdot N_{SPT} \quad (2)$$

Onde:

c = coesão do solo em KPa

N_{SPT} = índice de resistência a penetração obtido no ensaio SPT

4. INVESTIGAÇÕES GEOTÉCNICAS

O conhecimento adequado das condições do subsolo é de extrema importância para a análise, o projeto e a construção de obras geotécnicas. Atrasos em projetos, disputas judiciais, rupturas em solo e custos acima do calculado são, muitas vezes, causados por investigações inadequadas para o local da obra. A investigação do subsolo deve fazer parte do projeto e a boa informação não deve ser sacrificada para economizar e atender a um orçamento menor, já que o custo da investigação de campo para o projeto de fundação raramente excede 0,5% das expensas totais do projeto. (BUDHU, 2015)

Para Ferreira (2009), as obras civis devem ser precedidas de estudos que objetivam a caracterização geológico-geotécnica do limite de interesse. É essencial que desde as primeiras atividades da obra sejam conhecidas as principais características geológicas da área, para que o projeto possa ser desenvolvido segundo as disposições naturais do local, proporcionando a elaboração de um projeto em harmonia com a natureza do terreno, econômico e seguro.

Passos (2005), destaca que as investigações geotécnicas são de extrema importância para o planejamento, implementação e verificação do comportamento de projetos de compactação de solo e de fundações.

A determinação das propriedades do solo é inerentemente complicada devido à dificuldade de se obter amostras indeformadas para ensaios laboratoriais. A utilização de ensaios *in situ* frequentemente supre esta dificuldade, porém, a maioria destes ensaios não fornece os parâmetros em si, mas sim alguns índices que serão convertidos em parâmetros de projeto por meio de correlações. A qualidade dos projetos está diretamente ligada à qualidade das correlações estabelecidas. (PASSOS, 2005)

Segundo Das (2006), os depósitos de solos naturais não são homogêneos, elásticos nem isotrópicos. A estratificação pode variar muito, mesmo em pequenas distâncias horizontais. Para projetos de fundação e obras de construção é de suma importância conhecer a estratificação real do solo. Deve ser feita a exploração adequada do subsolo no local da construção.

Das (2006), lista os principais objetivos da investigação do subsolo:

- ✓ Determinar a natureza do solo no local e sua estratificação;
- ✓ Obter amostras amolgadas e indeformadas para identificação visual e ensaios de laboratório;
- ✓ Determinar a profundidade e a natureza do leito rochoso, se e quando encontrado;
- ✓ Realizar ensaios *in situ*;

- ✓ Observar as condições de drenagem de e para o local;
- ✓ Avaliar problemas de construção em relação às estruturas próximas existentes;
- ✓ Determinar o nível do lençol d'água.

A NBR 8044:1983 determina que as investigações, de acordo com a etapa do projeto e as características da obra, sejam constituídas de um ou mais dos seguintes serviços:

- ✓ Levantamento de dados gerais existentes sobre cartografia, geologia, hidrologia e geotecnia;
- ✓ Reconhecimento topográfico;
- ✓ Reconhecimento geotécnico;
- ✓ Prospecção geofísica;
- ✓ Sondagens mecânicas;
- ✓ Ensaios *in situ*;
- ✓ Ensaios de laboratório.

A NBR 6122:2010 determina que para qualquer edificação deve ser feita uma investigação geotécnica preliminar constituída no mínimo de sondagens a percussão (com SPT), visando determinar a estratigrafia e a classificação do solo, a posição do nível d'água e o índice de resistência a penetração.

4.1 Mapeamento de subsuperfície e amostragens utilizando métodos destrutivos

De acordo com Budhu (2015), o subsolo pode ser mapeado utilizando-se métodos como poços, trados e perfurações. Os furos realizados por trados ou perfuração são chamados sondagens. Estes métodos permitem a extração de amostras de solo e a execução de ensaios de campo.

Ainda segundo Budhu (2015), os principais métodos destrutivos de mapeamento de subsuperfície são os poços de ensaio, os trados manuais e mecânicos, perfuração com circulação de água e as perfuratrizes.

É definido pela NBR 8036:1983 que as sondagens devem ser no mínimo uma para cada 200 metros quadrados de área, para edifícios de até 1200 metros quadrados. Entre 1200 e 1400 metros quadrados de área deverá ser feita uma sondagem para cada 400 metros quadrados que excederem 1200 m². Acima de 2400 m² o número de sondagens será determinado de acordo com as peculiaridades da construção. Independentemente das circunstâncias, o número de sondagens deverá ser: dois para áreas de até 200 m²; três para áreas entre 200 m² e 400 m².

A mesma norma estabelece que as sondagens sejam igualmente distribuídas em toda a área, e que quando o número de sondagens for superior a três a distribuição não deve ser feita em um mesmo alinhamento.

Com relação à profundidade, a NBR 8036:1983 ressalta que as sondagens sejam levadas a profundidades que incluam todas as camadas impróprias ou que sejam questionáveis como apoio de fundações, de forma que não prejudiquem na estabilidade e no comportamento estrutural ou funcional do edifício.

Ainda de acordo com a NBR 8036:1983, a sondagem poderá ser interrompida quando atingir uma rocha ou camada impenetrável a percussão. No caso de fundações relevantes ou quando as camadas superiores do solo não forem adequadas para o suporte é aconselhado que se verifique a natureza da camada impenetrável, investigando uma profundidade mínima de 5 m (cinco metros).

4.2 Consideração do lençol freático

Segundo Budhu (2015), muitas rupturas de construções, disputas legais e custos acima do previsto são resultantes de falta de identificação e de informação sobre as condições da superfície freática no terreno. O nível d'água, invariavelmente flutua, em função das condições ambientais (chuvas, monções, marés, secas), atividades humanas (bombeamento do lençol freático por poços e rebaixamento durante a construção) e condições geológicas.

Budhu (2015), destaca que o lençol freático pode ficar preso em uma camada de solo permeável subjacente a uma camada impermeável. Neste caso, quando uma sondagem penetra o estrato impermeável, a água presa pode ser expelida para fora do furo e subir além do nível do terreno, o que se denomina artesianismo. Pode ocorrer também o subartesianismo, que é quando a água apenas alcança a superfície. É de grande importância identificar tais ocorrências e registrá-las no boletim de sondagem, pois, se houver ruptura, pode haver perdas de vidas e propriedades.

Além de se identificar o nível d'água e as condições especiais, como o artesianismo, também deve-se verificar a faixa de ocorrência de possível flutuação do nível d'água. A medição do nível d'água é feita através da utilização de piezômetros ou medidores de nível d'água. As medidas devem ser realizadas com intervalos de dias para detecção de variações no local. As medidas de nível d'água feitas somente a partir de escavações não são confiáveis. (BUDHU, 2015)

4.3 Ensaio de campo

Segundo Budhu (2015), os ensaios de campo são utilizados na identificação de solos, no local da obra e fornecem parâmetros de projeto. Os resultados são disponibilizados rapidamente, se comparados com os ensaios de laboratório, muitas vezes durante a execução ou logo após o ensaio. Existem vários ensaios de campo disponíveis e cada um possui suas vantagens e desvantagens, bem como seus respectivos custos associados. Cabe ao engenheiro geotécnico decidir quais as ferramentas adequadas para fornecer as informações necessárias ao projeto.

Os resultados dos ensaios de campo são utilizados para caracterizar os solos e fundamentar o projeto de fundações. A maioria dos ensaios não mede a resistência e os parâmetros de deformabilidade diretamente, sendo assim, são utilizadas correlações com ensaios de laboratório na estimativa dos valores de resistência ao cisalhamento, parâmetros de deformabilidade, cargas de projeto seguras e recalques admissíveis. (BUDHU, 2015).

A tabela 16 apresenta os ensaios apresentados neste trabalho e sua base para interpretação:

Tabela 16: Ensaio e bases de interpretação

Ensaio	Base para interpretação
SPT	Empírico
CPT	Empírico, teórico
Ensaio de palheta	Teoria
Ensaio pressiométrico	Empírico, teórico
Ensaio dilatométrico	Semi-empírico, teórico

Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

4.3.1 Ensaio de Penetração Dinâmica (*Standart Penetration Test* – SPT)

De acordo com Passos (2005), o *Standart Penetration Test* (SPT) é o processo de investigação mais comum na maioria dos países do continente americano. A utilização empírica do N_{SPT} tem sido frequente na correlação com parâmetros geotécnicos.

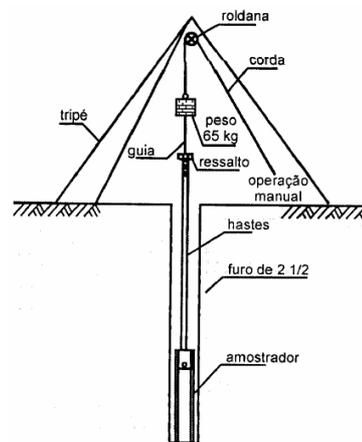
A NBR 8036:1983 fixa as condições exigidas para a programação do ensaio SPT, destacando-se que o número de sondagens deve fornecer um quadro, o mais detalhadamente possível, da possível variação das camadas do solo.

A NBR 6484:2001 fixa o método de execução de sondagens de simples reconhecimento do solo utilizando SPT, visando determinar os tipos de solo e suas respectivas profundidades de ocorrência, determina a posição do nível d'água e também determinar os índices de resistência à penetração (N_{SPT}) a cada metro.

Passos (2005) descreve o ensaio de SPT como uma medida de resistência dinâmica associada a uma sondagem de simples reconhecimento. A perfuração é feita por um trado concha, com dimensões especificadas pela NBR 6484:2001, e quando necessário, utiliza-se circulação de água com um trépano de lavagem como ferramenta de escavação também especificada pela mesma norma.

Amostras representativas são coletadas a cada metro através de amostrador padronizado pela NBR 6484:2001. O método de ensaio incide na cravação do amostrador, usando um peso de 65 Kg, precipitando-se a uma altura de 75 centímetros, como pode ser visto na figura 01. O valor do N_{SPT} equivale ao número de golpes necessários para que o amostrador penetre 30 centímetros após uma cravação inicial de 15 centímetros. (PASSOS, 2005)

Figura 01: Esquema ilustrativo do SPT



Fonte: SCHNAID, 2000 (apud PASSOS, 2005)

Apesar de o ensaio ser padronizado pela NBR 6484:2001, Budhu (2015), destaca que o número de golpes é passível de erro, devido a distorções, limpeza inadequada do furo de sondagem, conexão de haste frouxa, procedimentos impróprios de cravação e métodos inadequados de cravação (a altura de queda não é totalmente alcançada). Existem várias correções utilizadas para o valor de N_{SPT} , considerando-se a perda de energia, estado de tensões, comprimento da haste, local do furo e tipo de amostrador.

De acordo com VELLOSO e LOPES (2010), no Brasil o sistema mais utilizado é o manual, sendo a energia aplicada da ordem de 70% (setenta por cento) da energia nominal. Em

caso de sistemas mecanizados, comumente utilizados nos Estados Unidos a energia aplicada é da ordem de 60% (sessenta por cento), conhecido como N_{60} . Sendo assim, antes de se usar uma correlação baseada na experiência americana, pode-se majorar de 10% a 20% o número de golpes obtido com um ensaio brasileiro.

A NBR 6484:2001 classifica a compactidade dos solos em função do N_{SPT} sob o ponto de vista das fundações (Tabela 17), e ressalta que a classificação não deve ser confundida com as denominações similares empregadas na Mecânica dos Solos relacionadas ao índice de vazios críticos.

Tabela 17: Estados de compactidade e de consistência

Solo	Índice de Resistência à penetração (N_{SPT})	Designação
Areia e siltes arenosos	≤ 4	Fofa
	5 a 8	Pouco compacta
	9 a 18	Medianamente compacta
	19 a 40	Compacta
	> 40	Muito compacta
Argilas e silte argilosos	≤ 2	Muito mole
	3 a 5	Mole
	6 a 10	Média
	11 a 19	Rija
	> 19	Dura

Fonte: NBR 6484:2001

Segundo Budhu (2015) o valor do N_{SPT} é utilizado para estimativa de peso específico (γ), ângulo de atrito (ϕ'), capacidade de carga e recalques de fundações em solos granulares, conforme a tabela 18. Vale destacar que é necessário experiência e bom senso na utilização das correlações apresentadas na tabela 18 para o projeto de fundações, pois em geral há grande variabilidade de resultados e os coeficientes de correlação são baixos.

Tabela 18: Correlações de N_{SPT} , γ , ϕ' para solos de granulometria grossa

N_{SPT}	Descrição	γ (KN/m ³)	ϕ' (graus)
0 – 4	Muito fofa	11 – 13	26 – 28
4 – 10	Fofa	14 – 16	29 – 34

10 – 30	Média	17 – 19	35 – 40
30 – 50	Compacta	20 – 21	38 – 45
>50	Muito compacta	>21	>45

Fonte: BUDHU, 2015

4.4.2 Ensaio de Penetração de Cone (*Cone Penetration Test* – CPT)

De acordo com Passos (2005), o ensaio de cone (*Cone Penetration Test*) é um ensaio de execução simples que oferece resultados com excelente qualidade e repetibilidade.

Segundo a NBR 6122:2010, este ensaio é utilizado para determinação da estratigrafia do solo e pode dar indicativos da classificação do mesmo. Pode-se obter algumas propriedades dos materiais ensaiados através de correlações, especialmente em depósitos de argilas moles e areias sedimentares.

Passos (2005) ressalta que é mais complicado analisar os resultados de cone em areia do que em argila não drenada, devido às características dilatantes da areia durante o cisalhamento.

A NBR 6122:2010 determina que o ensaio de cone seja executado conforme a NBR 12069:1991. A descrição do ensaio pela NBR 12069:1991 apresenta que o ensaio incide na cravação do solo, de forma constante, com velocidade padronizada de uma ponteira também padronizada do tipo cone ou cone atrito, medindo-se sua reação contínua ou descontinuamente para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local.

A mesma norma determina que para realização do ensaio é necessário um equipamento de cravação, que tenha em suas extremidades uma das ponteiros padronizadas. As ponteiros podem ser mecânicas ou elétricas.

Para Budhu (2015) um cone penetrométrico básico é uma sonda em formato cônico, com 36 mm (trinta e sei milímetros) de diâmetro de base, com área projetada de 10 cm² (dez centímetros quadrados) e um ângulo de cone de 60° (sessenta graus), que é cravado no solo a uma velocidade de 2 cm/s (dois centímetros por segundo).

Ainda de acordo com Budhu (2015), este cone é conectado a um sistema de hastes vazadas, utilizadas para a cravação em profundidade. Uma luva externa é instalada dentro da haste de cravação acima da base do cone. As forças necessárias para cravar o cone e a luva no solo são medidas de maneira independente, para que a resistência na ponta do cone e o atrito lateral possam ser avaliados separadamente.

Segundo Budhu (2015), os resultados do CPT são transmitidos eletronicamente através de cabos conectados a um sistema de aquisição de dados na superfície, passando por dentro da haste de escavação que é vazada.

Existem variações do cone penetrométrico básico podendo-se destacar três tipos: o piezocone, o cone sísmico e o *vision cone*. (BUDHU, 2015)

Budhu (2015) destaca que o piezocone é uma ferramenta muito útil na estimativa da estratigrafia, da resistência ao cisalhamento do solo, da capacidade de carga e de parâmetros de compressibilidade do solo. O piezocone possui um elemento poroso instalado no cone ou na luva que permite a avaliação da poropressão.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), quando se usa piezocone, a resistência de ponta do cone (q_c) deve ser corrigida para considerar a poropressão desenvolvida durante o ensaio. Se a poropressão é medida na base do cone, utiliza-se a equação de Campanella *et al*:

$$q_T = q_c + u_b (1 - a) \quad (3)$$

Onde u_b é a medida da base do cone, e “ a ” é razão entre a área da base do cone (10 cm²) e a área da seção da célula de carga após a vedação.

Quando a poropressão é medida em outro ponto do piezocone, VELLOSO e LOPES (2010) recomenda que se use a equação de Lunne *et al*:

$$q_T = q_c + ku (1 - a) \quad (4)$$

Onde k é um fator que depende da posição do elemento poroso no cone.

Segundo Velloso e Lopes (2010) a razão de atrito pode ser utilizada para uma identificação do tipo solo atravessado, conforme a tabela 19. Razão de atrito é a razão entre o atrito lateral local e a resistência de ponta ($R_f = f_s/q_c$), expressa em porcentagem.

Tabela 19: Classificação do solo pela razão de atrito

Tipo de solo	R_f (%)
Areia fina e grossa	1,2 – 1,6
Areia siltosa	1,6 – 2,2
Areia siltoargilosa	2,2 – 4
Argila	> 4

Fonte: VELLOSO e LOPES, 2010

Vale ressaltar que, não há coleta de amostras durante os ensaios CPT, mas que os cones tipo VisCPT e o VisCPTu possuem pequenas câmeras que produzem imagens contínuas do solo adjacente. (BUDHU, 2015)

Budhu (2015) ressalta que a resistência do cone sofre influência de diversos fatores como o nível de tensões, densidade do solo, estratigrafia, mineralogia do solo, tipo e estrutura do solo. Os resultados do CPT têm sido correlacionados com ensaios de laboratório para obtenção de relações empíricas para parâmetros de resistência e deformação, e também com outros ensaios de campo (especialmente o SPT).

Segundo Velloso e Lopes (2010), o CPT pode fornecer densidade relativa, módulo de elasticidade drenado, módulo confinado ou oedométrico e indicação sobre as tensões horizontais em areias. Em argilas pode fornecer resistência não drenada, módulo de elasticidade, módulo confinado ou oedométrico e, no caso de piezocone, indicação sobre o coeficiente de empuxo no repouso e coeficientes de adensamento vertical e horizontal.

Independente do tipo de sonda utilizado, os resultados do CPT são valores médios da resistência do solo para uma distância de aproximadamente 10 vezes o diâmetro do cone. As resistências medidas pelo cone podem não representar as camadas do solo individualmente. Valores muito altos ou muito baixos para resistência do cone devem ser tratados com extrema cautela, pois podem significar fragmentos de blocos de rocha que devem ser desconsiderados (valores muito altos), ou incidência de solos moles ou bolsões de material fofo, (valores muito baixos) que deve ser levado em consideração com atenção no projeto e na construção. (BUDHU, 2015)

4.4.2.1 Relação entre o CPT e o SPT

Segundo Velloso e Lopes (2010), o ensaio CPT pode ser relacionado com o SPT através da equação:

$$q_c = k N_{SPT} \quad (5)$$

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), pesquisas brasileiras sobre o valor de k (para cones mecânicos) tem sido realizadas desde 1959. A tabela 20 apresenta resultados do

trabalho de Danziger e Velloso (1986, 1995), Ramaswany *et al* (1982), e também uma proposição de Schmertmann (1970), considerada conservadora pelo próprio autor.

Tabela 20: Valores de k segundo Schmertmann (1970), Ramaswany et al (1982) e Danziger e Velloso (1986)

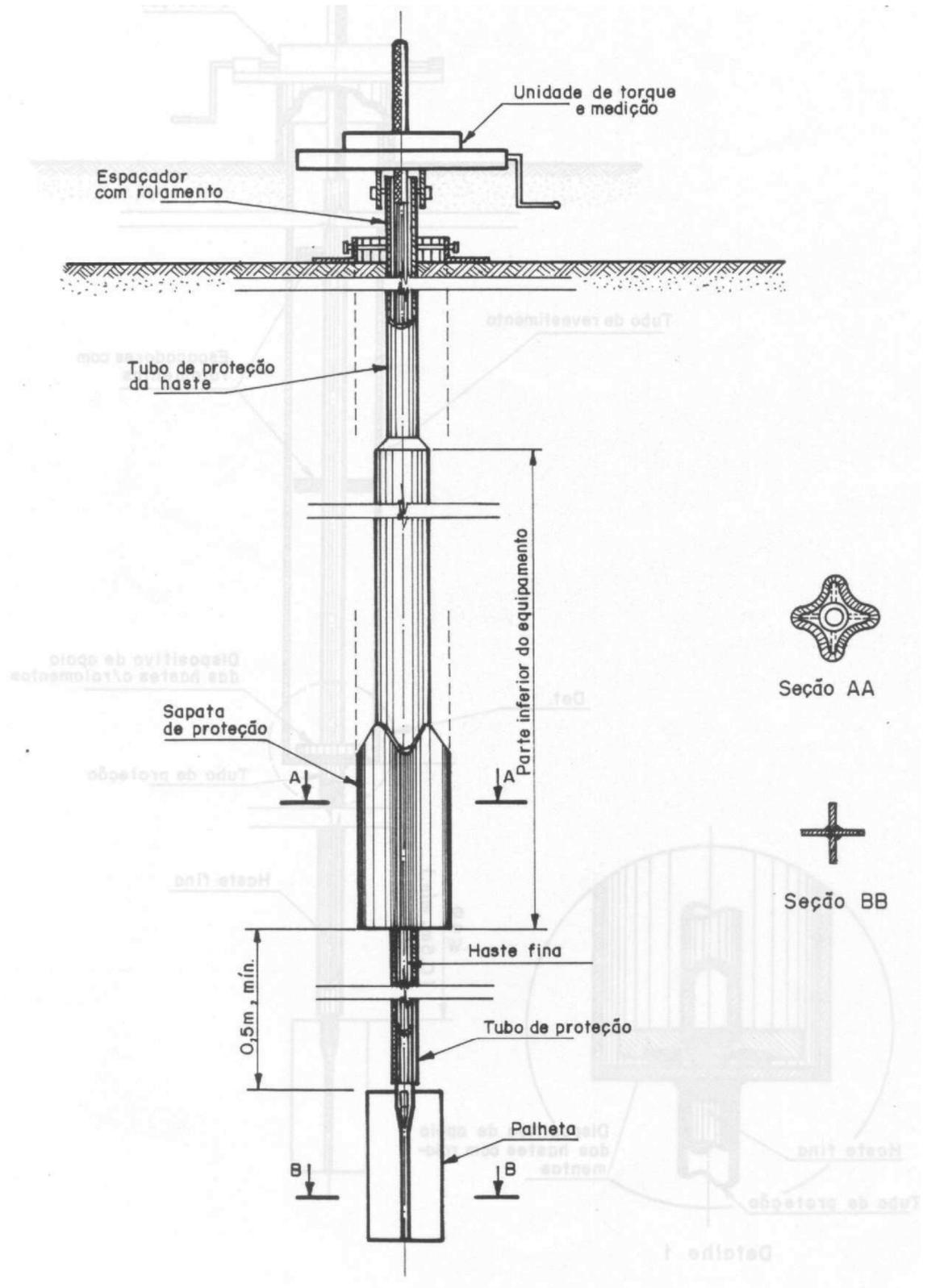
Solo	Schmertmann	Ramaswany et al	Danziger e Velloso
Areia	0,4 a 0,6	0,5 a 0,7	0,6
Areia siltosa, argilosa, siltoargilosa ou argilossiltosa	0,3 a 0,4	0,3	0,53
Silte, silte arenoso, argila arenosa	0,2	-	0,48
Silte arenoargiloso, argiloarenoso, argila siltoarenosa, arenossiltosa	-	0,2	0,38
Silte argiloso	-	-	0,30
Argila, argila siltosa	-	-	0,25

Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

4.4.3 Ensaio de Palheta (*Vane Shear Test* – VST)

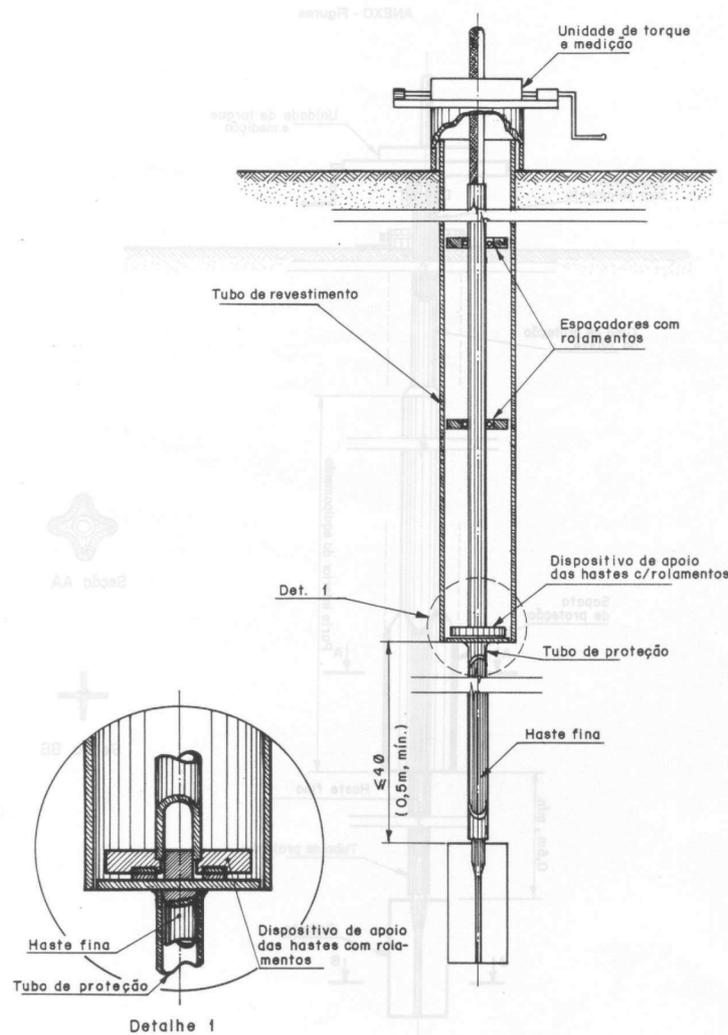
No Brasil, o ensaio é padronizado pela NBR 10905:1989, que apresenta a aparelhagem necessária e o método de execução. A norma descreve dois tipos básicos de equipamento para execução do ensaio de palheta: os que realizam o ensaio sem a necessidade de perfuração prévia (figura 02) e os que realizam o ensaio após a realização de uma perfuração prévia (figura 03).

Figura 02: Equipamento sem necessidade de perfuração prévia



Fonte: NBR 10905:1989

Figura 03: Equipamento com necessidade de perfuração prévia



Fonte: NBR 10905:1989

De acordo com Budhu (2015), a palheta é cravada aplicando-se um torque com velocidade constante de 6° (seis graus) por minuto, por meio de um dispositivo (torquímetro) instalado no topo do equipamento, localizado na superfície do solo ou acima dela. O torquímetro deve ser acoplado à haste.

A NBR 10905:1989 determina que os ensaios realizados com equipamentos sem necessidade de perfuração prévia sejam executados da seguinte forma:

- ✓ O equipamento é cravado no terreno com auxílio de macaco ou tripé de sondagem. A palheta deve estar recolhida dentro da sapata de proteção;
- ✓ Na profundidade desejada, as hastas de extensão são forçadas cravando-se a palheta no solo, 0,5 m (meio metro) a frente da sapata de proteção sem rotacioná-la;

- ✓ Os instrumentos de medição de torque devem estar posicionados e zerados;
- ✓ É imediatamente aplicado o torque a uma velocidade de 6° (seis graus) por minuto, registrando-se o torque máximo ou a curva torque-rotação aplicada;
- ✓ O tempo decorrido entre a cravação da palheta e o início da rotação aplicada não deve exceder 5 (cinco) minutos;
- ✓ Logo após a determinação do torque máximo aplicam-se dez rotações completas à palheta e refaz-se o ensaio para determinação da resistência amolgada. O intervalo de tempo entre os ensaios não pode ser superior a cinco minutos.

Para os equipamentos com necessidade de perfuração prévia, a NBR 10905:1989 determina os seguintes passos:

- ✓ O conjunto palheta-espaçadores-haste é inserido em uma perfuração já pronta, com diâmetro de 75 mm (setenta e cinco milímetros). Se necessário deve ser feito o revestimento da perfuração para evitar desmoronamentos;
- ✓ Com o conjunto posicionado no fundo da perfuração, a palheta deverá ser cravada rapidamente no solo, sem nenhuma rotação até pelo menos 50 cm (cinquenta centímetros) e não inferior a quatro vezes o diâmetro do furo de sondagem;
- ✓ Após a cravação da palheta deve ser seguido procedimento análogo ao descrito para o equipamento sem necessidade de perfuração prévia.

Para obtenção da resistência não drenada, a NBR 10905:1989 apresenta a seguinte equação:

$$c_u = 0,86 \frac{T_{max}}{\pi D^3} \quad (6)$$

Onde:

c_u = resistência não drenada (kPa)

T_{max} = torque máximo (KNm)

D = diâmetro da palheta (m)

A NBR 10905:1989 ressalta que a equação é deduzida para palhetas retangulares com altura igual ao dobro do diâmetro, considerando distribuição uniforme de resistência ao longo das superfícies de ruptura.

Budhu (2015) propõe a seguinte equação para determinação da resistência não drenada através do ensaio de palheta:

$$c_u = \frac{2T_{max}}{\pi D^3 \left(\frac{h}{d} + \frac{1}{3} \right)} \quad (7)$$

Na equação de Budhu (2015), h é a altura da palheta. A razão h/d é, em geral, 2. O fator $1/3$ é baseado na suposição de distribuição uniforme de deformação entre o topo e a base das superfícies de ruptura.

Budhu (2015) define sensibilidade da argila como a medida da redução da resistência não drenada devido ao amolgamento do solo, causado pela inserção da palheta. Palhetas com espessuras maiores geram maiores amolgamentos e menores resistências drenadas do solo.

A NBR 10905:1989 apresenta a seguinte equação para determinação da sensibilidade da argila:

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}} \quad (8)$$

Onde:

S_t = sensibilidade da argila

c_{ur} = resistência não drenada amolgada

A resistência não drenada amolgada é obtida através da equação 09, substituindo-se o torque máximo pelo torque referente à condição amolgada. (NBR 10905:1989)

A NBR 10905:1989 adverte que as equações apresentadas são válidas somente para solos argilosos, saturados, onde se possa admitir condições drenadas de cisalhamento durante o ensaio, o que implica em materiais pouco permeáveis. Este tipo de ensaio não deve ser realizado em areias, turfás, ou solos que contenham pedregulhos e conchas.

Budhu (2015) ressalta que o ensaio de palheta deve ser utilizado somente em solos finos de consistência muito mole a média.

4.4.4 Ensaio Dilatométrico (*Flat Plate Dilatometer – DMT*)

De acordo com a NBR 6122:2010, o ensaio dilatométrico consiste na cravação de uma lâmina com um diafragma, que é empurrado contra o solo pela aplicação de uma pressão de gás. Pode ser usado para determinação da estratigrafia e pode dar indicações da classificação do solo. Também possibilita que propriedades dos materiais ensaiados sejam obtidas por correlações.

Segundo Budhu (2015), o ensaio dilatométrico de placa consiste em uma lâmina cônica com 95 mm (noventa e cinco milímetros) de largura, 15 mm (quinze milímetros) de espessura e 240 mm (duzentos e quarenta milímetros) de comprimento. Na face achatada do dilatômetro há uma membrana de aço flexível que infla empurrando o solo lateralmente. Esta lâmina é acoplada às hastes de cravação e é cravada a uma velocidade de 2 cm/s (dois centímetros por segundo) por um equipamento próprio. São feitos registros das pressões pneumáticas:

- ✓ Para que a membrana fique em contato com a superfície do solo;
- ✓ Para empurrar o solo lateralmente a uma distância de 1,1 mm;
- ✓ Nas quais a membrana volta a sua posição original.

Os resultados do ensaio dilatométrico são associados à resistência não drenada, empuxos laterais, sobreadensamento e módulos elásticos. Os dilatômetros causam um amolgamento expressivo no solo antes do início do ensaio, por isso tais resultados devem ser utilizados com atenção.

4.4.5 Ensaio Pressiométrico (*Pressuremeter Test*)

Segundo a definição da NBR 6122:2010, o ensaio pressiométrico consiste na expansão de uma sonda cilíndrica no interior do terreno em profundidades estabelecidas previamente. Dependendo do modo de inserção do pressiômetro no solo pode ser classificado como pressiômetro em pré-furo (de Menard), ou autoperfurante. O ensaio possibilita a obtenção de parâmetros de resistência e tensão-deformação do material.

De acordo com Budhu (2015), o pressiômetro tipo Menard (PMT) consiste em uma sonda cilíndrica instalada em uma determinada profundidade e uma pressão aplica à célula de medida da sonda. O furo não é revestido acima da sonda. A pressão aplicada é semelhante à pressão de uma cavidade cilíndrica. Aumenta-se a pressão em estágios, a intervalos de tempo constantes e registra-se as variações de volume, ou deslocamentos radiais a cada estágio. As

curvas de variação de pressão/volume, ou deslocamentos radiais são apresentadas na forma de gráfico e servem de base para a estimativa dos módulos de elasticidade e cisalhante e resistência ao cisalhamento.

O pressiômetro de Menard pode ser utilizado em todos os tipos de solo, exceto os muito moles e pedregulhos. Uma desvantagem do pressiômetro Menard é que ele precisa ser introduzido em um tubo previamente perfurado, o que gera amolgamento do solo. O método adequado de cravação é crucial para a qualidade dos resultados do ensaio. (BUDHU, 2015)

Segundo Budhu (2015), o cancômetro de Cambridge (SBPMT) é um pressurômetro autoperfurante que minimiza o amolgamento do solo. As pressões incrementais são aplicadas radialmente para expandir a membrana de borracha instalada na parede lateral do cancômetro e um dispositivo de calibração mede o deslocamento radial, possibilitando a obtenção da tensão-deformação do solo.

4.4.6 Ensaio de Placa

O ensaio de placa é uniformizado pela NBR 6489:1984 e pode ser adotado para se atingir diversos objetivos. Os mais comuns são:

- ✓ Obter parâmetros de deformação
- ✓ Obter parâmetros de resistência
- ✓ Prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta
- ✓ Obter o coeficiente de reação vertical (K_v)

Segundo Alonso (2011), as provas de carga são realizadas aplicando-se cargas à fundação ou ao protótipo, no caso de ensaios de placa para de determinar a pressão admissível, simultaneamente com a medida dos recalques correspondentes.

Para Alonso (2011), este procedimento é a melhor maneira de se comprovar a resistência-limite de uma fundação isolada, porém, diante do custo e do tempo necessários para sua realização, raramente permitem abranger um número significativo de elementos que possa ser considerado representativo, estatisticamente, de toda a fundação.

A norma brasileira NBR 6489:1984 determina que o ensaio de placa deve obedecer às seguintes exigências para instalação e aparelhagem:

- ✓ A cota da superfície de carga deverá ser sempre a mesma que a das eventuais bases da futura fundação;

- ✓ A placa para aplicação das cargas deverá ser rígida, e terá uma área não inferior a 0,5m², será colocada sobre o solo em seu estado natural e devidamente nivelado, ocupando a área total do fundo de um poço. A relação entre a largura e a profundidade do poço para a prova deve ser a mesma que entre a largura e a profundidade da futura fundação;
- ✓ Ao abrir-se o poço, todos os cuidados serão necessários para evitar alteração do grau de umidade natural e amolgamento do solo na superfície de carga;
- ✓ Em torno da placa de prova (ou poço) o terreno deverá ser aplainado e não deverão existir cargas aplicadas e ele dentro de uma faixa de largura pelo menos igual ao diâmetro ou lado da placa;
- ✓ O dispositivo de transmissão de carga deve ser tal que a mesma seja aplicada verticalmente, no centro da placa e de modo a não produzir choques ou trepidações. É aconselhado o uso de macaco hidráulico munido de bomba manométrica devidamente aferidos, reagindo contra uma carga de reação;
- ✓ Os recalque devem ser medidos por extensômetros sensíveis a 0,01 mm , colocados em dois pontos diametralmente opostos da placa;
- ✓ Os dispositivos de referência para medidas de recalque devem estar livres da influência dos movimentos da placa, do terreno circunvizinho, do caixão ou das ancoragens; seus apoios devem achar-se a uma distância igual a pelo menos 1,5 vez o diâmetro ou lado da placa, medida a partir do centro desta última;
- ✓ As trepidações de qualquer espécie devem ser evitadas durante a execução das provas de carga.

A execução da prova de carga deve seguir o processo estabelecido pela NBR 6489:1984:

- ✓ Carga aplicada à placa em estágios sucessivos de no máximo 20% da taxa admissível provável do solo;
- ✓ Em cada estágio de carga os recalques serão lidos imediatamente após a aplicação desta carga e após intervalos de tempo sucessivamente dobrados (1, 2, 4, 8, 15 minutos, etc.). Só será aplicado novo acréscimo de carga depois de verificada a estabilização dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total neste estágio, entre leitura sucessivas);
- ✓ O ensaio deve ser levado até pelo menos observar-se um recalque total de 25 mm ou até atingir-se o dobro da taxa admitida para o solo;
- ✓ A carga máxima alcançada no ensaio, caso não se vá até a ruptura, deve ser mantida pelo menos durante 12 horas;

✓ A descarga deve ser feita em estágios sucessivos, não superiores a 25% da carga total, lendo-se os recalques de maneira idêntica à do carregamento e mantendo-se cada estágio até a estabilização dos recalques, dentro da precisão admitida.

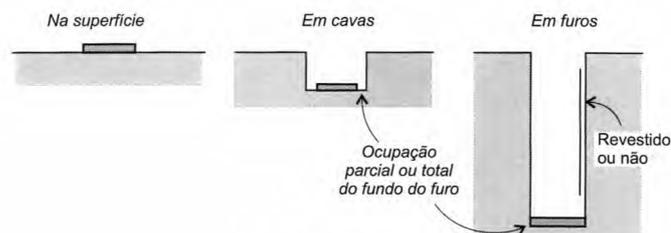
De acordo com a NBR 6489:1984, o resultado do ensaio será apresentado em uma curva de pressão-recalque onde constam as informações obtidas no início e fim de cada estágio de carga, com indicação dos tempos decorridos.

De acordo com Dória (2007), alguns cuidados necessários devem ser observados na execução e interpretação dos ensaios de placas:

- ✓ Heterogeneidade: caso haja estratificação do terreno, os resultados do ensaio poderão indicar muito pouco do que acontecerá com a fundação real;
- ✓ Presença de lençol d'água: o recalque de placas em areias submersas pode ser até duas vezes maior que em areias secas ou úmidas;
- ✓ Drenagem parcial: em solos argilosos, pode ocorrer adensamento, assim, o recalque observado estará entre o instantâneo e o final ou drenado;
- ✓ Não linearidade da curva carga-recalque: pode haver forte não linearidade e mudança de comportamento quando o carregamento atinge a tensão pré-adensamento.

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os ensaios de placa podem ser classificados quanto à localização, tipo de placa ou modo de carregamento. Quanto à localização, pode ser realizado na superfície, em cavas ou em furos (figura 04).

Figura 04: Ensaio de placa quanto à localização



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Quanto ao tipo de placa, tem-se a placa convencional e a placa parafuso, desenvolvida por Janbu e Senneset em 1973 (figura 05).

Figura 05: Placa convencional e placa parafuso



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Quando se trata de modo de carregamento, tem-se carga controlada e deformação controlada. Para carga controlada há a carga incremental mantida, por períodos de tempo pré-estabelecidos ou até a quase estabilização e a carga cíclica com diferentes padrões de ciclagem.

De acordo com Budhu (2015), existem problemas associados às condições de resultados de ensaio de placa com uma fundação real, quais sejam:

- ✓ O ensaio é confiável somente se a camada de solo for espessa e homogênea;
- ✓ A faixa de profundidade de solo influenciada pela tensão abaixo da placa é muito menor que a de uma fundação real;
- ✓ As condições locais, como por exemplo, bolsões de solo compressível próximo à superfície da placa podem influenciar no resultado do ensaio sem ter efeitos significativos na fundação real;
- ✓ Os recalques dependem do tamanho da placa;
- ✓ O bom desempenho do ensaio é de difícil obtenção devido ao amolgamento do solo gerado durante a escavação do poço para realização do ensaio;
- ✓ Os ensaios de placa são limitados a pequenas profundidades.

5. TENSÕES ADMISSÍVEIS

Segundo Ortigão (2007), a aplicação de modelos teóricos de comportamento a materiais reais é uma arte, pois tais modelos só existem na imaginação. Os solos apresentam grande dificuldade para um tratamento tipo tensão-deformação devido à acentuada não-linearidade. A arte está em determinar o modelo mais simples possível, porém razoavelmente preciso para conceber a aplicação pretendida.

Para Budhu (2015), tensão admissível é o valor da tensão de trabalho que garante uma margem de segurança referente ao colapso da estrutura do solo quanto à ruptura ao cisalhamento. Em geral, a tensão admissível corresponde a uma fração da carga máxima de tensão que o solo pode suportar.

A NBR 6122:2010, define os fatores que devem ser considerados na determinação da tensão admissível (ou tensão resistente de projeto):

- ✓ Características geomecânicas do solo;
- ✓ Profundidade da fundação;
- ✓ Dimensões e forma dos elementos de fundação;
- ✓ Influência do lençol freático;
- ✓ Possíveis alterações nas características do solo devido a fatores externos;
- ✓ Características ou particularidades da obra;
- ✓ Sobrecargas externas;
- ✓ Inclinação da carga;
- ✓ Inclinação do terreno;
- ✓ Estratigrafia do solo.

5.1 Determinação da tensão admissível

A NBR 6122:2010, determina que a tensão admissível a partir do estado limite último deve ser estabelecida a partir da utilização e interpretação de um ou mais dos seguintes procedimentos: métodos teóricos, métodos semi-empíricos ou a partir do estado limite de serviço. Para este último, a tensão admissível é o valor máximo da tensão aplicada ao terreno que atenda às limitações de recalque e/ou deformação da estrutura.

De acordo com Budhu (2015), estado limite último define a carga ou tensão limite que não pode ser excedida por nenhuma carga prevista ou idealizada durante a vida útil da estrutura.

Estado limite de serviço define a deformação limite ou recalque de uma fundação que, se excedida, prejudicará o funcionamento da estrutura suportada pela fundação.

A NBR 6122:2010 relaciona estado limite último ao colapso parcial ou total da obra e estado limite de serviço à ocorrência de deformações, fissuras ou qualquer outro fator que comprometa o uso da obra.

5.1.1 Métodos teóricos

De acordo com a NBR 6122:2010 podem ser aplicados métodos analíticos (teorias em capacidade de carga), que contemplem as particularidades do projeto, inclusive a natureza do carregamento (drenado ou não drenado).

Segundo Velloso e Lopes (2010), alguns códigos e normas de fundações apresentam tabelas de tensões admissíveis que podem ser utilizadas em anteprojetos e obras de pequeno porte. Apesar de serem conservadoras, a utilização destas tabelas requer cuidados na análise do perfil do terreno, pois o valor indicado só é válido se não houver abaixo da camada em estudo uma camada mais fraca ou compressível que possa ser solicitada pela fundação gerando recalques danosos à edificação. Um exemplo de tabelas de tensões admissíveis citados em norma é a Tabela de Pressões Básicas da NBR 6122:1996 (Tabela 21), que não mais figura na NBR 6122:2010.

Tabela 21: Pressões básicas

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltes duros (muito compactos)	0,3
14	Siltes rijos (compactos)	0,2
15	Siltes médios (medianamente compactos)	0,2
Notas:	^a Para descrição dos diferentes tipos de solo, seguir as definições da NBR 6502 ^b No caso de calcário ou qualquer outra rocha carstica, devem ser feitos estudos especiais ^c Para rochas alteradas ou em decomposição, tem que ser levados em conta a natureza da rocha matriz e o grau de decomposição e alteração	

Fonte: NBR 6122:1996 (apud Velloso e Lopes, 2010)

Velloso e Lopes (2010) ressaltam que para utilização da tabela de pressões básicas da NBR 6122:1996 era recomendado que fossem observados os seguintes critérios:

✓ Prescrição especial para solos granulares:

Quando se encontram abaixo da cota da fundação até uma profundidade de duas vezes a largura da construção apenas solos das classes 4 a 9, a pressão admissível pode ser corrigida em função da largura B do corpo da fundação, da seguinte maneira:

a. No caso de construções não sensíveis a recalques, os valores da tabela, válidos para largura de 2m, devem ser corrigidos proporcionalmente à largura, limitando-se a pressão admissível a $2,5 \sigma_0$ para uma largura maior ou igual a 10m;

b. No caso de construções sensíveis a recalques, deve-se fazer uma verificação do eventual efeito desses recalques, quando a largura for superior a 2m, ou manter o valor da pressão admissível conforme fornecido pela tabela. Para larguras inferiores a 2m, continua valendo a redução proporcional, conforme indicado.

✓ Aumento da pressão admissível com a profundidade:

Para os solos das classes 4 a 9, as pressões conforme a tabelas, devem ser aplicadas quando a profundidade da fundação, medida a partir do topo da camada escolhida para seu assentamento, for menor ou igual a 1m. Quando a fundação estiver a uma profundidade maior e for totalmente confinada pelo terreno adjacente, os valores básicos da tabela podem ser acrescidos de 40% para cada metro de profundidade além de 1m, limitado ao dobro do valor fornecido pela tabela.

✓ Prescrição especial para solos argilosos:

Para solos das classes 10 a 15, as pressões conforme a tabela, devem ser aplicadas a um elemento de fundação não maior que 10 m^2 . Para maiores áreas carregadas ou na fixação da pressão média admissível sob um conjunto de elementos de fundação (ou a totalidade da construção) deve-se reduzir os valores da tabela de acordo com $\sigma_{adm} = \sigma_0 (10/S)^{1/2}$, onde S = área total da parte considerada ou da construção inteira, em m^2 .

Budhu (2015) apresenta valores de tensão admissível para alguns solos típicos (tabela 22):

Tabela 22: Tensões admissíveis

Solo	Tensão admissível (MPa)
Pedregulho arenoso/pedregulho	0,144
Areia siltosa, areia argilosa, pedregulho siltoso	0,096
Argila, argila arenosa, argila siltosa e silte argiloso	0,072

Aumento de 1/3 para as combinações de carregamento que incluem vento e/ou cargas sísmicas.

Fonte: BUDHU, 2015

5.1.2 Métodos semi-empíricos

A NBR 6122:2010 define métodos semi-empíricos como aqueles que relacionam resultados de ensaios com tensões admissíveis. Determina que sejam observados os domínios de validade de suas aplicações, bem como as dispersões dos dados e as limitações regionais correspondentes a cada método.

5.1.2.1 Determinação da tensão admissível com base no SPT

De acordo com Joppert Junior (2007) a tensão admissível pode ser obtida através da equação:

$$\sigma_{adm} = \frac{N_{SPT}}{50} \quad (9)$$

Onde:

N_{SPT} = valor de N_{SPT} médio

σ_{adm} = Tensão admissível em MPa

Vale destacar que o termo $\frac{D_f}{B}$ é igual a zero se o solo acima da base da fundação apresentar resistência menor que o solo abaixo da base.

Tabela 23: Fatores de nível d'água

Profundidade do nível d'água abaixo do greide finalizado	C_{w1}	C_{w2}
0	0,5	0,5
D_f	0,5	1
$1,5B + D_f$	1	1

Fonte: AASHTO (apud Budhu, 2015)

5.1.2.2 Determinação da tensão admissível com base no CPT

De acordo com Budhu (2015), para determinação da tensão admissível a partir do resultado do CPT é necessário dividir o solo abaixo da fundação em subcamadas. Para fundações quadradas a profundidade total das camadas é $2B$ e quatro é um bom número de camadas. Para fundações corridas a profundidade todas das camadas é $4B$ e sete é um bom número de camadas. Em seguida deve-se estimar o valor médio de q_c para cada subcamada a partir dos resultados obtidos em campo de q_c versus profundidade. Deve ser estimado o valor do fator de influencia da i -ésima camada. A tensão admissível é obtida pela equação:

$$q_a = \left(\frac{\sum q_c \Delta_z}{\sum \Delta_z} \right) \quad (10)$$

Onde Δ_z representa a espessura da i -ésima camada. A tensão admissível é obtida em MPa.

5.1.2.3 Determinação da tensão admissível com base no pressiômetro

De acordo com Budhu (2015) a tensão admissível a partir do ensaio do pressiômetro pode ser obtida a partir da equação:

$$q_a = \frac{K_g P_{LE}^*}{FS} \sigma_{z0} \quad (11)$$

Onde P_{LE}^* é a tensão equivalente limite dentro da faixa de profundidade de $1,5B$ acima e $1,5B$ abaixo do nível de assentamento da fundação; σ_{z0} é a tensão vertical total no nível da

fundação; FS é o fator de segurança (geralmente 3,0) e K_g é a capacidade de carga do pressiômetro baseado na geometria da fundação e no tipo de solo.

5.2 Tensões e deformações

As cargas aplicadas em uma obra geotécnica são transferidas para o solo na forma de tensões. Na maioria das vezes, estas tensões não são distribuídas uniformemente, podendo resultar em ruptura progressiva devido ao fato de parte do maciço de solo atingir um estado de ruptura enquanto outra parte está em um estado pré-ruptura. (BUDHU, 2015)

De acordo com Budhu (2015), tensão normal é a carga dividida pela área do plano normal à carga. Deformação é uma variação do comprimento dividida pelo comprimento inicial, e pode ser volumétrica ou cisalhante. A deformação volumétrica é a soma das deformações normais em todas as direções e a deformação cisalhante é uma medida do ângulo de distorção de um corpo submetido a forças cisalhantes.

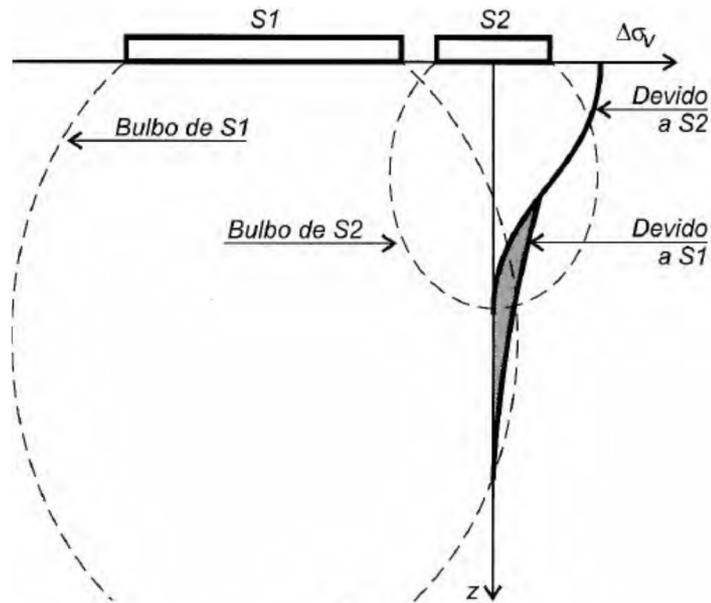
Tensões de tração significativas não podem ser suportadas pelo solo, portanto considera-se que a resistência dos solos à tração é nula. Deformações podem ser de tração ou de compressão, sendo positivas as de compressão. (BUDHU, 2015)

Segundo Budhu (2015), a distribuição de tensões de superfície no interior de um solo é determinada assumindo que o solo é semi-infinito, homogêneo, linear, isotrópico e de material elástico. Assumindo que o solo é um material elástico, pode-se usar o princípio da superposição para determinar a distribuição de tensões de carregamentos complexos pela decomposição em carregamentos simples e aplicar a solução para cada uma das cargas simples.

5.2.1 Acréscimo de tensões verticais

Segundo Velloso e Lopes (2010), o cálculo de tensões fora da área carregada é importante, principalmente quando uma sapata ou *radier* impõe tensões sobre um elemento de fundação vizinho. Na figura 06 está representado o bulbo de pressões, definido como a região abaixo de uma fundação que sofre um aumento de tensão vertical de pelo menos 10% da tensão aplicada pela fundação.

Figura 06: Representação do bulbo de tensões e influência sobre fundação vizinha



Fonte: VELLOSO e LOPES (2010)

De acordo com Budhu (2015), o acréscimo de tensões abaixo da carga de superfície é obtido considerando o solo como uma massa elástica semi-infinita e pode ser calculado através de diversas equações disponíveis para o cálculo em função do tipo de carregamento de superfície.

Independentemente da profundidade, o acréscimo de tensões depende da forma, da intensidade e da distribuição das cargas. Uma tensão aplicada na superfície de uma massa de solo por uma área carregada diminui com a profundidade e com a distância lateral do centro de carregamento. (BUDHU, 2015)

Neste trabalho serão apresentadas equações para cargas concentradas e retangulares uniformemente distribuídas.

5.2.1.1 Carga concentrada vertical na superfície do solo – Solução de Boussinesq

Boussinesq (1885, apud Budhu, 2015) apresentou uma solução para a distribuição de tensões para uma carga concentrada aplicada na superfície do solo, assumindo que o solo é um meio espaço elástico.

O acréscimo de tensão vertical em um elemento de solo localizado no ponto A (figura 07 a) pode ser dado pela equação:

$$\Delta\sigma_z = \frac{Q}{z^2} I$$

(12)

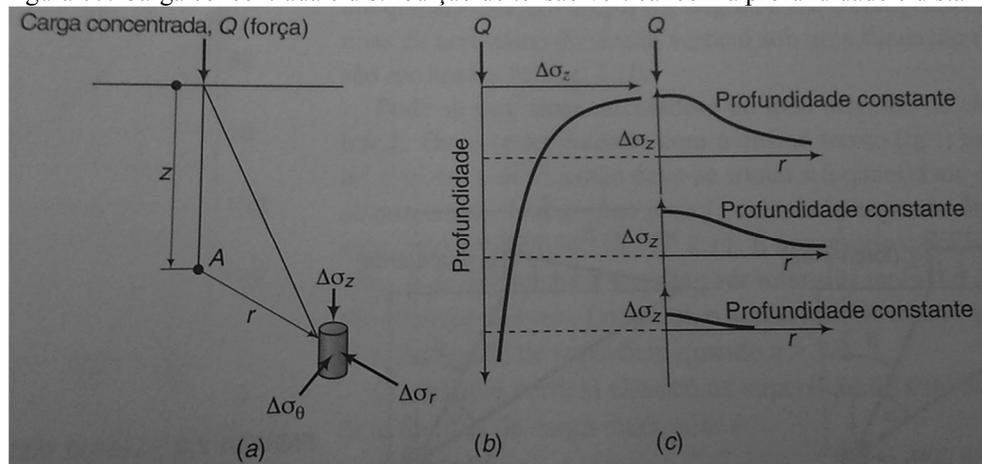
Onde I é um fator de influencia definido pela equação:

$$I = \frac{3}{2\pi} \frac{1}{[1 + (r/z)^2]^{\frac{5}{2}}}$$

(13)

Observa-se que as distribuições do acréscimo de tensão vertical diminuem com a profundidade (figura 07 b) e distancia radial (figura 07 c).

Figura 07: Carga concentrada e distribuição de tensão vertical com a profundidade e distancia radial



Fonte: BUDHU, 2015

5.2.1.1 Carga retangular uniformemente distribuída na superfície

Segundo Budhu (2015), muitas estruturas de fundação possuem seção quadrada ou retangular. O acréscimo de tensões verticais sob o canto de uma área retangular de largura B e comprimento L pode ser encontrado através da equação:

$$\Delta\sigma_z = q_s I_z$$

(14)

Onde I_z é o fator de influência para o acréscimo de tensão vertical e pode ser definido pela equação:

$$I_z = \frac{1}{4\pi} \left[\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \left(\frac{m^2 + n^2 + 2}{m^2 + n^2 + 1} \right) + \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{2mn \sqrt{m^2 + n^2 + 1}}{m^2 + n^2 - m^2n^2 + 1} \right) \right] \quad (15)$$

Onde $m = B/z$, $n = L/z$, B é a largura e L o comprimento da carga. Se $m + n + 1 < m^2n^2$, deve-se somar π à quantidade entre parênteses no último termo.

6. RECALQUE EM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Segundo Budhu (2015), o recalque de fundações superficiais é dividido em: recalques imediatos ou elásticos, recalques por adensamento primário e compressão secundária (*creep* ou fluência).

De acordo com Velloso e Lopes (2010), ao ser carregada, a fundação sofre recalques que se processam, em parte após o carregamento e em parte com o decorrer do tempo. O recalque final será a soma do recalque imediato e do recalque por adensamento.

A teoria da elasticidade pode ser utilizada na determinação dos recalques elásticos ou imediatos de uma fundação rasa, porém não leva em consideração a forma da fundação ou a profundidade de embutimento. (BUDHU, 2015)

O recalque que se processa com o tempo ocorre por conta do adensamento, que nada mais é do que a migração de água dos poros com conseqüente redução do índice de vazios, e a fenômenos viscosos denominados *creep*. O *creep* também pode ser denominado fluência e é tratado como adensamento secundário.

6.1 Métodos de previsão de recalques

Os recalques podem ser previstos através de métodos racionais, semi-empíricos ou empíricos. Os métodos racionais utilizam parâmetros obtidos em laboratório ou *in situ* e modelos para previsão de recalques teoricamente exatos. Os métodos semi-empíricos utilizam correlções de ensaio *in situ* em modelos teoricamente exatos ou adaptações deles. São chamados métodos empíricos o uso de tabelas de valores típicos de tensões admissíveis. (VELLOSO e LOPES, 2010)

6.1.2 Métodos racionais

De acordo com Velloso e Lopes (2010), os procedimentos racionais para determinação de recalques consistem em cálculos diretos, onde o recalque é fornecido diretamente pela solução empregada, ou por cálculos indiretos, onde o recalque é fornecido por cálculos de deformações específicas posteriormente integradas.

6.1.2.1 Cálculo direto de recalques

O cálculo numérico de recalques pode se feito através da teoria da elasticidade ou através de métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos, Método das Diferenças Finitas, e Método dos Elementos de Contorno. (VELLOSO e LOPES, 2010)

Segundo Velloso e Lopes (2010), existem soluções baseadas na Teoria da Elasticidade que permitem o cálculo de recalques para um número de casos. O cálculo direto com base na teoria da elasticidade é comumente utilizado para solos homogêneos, porém pode ser utilizado em solos heterogêneos através do emprego do *Artifício de Steinbrenner*, segundo o qual o recalque total é obtido pela soma dos recalques das camadas do terreno.

De acordo com Medeiros, Neto e Moura o Método dos Elementos Finitos é utilizado por programas comerciais devido à necessidade de diversos cálculos e pela facilidade de automatização destes cálculos. É possível fazer análise linear, bi e tridimensional considerando um elemento de placa sobre apoio elástico para representar o solo. É um modelo complexo que retrata heterogeneidade do solo de uma forma mais próxima da realidade. A representação deste modelo é feita através da criação de elementos compostos por malhas nas quais são feitos cálculos diferenciais para cada um dos nós que compões a malha. O refinamento da malha e/ou o tipo de elemento finito implantados no programa pode influenciar nos resultados.

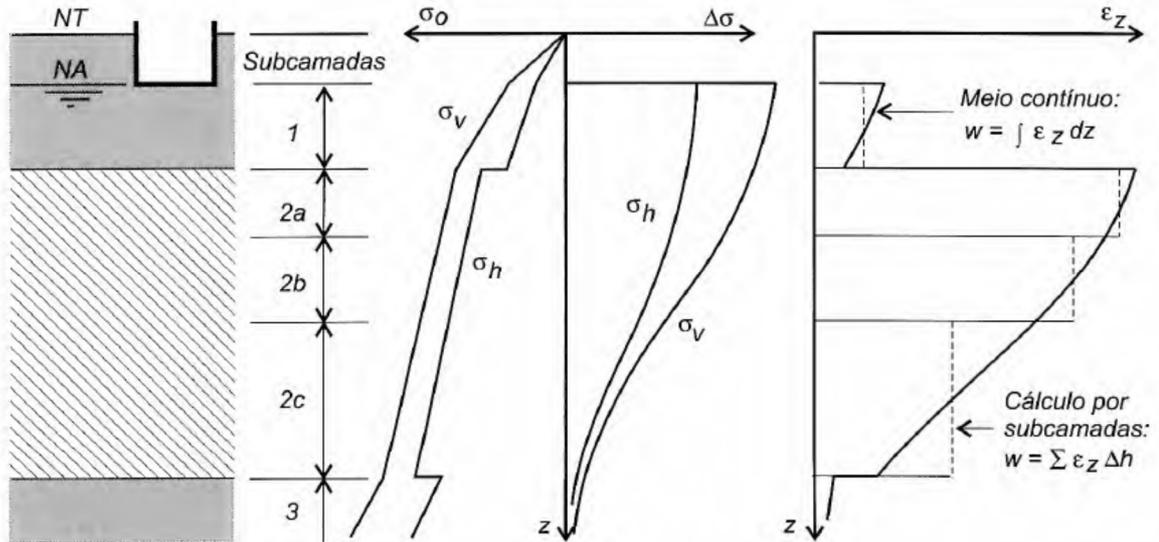
6.1.2.2 Cálculo indireto de recalques

Velloso e Lopes (2010) indicam as etapas do procedimento para determinação de recalques através de cálculo indireto (figura 08):

- ✓ Divisão do terreno em camadas em função das propriedades dos materiais (a cada mudança de material deve haver mudança de camada) e da proximidade das cargas (quanto maiores as variações no estado de tensão menos espessam devem ser as subcamadas);
- ✓ No ponto médio de cada subcamada e na vertical do ponto onde se deseja obter o recalque devem ser calculadas as tensões iniciais e o acréscimo de tensão com base na Teoria da Elasticidade;
- ✓ No ponto médio de cada subcamada deve ser feita a combinação das tensões iniciais, o acréscimo de tensão e as propriedades de deformação da subcamada, obtendo-se a deformação específica média da subcamada. O produto da deformação pela espessura da camada fornece a parcela de recalque da subcamada;

- ✓ O recalque total é igual à soma das parcelas de recalque das subcamadas.

Figura 08: Esquema de cálculo indireto de recalques



Fonte: VELLOSO e LOPES, 2010

6.1.3 Métodos semi-empíricos

Os métodos semi-empíricos são aqueles que utilizam correlações para determinação dos recalques. As correlações permitem uma estimativa de propriedades de deformação por meio de ensaios de laboratório ou de campo. (VELLOSO e LOPES, 2010)

6.1.3.1 Determinação do recalque utilizando o SPT

Meyerhof (1965, *apud* Budhu, 2015) sugeriu que o recalque sob uma fundação superficial seja estimado com base nos resultados do SPT utilizando as seguintes equações:

- ✓ Para B menor ou igual a 1,2 m:

$$\rho = \frac{2q_a}{N_{SPT}}$$

(16)

- ✓ Para B maior que 1,2 m:

$$\rho = \frac{2q_a}{N_{SPT}} \left(1 + \frac{1}{3,28B}\right)^{-2}$$

(17)

Nas equações de Meyerhof o recalque (ρ) é expresso em milímetros, q_a é a tensão admissível expressa em kPa e B é a largura da fundação.

6.1.3.2 Determinação do recalque a partir do ensaio de placa

De acordo com Budhu (2015), o recalque a partir de ensaios de carregamento de placa pode ser calculado utilizando a seguinte equação:

$$\rho = \rho_p \left(\frac{2}{1 + \frac{B_p}{B}} \right)^2$$

(18)

Onde ρ_p é o recalque da placa, B_p é a largura ou diâmetro da placa e B é a largura da fundação.

7. INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

A NBR 6122:2010 define interação solo-estrutura como mecanismos de análise estrutural que consideram a deformabilidade das fundações juntamente com a superestrutura.

Segundo Crespo (2004), o comportamento das edificações é influenciado pela interação entre a superestrutura, a infra-estrutura e o maciço de solo em um mecanismo chamado interação solo-estrutura, que embora seja de extrema importância, é frequentemente desconsiderado.

Para Velloso e Lopes (2010), uma análise de interação solo-fundação tem por objetivo fornecer os recalques reais da fundação, e também da estrutura (se incluída na análise) e seus esforços internos. A determinação destes esforços pode ser feita pela análise da interação ou indiretamente por meio das pressões de contato.

De acordo com a NBR 6122:2010, deve-se analisar a interação solo-estrutura (ou fundação-estrutura) em edificações nas quais a deformabilidade da fundação pode influenciar na distribuição dos esforços. A análise de estruturas sensíveis a recalques também deve ser feita considerando a interação solo-estrutura.

A interação solo-estrutura faz com que os pilares menos carregados (normalmente localizados na extremidade do pórtico) recebem um acréscimo de cargas e conseqüentemente apresentem recalque maior que o estimado convencionalmente. Nos pilares mais carregados (geralmente localizados na região central do pórtico) ocorre o inverso, ou seja, alívio de cargas e conseqüente diminuição dos recalques previstos. (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994)

7.1 Dificuldades na modelagem da interação solo-estrutura

Crespo (2004), destaca que quase sempre os projetos estruturais admitem apoios indeslocáveis e supõem terreno com rigidez infinita. O projeto de fundações é normalmente desenvolvido considerando as cargas nos apoios obtidas no projeto estrutural convencional e as propriedades do terreno desprezando-se os efeitos da rigidez da estrutura. Este processo é denominado cálculo estrutural convencional.

Segundo Crespo (2004), o desempenho da fundação pode ser bastante alterado pela interação solo-estrutura, dependendo do grau de deformação do solo e da rigidez da estrutura. Ao se considerar a interação solo-estrutura são encontradas algumas dificuldades na modelagem, sendo as principais:

- ✓ A sequência de construção; as propriedades reológicas dos materiais e o carregamento externo na superestrutura;
- ✓ A transferência de carga ao terreno e os aspectos de execução na infra-estrutura;
- ✓ A heterogeneidade vertical e horizontal; a influência do tempo nos parâmetros geotécnicos e a representatividade da prospecção e ensaios no terreno de fundação.

7.2 Pressões de contato

Segundo Velloso e Lopes (2010), pressões de contato são as pressões na interface estrutura-solo. Seguindo a Teoria da Elasticidade denominam-se pressões de contato as ações na fronteira de um corpo (tanto do elemento estrutural da fundação quanto do solo).

7.2.1 Fatores que afetam as pressões de contato

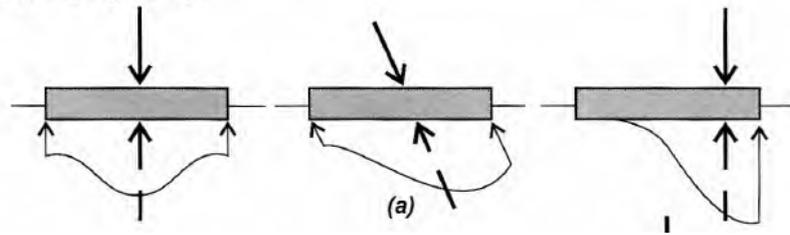
Velloso e Lopes (2010) ressaltam que as pressões de contato são um aspecto importante na análise de elementos de fundação e mostram alguns fatores que afetam as pressões de contato que serão explicados a seguir:

- ✓ Características da carga aplicada
- ✓ Rigidez relativa fundação-solo
- ✓ Propriedades do solo
- ✓ Intensidade das cargas

7.2.1.1 Características da carga aplicada

De acordo com Velloso e Lopes (2010), o fator mais importante na definição das pressões de contato são as características da carga aplicada, já que a resultante dessas pressões deve ser igual e oposta à resultante das cargas (figura 09).

Figura 09: Influência das cargas aplicadas

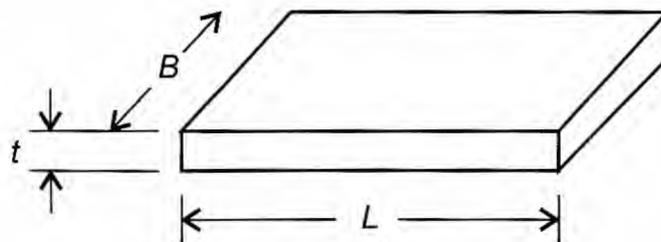


Fonte: Velloso e Lopes, 2010

7.2.1.2 Rigidez relativa fundação-solo

Para Velloso e Lopes (2010), o segundo fator mais importante é a rigidez relativa fundação-solo. Quanto mais flexível a fundação, mais as pressões de contato irão refletir no carregamento.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), existem diferentes formas de expressar a rigidez relativa, propostas por diversos autores em seus métodos de cálculo. A forma de expressa a rigidez relativa depende do tipo de fundação, se elementos unidirecionais ou bidirecionais (vigas ou placas). Para vigas o método de Hetenyi é bastante utilizado, para placas (figura 10) existem algumas propostas com maior ou menor aceitação, porém nenhuma expressão de caráter geral.

Figura 10: Esquema de fundação em *radier*

Fonte: Velloso e Lopes, 2010

Alguns exemplos de equações para placas citados por Velloso e Lopes (2010) são:

✓ Equação de Meyerhof (1953)

$$R_r = \frac{E_c I}{E B^3}$$

(19)

Onde:

E^c = Módulo de Young do material da placa

I = Momento de inércia da seção transversal da placa, por unidade de largura

E = Módulo de Young do solo

✓ Equação de Schultze (1966)

$$R_r = \frac{E_c \frac{t^3}{12}}{E L^3} \quad (20)$$

Foi observado por Velloso e Lopes (2010), que no numerador está a rigidez à flexão da placa, elemento estrutural da fundação, e o denominador é proporcional à rigidez de flexão de uma seção retangular com as dimensões da placa. Se a rigidez relativa solo-fundação for expressa como a razão entre as rijezas à flexão tomadas da seção da placa de uma seção com dimensões em planta da placa, será obtida a seguinte equação segundo a dimensão B:

$$R'_r = \frac{E_c \frac{B t^3}{12}}{E \frac{B L^3}{12}} = \frac{E_c t^3}{E L^3} \quad (21)$$

ou, tomando-se a outra direção será obtida a equação:

$$R''_r = \frac{E_c t^3}{E B^3} \quad (22)$$

Diante das equações obtidas, Velloso e Lopes (2010), concluíram que a expressão da rigidez relativa depende da direção em estudo.

7.2.1.3 Intensidade das cargas

Segundo Velloso e Lopes, pela Teoria da Elasticidade, as pressões nos bordos de uma sapata rígida são teoricamente infinitas e, mesmo para ações de serviço existe plastificação do solo nos bordos. Com o aumento da carga, as pressões nos bordos se mantêm constantes quando atingem seus limites, aumentando as pressões de contato na parte central.

7.2 Consideração da estrutura

Para Velloso e Lopes (2010), uma rigidez maior da fundação resultará em recalques mais uniformes. Quando se trata de uma fundação associada, os recalques diferenciais nos pilares são menores, tornando interessante adotar fundações combinadas e enrijecê-las.

Por outro lado, Velloso e Lopes (2010) observam que a rigidez da estrutura pode contribuir consideravelmente para a rigidez relativa do conjunto fundação + superestrutura – solo.

Segundo Velloso e Lopes (2010), a análise da interação solo-estrutura é interessante tanto para fundações combinadas quanto isoladas, pois, nesta análise serão obtidos recalques mais uniformes, cargas nos pilares diferentes das encontradas pelo projetista de estruturas com a hipótese dos apoios indeformáveis e momentos fletores de certa magnitude nas cintas e vigas dos primeiros pavimentos, quando forem consideradas as deformações axiais dos pilares. Para que a análise da interação solo-estrutura seja mais afinada deve-se considerar a influência do tempo, já que as deformações no solo e na estrutura dependem do passar do tempo.

7.3 Modelos de solo

Para Velloso e Lopes (2010), os principais modelos para representar o solo na análise de interação solo-estrutura são:

- ✓ Meio contínuo
- ✓ Hipótese de Winkler

7.3.1 Meio contínuo

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o meio contínuo pode ser elástico ou elastoplástico, havendo algumas soluções para vigas e placas pela Teoria da elasticidade para os meio elásticos e soluções numéricas, como por exemplo, o Método dos elementos Finitos, para os meio elastoplásticos.

7.3.2 Hipótese de Winkler

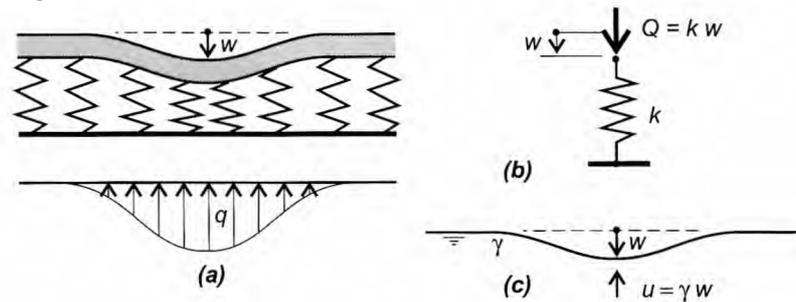
Segundo Velloso e Lopes, pela Hipótese de Winkler as pressões de contato são proporcionais ao recalque, ou seja:

$$q = k_v w \quad (23)$$

De acordo com Velloso e Lopes (2010), a constante de proporcionalidade k^v , é comumente chamada de coeficiente de reação vertical e também pode ser denominada coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola.

Velloso e Lopes (2010), explicam que este modelo é também conhecido como modelo de molas ou modelo do fluido denso, devido ao comportamento típico de molas e análogo a uma membrana sobre um fluido denso (figura 11).

Figura 11: Modelo de Winkler



Fonte: Velloso e Lopes, 2010

7.3.2.1 O coeficiente de reação vertical

Segundo Velloso e Lopes (2010), o coeficiente de reação vertical pode ser obtido por meio de ensaio de placa, tabelas de valores típicos ou correlações ou ainda através de cálculo do recalque da fundação real.

7.3.2.2 Obtenção do coeficiente de reação vertical

De acordo com Dória (2007), quando o objetivo é obter o coeficiente de reação vertical, K_v , considerando a relação pressão-recalque como linear, para métodos de análise de fundações que utilizam a hipótese de Winkler, aplica-se a seguinte equação:

$$K_v = \frac{q}{w} \quad (24)$$

Segundo Velloso e Lopes (2010), a não linearidade dessa relação pode ser considerada em métodos de cálculo sofisticados, que representam o solo através de molas não lineares. Alguns cuidados admitem a consideração da não linearidade da relação pressão-recalque, quando K_v é obtido na faixa de pressões prevista.

Ainda de acordo com Velloso e Lopes (2010), o K_v deve ser corrigido para a forma e as dimensões da fundação real antes de ser utilizado nos métodos de cálculo. Isto acontece devido ao K_v não ser uma propriedade apenas do solo, mas também da forma (I_s) e da dimensão (B) da fundação. Para meios elásticos, homogêneos e semi-infinitos tem-se:

$$K_v = \frac{E}{1 - \nu^2} \frac{1}{I_s} \frac{1}{B} \quad (25)$$

Onde:

ν = coeficiente de Poisson

E = Módulo de Young

7.3.2.2.1 Tabelas de valores padronizados para obtenção do coeficiente de reação vertical

Segundo Antoniazzi (2011), quando não existem dados precisos ou faltam ensaios realizados no solo onde será constituída a obra, é possível encontrar na literatura, tabelas com valores típicos e/ou padronizados para o coeficiente de reação vertical.

Terzaghi (1955 apud. ANTONIAZZI, 2011), sugere valores padronizados para o módulo de reação vertical para diferentes características de solo, elaborados a partir de ensaios de placa quadrada com 30 cm de lado (Tabela 24).

Tabela 24: Valores de K_v (KN.m^{-3}) de acordo com Terzaghi (1955)

Argilas	Rija	Muito rija	Dura
q_u (Mpa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	> 0,4
Faixa de valores	16.000 a 32.000	32.000 a 64.000	> 64.000
Valor proposto	24.000	48.000	96.000
Areias	Fofas	Medianamente compactas	Compactas
Faixa de valores	6.000 a 19.000	19.000 a 96.000	96.000 a 320.000
Areia acima NA	13.000	42.000	160.000
Areia submersa	8.000	26.000	96.000
q_u corresponde a resistência à compressão não drenada Os resultados foram determinados por meio de ensaio de placa, de tal modo que necessitam de correção em função da forma e dimensão da sapata			

Fonte: ANTONIAZZI, 2011

Moraes (1976, apud ANTONIAZZI, 2011, p.36) propôs uma tabela (Tabela 25), com valores de K_v , para que na falta de ensaios apropriados seja possível adotar de forma aproximada, valores para o coeficiente de reação vertical.

Tabela 25: Valores de K_v (KN.m^{-3}) de acordo com Moraes (1976)

Tipo de solo	K_v
Turfa leve - solo pantanoso	5.000 a 10.000
Turfa pesada - solo pantanoso	10.000 a 15.000
Areia fina de praia	10.000 a 15.000
Aterro de silte, de areia e cascalho	10.000 a 20.000
Argila molhada	20.000 a 30.000
Argila úmida	40.000 a 50.000
Argila seca	60.000 a 80.000
Argila seca endurecida	100.000
Silte compactado com areia e pedra	80.000 a 100.000
Silte compactado com areia e muita pedra	100.000 a 120.000
Cascalho miúdo com areia fina	80.000 a 120.000
Cascalho médio com areia fina	100.000 a 120.000
Cascalho grosso com areia grossa	120.000 a 150.000
Cascalho grosso com pouca areia	150.000 a 200.000
Cascalho grosso com pouca areia compactada	200.000 a 250.000

Fonte: ANTONIAZZI (2011, p. 37)

8. PROJETO DE FUNDAÇÕES

Segundo Velloso e Lopes (2010), na Engenharia de Fundações e na Geotecnia, o profissional lida com um material natural, pouco modificável, que precisa ser aceito e trabalhado tal como se apresenta, com suas propriedades e comportamento específicos. Desde o início da concepção de um projeto devem-se levar em conta as condições do solo do local.

A NBR 6122:2010 estabelece os requisitos a serem observados no projeto e execução de fundações de todas as estruturas da Engenharia Civil. A norma reconhece que a Engenharia de Fundações não é uma ciência exata e que riscos são inerentes a qualquer atividade que envolva fenômenos ou materiais da natureza, e estabelece critérios e procedimentos que buscam o equilíbrio entre condicionantes técnicos, econômicos e de segurança.

8.1 Ações na fundação

As obras geotécnicas são submetidas a uma variedade de cargas. O engenheiro deve saber ou prever o tipo e a magnitude das cargas que a obra deve suportar. Cada tipo de carga, ou combinação, pode gerar uma resposta diferente do sistema estrutural. (BUDHU, 2015)

A NBR 6122:2010 estabelece as ações atuantes sobre as fundações que devem ser levadas em consideração no projeto.

8.1.2 Ações provenientes da superestrutura

De acordo com a NBR 6122:2010 os esforços determinados a partir das ações e suas combinações, conforme a NBR 8681:2003 devem ser fornecidos pelo projetista de estruturas a quem cabe individualizar qual o conjunto de esforços para verificação do estado limite último e do estado limite de serviço.

Para casos em que o projeto de fundações seja desenvolvido em termos do fator de segurança global, a NBR 6122:2010 estabelece que se solicite ao projetista de estruturas o valor dos coeficientes pelos quais as solicitações de projeto devem ser divididas.

As ações devem ser apresentadas de acordo com suas naturezas previstas na NBR 8681:2003. As ações são classificadas pela NBR 8681:2003 em: ações permanentes, ações variáveis e ações excepcionais. Ações permanentes são aquelas que ocorrem de maneira constante ou com pequenas variações durante praticamente toda a vida útil da estrutura. Ações

variáveis são aquelas que apresentam variações significativas durante a vida útil da obra. As ações excepcionais possuem duração brevíssima duração e baixas probabilidades de ocorrência, porém devem ser consideradas para determinadas estruturas.

8.1.3 Ações decorrentes do terreno

É previsto pela NBR 6122:2010 que sejam considerados empuxos de terra e empuxos de sobrecargas atuantes no solo. Em caso de previsão de aterros contra a estrutura ou vizinhança os projetistas de fundação e de estruturas devem ser informados. O empuxo de terra deve ser considerado de forma compatível com a deslocabilidade da estrutura (ativo, repouso, passivo), pois quando assimétrico, o empuxo influi na estabilidade da estrutura.

8.1.4 Ações excepcionais

Em função da finalidade da obra, e quando previamente conhecidas, a NBR 6122:2010 determina que sejam consideradas as seguintes ações excepcionais no projeto de fundações:

- ✓ Alteração do estado de tensões ocasionado por obras nas proximidades;
- ✓ Tráfego de veículos pesados e equipamentos de construção;
- ✓ Carregamentos especiais de construção;
- ✓ Explosão, incêndio, colisão de veículos, enchentes, sismos.

8.2 Requisitos de um projeto de fundações

Segundo Velloso e Lopes (2010), os requisitos tradicionais básicos aos quais um projeto de fundações deve atender são:

- ✓ Deformações aceitáveis sob as condições de trabalho (verificação dos estados limites últimos de serviço);
- ✓ Segurança ao colapso do solo de fundação (verificação dos estados limites últimos);
- ✓ Segurança ao colapso dos elementos estruturais (verificação dos estados limites últimos);

8.3 Incertezas no projeto de fundação

Cada aspecto do projeto de fundação envolve incertezas e, conseqüentemente risco de colapso. É necessário entender onde as incertezas ocorrem e como reduzi-las para projetar uma fundação segura e econômica. (BUDHU, 2015)

As primeiras incertezas aparecem no processo de investigação, já que é praticamente impossível ter conhecimento total do subsolo. Os parâmetros de resistência e compressibilidade do solo também apresentam erros, independente do método utilizado para obtenção. Estes parâmetros devem ser cobertos por um fator de segurança. Os cálculos de capacidade de carga são elaborados buscando a representação mais próxima possível da realidade, porém, requerem simplificações que resultam em erros que também devem ser cobertos por uma margem de segurança. A margem de segurança deverá considerar imperfeições na execução das fundações. As imperfeições podem ser reduzidas, porém não podem ser eliminadas totalmente. (VELLOSO e LOPES, 2010)

8.3.1 Coeficientes de segurança

Segundo Velloso e Lopes (2010), se todas as incertezas ou inseguranças citadas forem incluídas em um único coeficiente de segurança, este coeficiente será denominado coeficiente de segurança global (ou fator de segurança global). No caso das incertezas serem tratadas individualmente nos cálculos, com coeficientes de ponderação, os coeficientes serão chamados coeficientes de segurança parciais (ou fatores de ponderação).

A NBR 6122:2010 estabelece que considerando todas as combinações mais desfavoráveis, o fator de segurança mínimo a ser utilizado será 1,1. A verificação de segurança pode ser feita através de coeficientes de segurança globais ou parciais, desde que obedecem aos valores da tabela 26.

Tabela 26: Fatores de segurança e coeficientes de minoração para fundações superficiais

Fundações superficiais - Fatores de segurança e coeficientes de minoração para solicitações de compressão		
Métodos para determinação da resistência última	Coefficiente de minoração da resistência última	Fator de segurança global
Semi – empíricos ^a	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 2,15	Valores propostos no próprio processo e no mínimo 3,00
Analíticos ^b	2,15	3
Semi-empíricos a ou analíticos acrescidos de duas ou mais provas de carga executadas durante o projeto	1,40	2
^a Atendendo aos domínios de validade do terreno local		
^b Sem aplicação de coeficientes de minoração aos parâmetros de resistência do terreno		

Fonte: NBR 6122:2010

8.4 Métodos de projeto

De acordo com Budhu (2015), existem dois métodos de projeto utilizados na análise das fundações: o dimensionamento pela tensão admissível e o dimensionamento pelo uso do coeficiente de carga e resistência.

8.4.1 Método da tensão admissível para atender o estado limite último

Segundo Budhu (2015), no método da tensão admissível (ASD), a resistência última é calculada e então dividida por um coeficiente de segurança global maior que um. A obtenção da carga ou tensão admissível pode ser feita pela equação:

$$Q_a = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad (26)$$

Onde Q_a é a tensão admissível, Q_{ult} a tensão última e FS o fator de segurança global. O fator de segurança utilizado deve obedecer às prescrições da NBR 6122:2010 para coeficientes de segurança e minoração da resistência última (conforme tabela 26).

A literatura apresenta diferentes tabelas com valores típicos de coeficiente de segurança, como a de Terzaghi e Peck, 1967 (tabela 27), a Vesg, 1970 (tabela 28) e a de Budhu,

2015 (tabela 29). Porém, a NBR 6122:2010 determina que sejam obedecidos os fatores de segurança e de minoração da resistência última prescritos pela mesma e já apresentada na tabela 26.

Tabela 27: Coeficientes de segurança globais mínimos

Tipo de ruptura	Obra	Fator de segurança
Cisalhamento	Obras de terra	1,3 a 1,5
	Estruturas de arrimo	1,5 a 2,0
	Fundações	2,0 a 3,0

Fonte: TERZAGHI e PECK (1967, *apud* Velloso e Lopes, 2015)

Tabela 28: Fatores de segurança mínimos para fundações

Categoria	Características	Estruturas típicas	Exploração do subsolo	
			Completa	Limitada
A	Carga máxima de projeto ocorre frequentemente; consequências de colapso desastrosas	Pontes ferroviárias, armazéns, silos, estruturas hidráulicas e de arrimo	3,0	4,0
B	Carga máxima de projeto ocorre ocasionalmente; consequências de colapso sérias	Pontes rodoviárias, edifícios industriais e públicos	2,5	3,5
C	Carga máxima de projeto ocorre raramente	Edifícios de escritórios e residenciais	2,0	3,0

Fonte: VESG (1970, *apud* Velloso e Lopes, 2010)

Tabela 29: Valores típicos do fator de segurança

Fundação/Obras de terra	Fator de segurança
Fundações - capacidade de carga	2,0 a 3,0 (normalmente 3,0)
Muros de contenção	1,5 a 2,0
Obras de terra	1,3 a 1,5
Percolação - levantamento	1,5 a 2,0
Estaqueamento	2,0 a 3,0
Taludes	1,25 a 1,75

Fonte: BUDHU, 2015

8.4.2 Método do coeficiente de carga e resistência para atender o estado limite último

Segundo Budhu (2015), no método coeficiente de carga e resistência, a teoria da confiabilidade é utilizada para avaliar as incertezas de diferentes cargas e resistências do solo. Cada tipo de carga é tratado individualmente e são aplicados os coeficientes de segurança parciais para cada uma.

De acordo com Velloso e Lopes (2010) o princípio dos coeficientes de segurança parciais é multiplicar as cargas ou ações pelos coeficientes, passando a cargas de projeto, e dividir as resistências pelos respectivos coeficientes, passando a resistências de projeto.

Quanto maior a incerteza na determinação de uma ação, carga ou parâmetro maior deve ser o seu coeficiente de segurança parcial. Aos coeficientes de segurança parciais devem ser atribuídos valores que possibilitem o dimensionamento com resultados na mesma ordem de grandeza obtida pelos meios tradicionais. (VELLOSO e LOPES, 2010)

Na tabela 30 apresentada por Budhu (2015) podem ser observados alguns coeficientes de carga sugeridos pelo IBC (2006), pelo CFEM, pelo Eurocode 7 e por Hansen (1965).

Tabela 30: Coeficientes de carga

Cargas	IBC (2006)	CFEM	Eurocode 7	Hansen (1965)
Permanente	0,9 a 1,4	0,8 a 1,25	0,9 a 1,1	1,0
Acidental	0 a 1,6	1,5	1,5	1,5
Empuxo de água	0 a 1,4	0,8 a 1,25	1,0	1,0

Fonte: BUDHU, 2015

9. FUNDAÇÕES DO TIPO *RADIER*

A NBR 6122:2010 define *radier* como uma fundação superficial que recebe todos os pilares da obra (*radier* geral) ou parte dos pilares da obra (*radier* parcial).

De acordo com Formigoni (2009), o radier é uma laje que distribui a carga total da edificação uniformemente pela área de contato. É utilizado de forma econômica quando as cargas são pequenas e a resistência do terreno é baixa, sendo uma alternativa para a não utilização de fundações profundas.

Segundo Budhu (2015) as fundações do tipo *radier* são similares às fundações corridas, porém a análise para o radier é muito mais complexa que para fundações corridas. Esta complexidade é decorrente da distribuição das tensões desconhecidas sobre a laje.

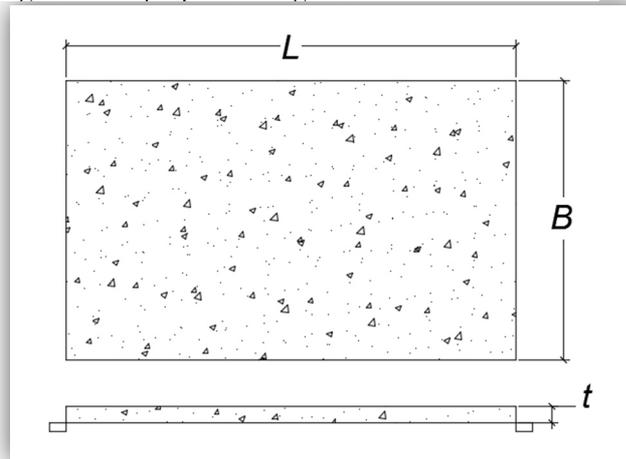
De acordo com Velloso e Lopes (2010), adota-se uma fundação tipo *radier* quando as áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interceptam ou quando se deseja uniformizar os recalques.

9.1 Tipos de *radier*

De acordo com Budhu (2015), uma fundação do tipo *radier* pode estar localizada na superfície ou enterrada no solo. São frequentemente descritas como lajes enterradas por trabalhar como lajes flutuantes. Os tipos mais comuns de lajes flutuantes são:

- ✓ Laje apoiada no greide (figura 12): uma laje de concreto apoiada sobre uma superfície acabada de solo. Utilizado para cargas leves de pilar, e serve para controlar problemas estruturais devido a recalque diferencial;

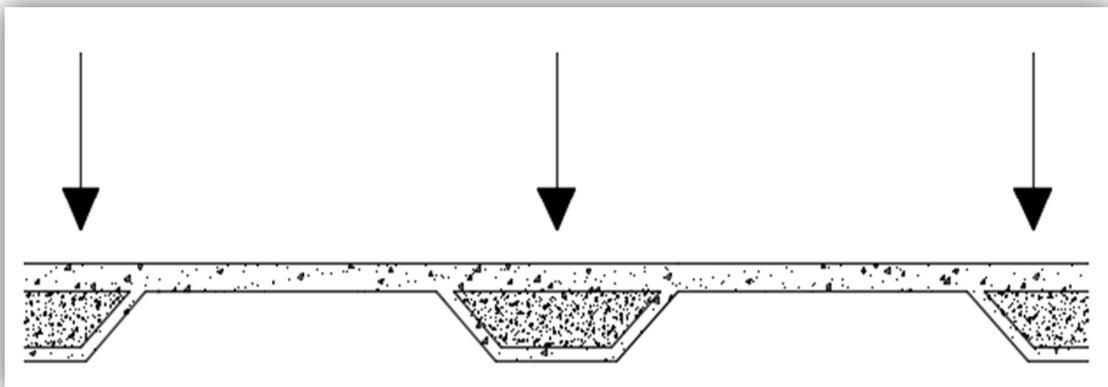
Figura 12: Laje apoiada no greide



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje espessa apoiada no greide (figura 13): uma laje de concreto apoiada sobre uma superfície acabada de solo com aumento de espessura nas regiões de pilares e paredes para melhor resistência do concreto ao cisalhamento.

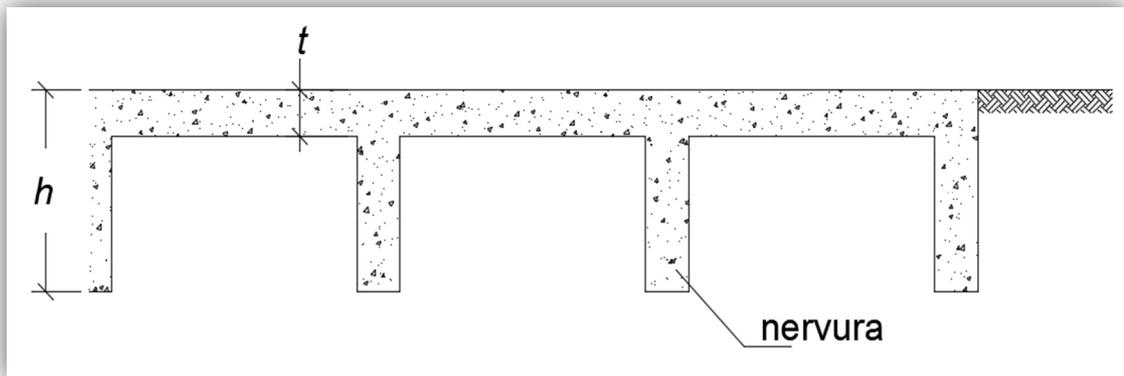
Figura 13: Laje espessa apoiada no greide



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje rígida (ou nervurada) apoiada no greide (figura 14): uma laje de concreto apoiada sobre uma superfície acabada de solo com nervuras para aumentar a rigidez da laje. Muito utilizado em solos expansivos.

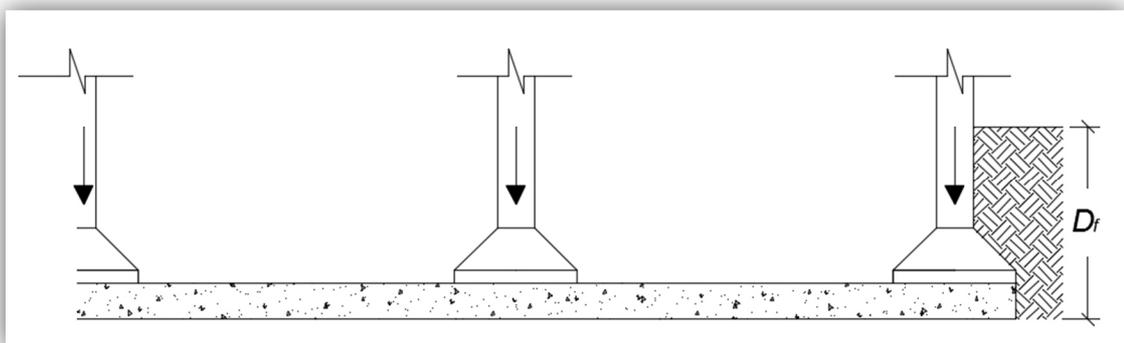
Figura 14: Laje rígida (ou nervurada) apoiada no greide



Fonte: BUDIUI, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje enterrada compensada (figura 15): uma laje de concreto apoiada sobre uma escavação a uma profundidade em que a tensão de sobrecarga removida compensa total ou parcialmente a tensão aplicada. Utilizada em edificações com múltiplos pavimentos ou quando as cargas de pilares são elevadas e um espaço profundo subterrâneo não é necessário.

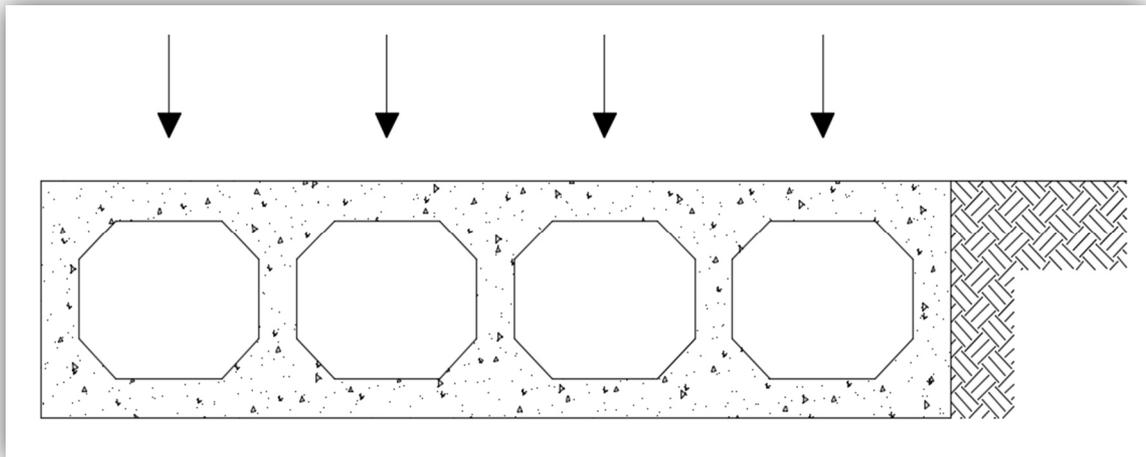
Figura 15: Laje enterrada compensada



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje enterrada celular (figura 16): estrutura de concreto em caixão apoiada em uma escavação a uma profundidade em que a tensão de sobrecarga removida compensa total ou parcialmente a tensão aplicada. Utilizadas onde há cargas muito elevadas, em espaço subterrâneo, e como barreira de água quando apoiada abaixo do nível do lençol d'água.

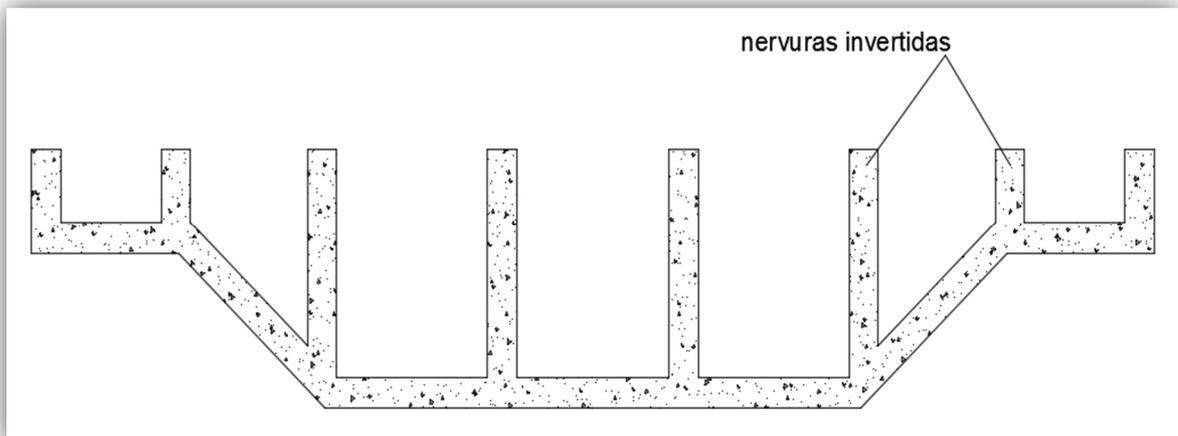
Figura 16: Laje enterrada celular



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje enterrada com nervuras invertidas (figura 17): uma laje de concreto com nervuras alinhadas aos pilares apoiada em uma escavação a uma profundidade em que a tensão de sobrecarga removida compensa total ou parcialmente a tensão aplicada. O piso da laje não é integrado com a laje enterrada. Utilizadas em estruturas levemente carregadas.

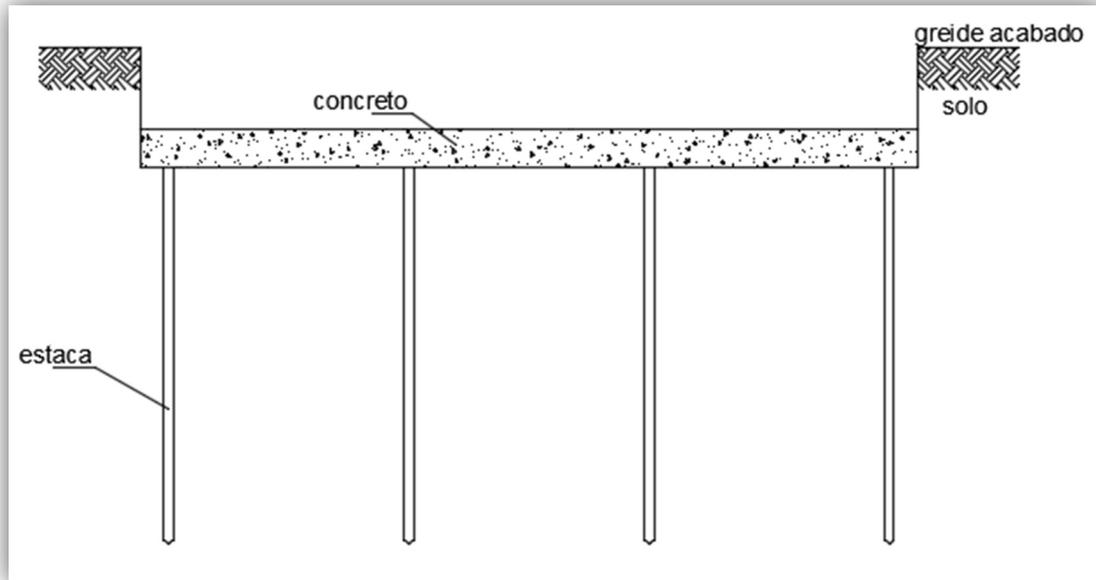
Figura 17: Laje enterrada com nervuras invertidas



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

- ✓ Laje enterrada estaqueada (figura 18): trata-se de uma combinação entre estacas e laje de concreto. O topo da laje pode estar na superfície do solo ou sobre uma escavação a uma profundidade em que a tensão de sobrecarga removida compensa total ou parcialmente a tensão aplicada. As cargas aplicadas são equilibradas através de estacas. São amplamente utilizadas em edificações com múltiplos pavimentos, como arranha-céus.

Figura 18: Laje enterrada estaquada



Fonte: BUDHU, 2015 (Adaptado)

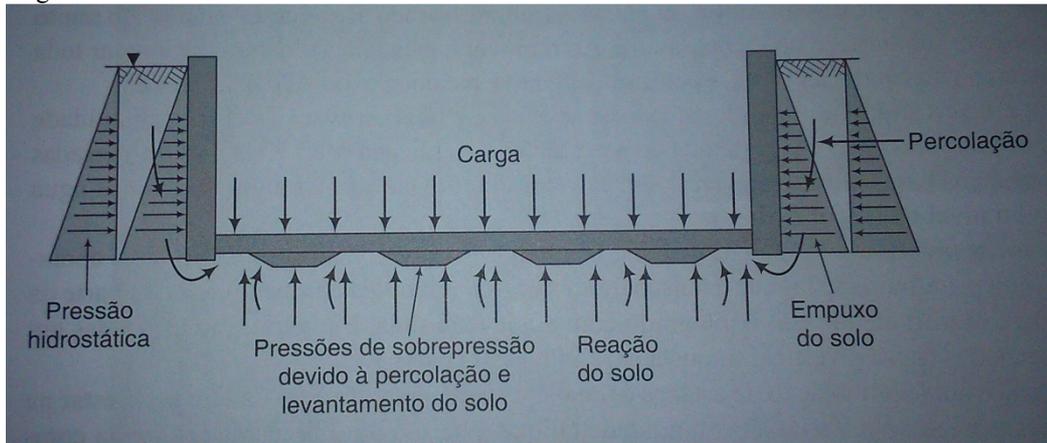
9.2 Considerações de projeto

Budhu (2015) lista os principais aspectos a serem considerados para o projeto de uma fundação do tipo *radier*:

- ✓ As cargas a serem suportadas;
- ✓ O tipo de *radier* selecionado;
- ✓ A sensibilidade da estrutura a recalques;
- ✓ Determinação da capacidade de carga (estado limite último) e recalque (estado limite de serviço);
- ✓ Estabilidade da escavação para lajes enterradas compensadas;
- ✓ Análise estrutural do radier (distribuição de tensão, esforço cortante e momentos fletores).

9.3 Tensões e pressões em uma fundação do tipo *radier*

De acordo com Budhu (2015), as pressões atuantes no *radier* (figura 19) são provenientes de pressões hidrostáticas nas paredes laterais, tensões horizontais do solo nas paredes laterais, pressões de sobrepressão na base do radier, advindas de águas subterrâneas e levantamento de solos, pressões de infiltração nas paredes laterais e na base, perda do suporte e cargas estruturais aplicadas.

Figura 19: Pressões atuantes no *radier*

Fonte: BUDHU (2015)

Vale ressaltar que nem todas estas pressões ocorrem em um mesmo *radier*. Por exemplo, se o nível d'água está a uma profundidade maior que a largura do *radier*, e é estável, não haverá ocorrência dos efeitos hidrostático e de infiltração. (BUDHU, 2015)

Para determinar a quantidade de solo que se deve remover de modo que a tensão total do solo equilibre a porcentagem de redução procurada, pode-se utilizar a equação sugerida por Budhu (2015):

$$D_f = \frac{\text{Porcentagem de compensação} \times \text{Tensão média aplicada}}{\text{Peso específico do solo}} \quad (27)$$

Onde D_f é a profundidade de escavação em metros, a porcentagem de compensação deve ser inserida no formato decimal, a tensão média aplicada deve ser inserida em kPa e o peso específico em kN/m^3 .

9.4 Capacidade de carga e recalque de fundações do tipo *radier*

Segundo Budhu (2015) a capacidade de carga de uma fundação do tipo *radier* pode ser calculada de maneira semelhante à de uma sapata corrida. É preciso saber como as tensões estão distribuídas abaixo do *radier* para prever, com margem de segurança, a ruptura por cisalhamento.

Um *radier* rígido tende a ter recalque uniforme, porém a distribuição de tensões não ocorrerá uniformemente. Um *radier* flexível tende a ter tensões uniformemente distribuídas e

recalques não uniformes. As lajes rígidas podem sofrer grandes rotações sem prejuízo da superestrutura, já as lajes flexíveis podem gerar desconforto estrutural devido a recalques diferenciais. (BUDHU, 2015)

A estimativa do recalque de um *radier* é mais complexa que a capacidade de carga, pois o recalque depende da rigidez do *radier* e da estrutura que suporta em relação ao solo, dos tipos de solo, da homogeneidade dos solos, das condições do lençol freático, do tipo de *radier* adotado e dos métodos construtivos. (BUDHU, 2015)

Ainda de acordo com Budhu (2015), o recalque tolerável é, em geral, da ordem de 25 mm a 50 mm. O deslocamento relativo tolerável é 1/150 a 1/360 para *radiers* flexíveis, 1/360 a 1/600 para *radiers* semirrígidos e 1/600 a 1/1000 para *radiers* rígidos.

9.5 Radier sobre molas – viga apoiada em base elástica

De acordo com Velloso e Lopes (2010), um *radier* pode ser calculado como um sistema de vigas sobre base elástica, separando-se o *radier* em sistemas de faixas. Cada faixa é tratada como uma viga sobre base elástica.

O apoio elástico (solo) exerce sobre a viga uma reação de apoio proporcional ao deslocamento vertical sofrido pela seção igual a K_y , sendo K a constante de mola do meio elástico que funciona com apoio. A hipótese de que a reação contínua da base é proporcional ao afundamento é uma aproximação aceitável para muitos casos na prática. (FARIA, 2015)

Segundo Faria (2015), pela curva elástica da viga, tem-se a equação diferencial:

$$E \cdot I_z \cdot \frac{d^4 y}{dx^4} = q \quad (28)$$

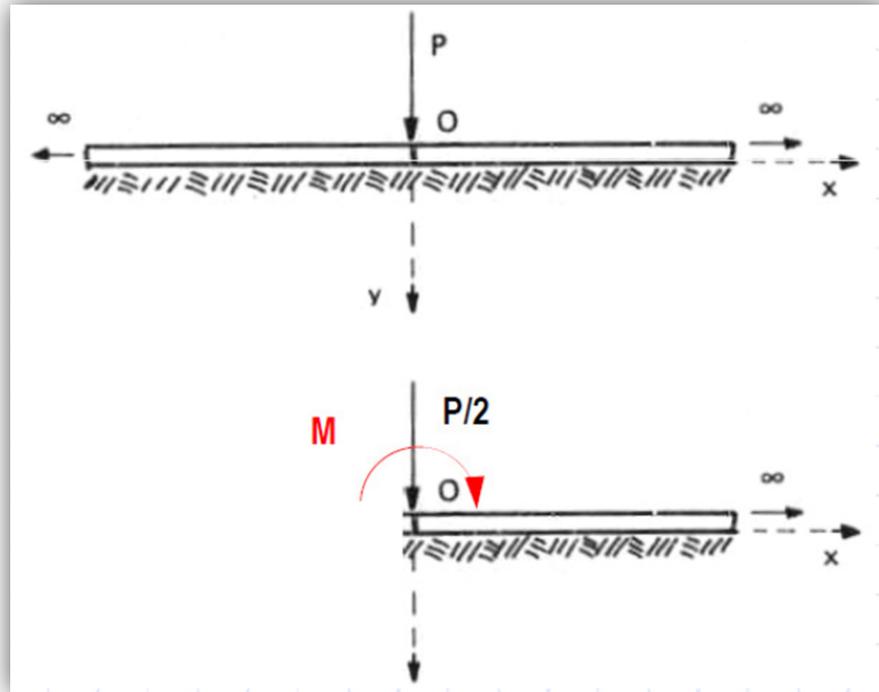
onde q representa a intensidade na carga atuante na viga. Para esta equação pode-se admitir uma solução numérica através da seguinte função senoidal:

$$y = e^{\beta \cdot x} \cdot (A \cdot \cos \beta \cdot x + \text{sen } \beta \cdot x) + e^{-\beta \cdot x} \cdot (C \cdot \cos \beta \cdot x + D \cdot \text{sen } \beta \cdot x) \quad (29)$$

Nos casos particulares, as constantes arbitrárias A, B, C e D devem ser estabelecidas por meio de condições de certos pontos.

Faria, 2015 supõe como exemplo uma única carga concentrada atuando em uma viga infinitamente longa (figura 20). Devido à simetria, trabalha-se apenas com metade da viga, pois um lado equilibrará o outro.

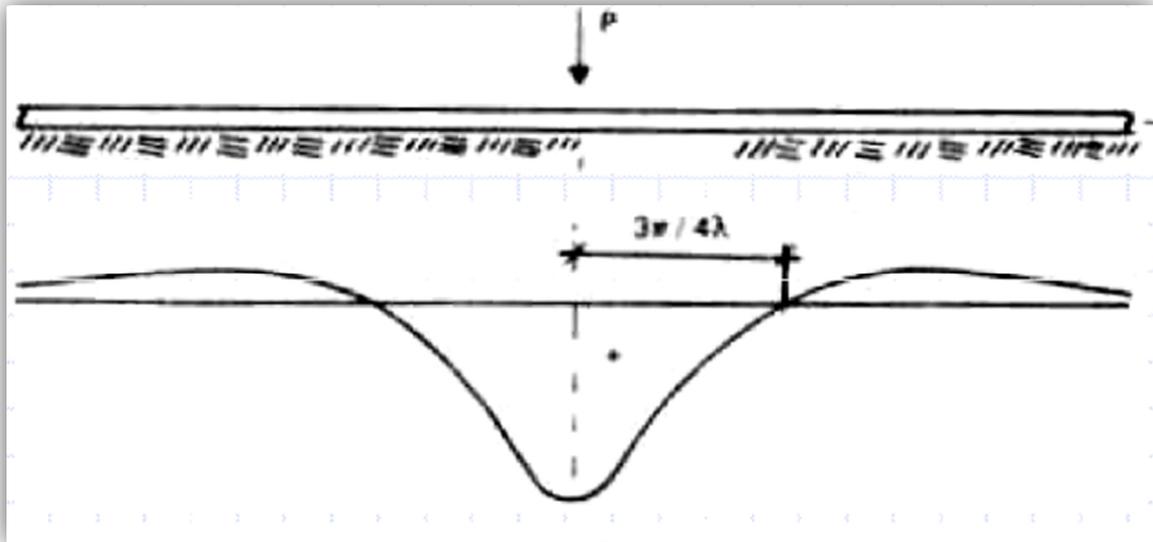
Figura 20: Representação da viga infinitamente longa com carga concentrada



Fonte: FARIA, 2015

No ponto de aplicação da carga, na viga apoiada sobre o solo ocorre um pico de momento e à medida que se afasta do ponto de aplicação da carga o momento vai se dissipando até tender a zero (figura 21). (FARIA, 2015)

Figura 21: Representação do diagrama de momento fletor típico para vigas infinitas com carga concentrada



Fonte: FARIA, 2015

O problema da discretização deste modelo é limitação de casos particulares. Os casos particulares são desenvolvidos para utilização da simetria e para que se torne mais simples encontrar as condições de contorno. Porém a realidade da engenharia não condiz, pois na prática os carregamentos são variáveis. (FARIA, 2015)

Em um estudo desenvolvido por Faria (2015), as equações foram remontadas através de planilha EXCEL (Tabela 31), com x variando a cada 10 cm até uma distância de 7 metros, onde houve dissipação dos esforços. Para desenvolvimento deste estudo foi considerada constante de mola de 40.000 KN/m², módulo de elasticidade de 20.000.000 KN/m², momento de inércia de 0,0005 m⁴ e carga concentrada de 50 KN.

Tabela 31: Tabela para determinação do deslocamento, curvatura, momento fletor, e esforço cortante em viga apoiada em base elástica

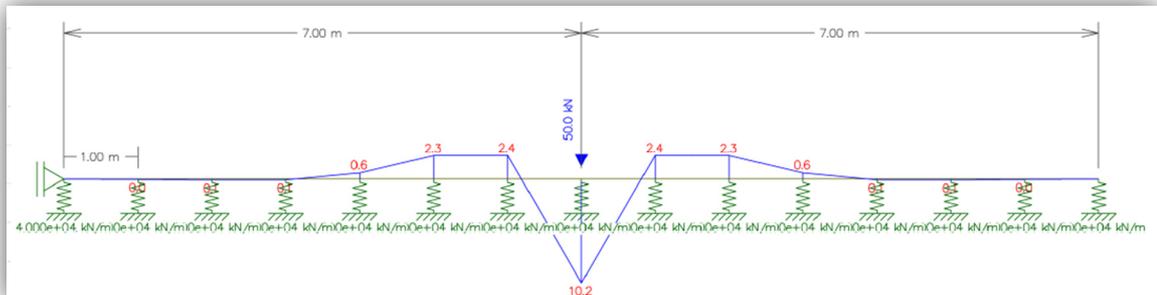
x (m)	$\beta \cdot x$	ϕ	ψ	θ	ξ	y (cm)	dy/dx (rad)	M.F. (kN.m)	Esf.Cort. (kN)
0,0	0,0	1,000000	1,000000	1,000000	0,000000	-0,06250	0,00000	-12,50000	-25,00000
0,1	0,1	0,9906500	0,8099840	0,9003170	0,0903330	-0,06192	-0,00011	-10,12480	-22,50792
0,2	0,2	0,9650673	0,6397540	0,8024106	0,1626567	-0,06032	-0,00020	-7,99692	-20,06027
0,3	0,3	0,9266574	0,4888039	0,7077307	0,2189268	-0,05792	-0,00027	-6,11005	-17,69327
0,4	0,4	0,8784406	0,3563707	0,6174056	0,2610349	-0,05490	-0,00033	-4,45463	-15,43514
0,5	0,5	0,8230670	0,2414944	0,5322807	0,2907863	-0,05144	-0,00036	-3,01868	-13,30702
0,6	0,6	0,7628361	0,1430714	0,4529538	0,3098824	-0,04768	-0,00039	-1,78839	-11,32384
0,7	0,7	0,6997184	0,0599004	0,3798094	0,3199090	-0,04373	-0,00040	-0,74875	-9,49523
0,8	0,8	0,6353794	-0,0092784	0,3130505	0,3223289	-0,03971	-0,00040	0,11598	-7,82626
0,9	0,9	0,5712047	-0,0657492	0,2527278	0,3184770	-0,03570	-0,00040	0,82187	-6,31819
1,0	1,0	0,5083260	-0,1107938	0,1987661	0,3095599	-0,03177	-0,00039	1,38492	-4,96915
1,1	1,1	0,4476462	-0,1456681	0,1509890	0,2966572	-0,02798	-0,00037	1,82085	-3,77473
1,2	1,2	0,3898648	-0,1715847	0,1091401	0,2807248	-0,02437	-0,00035	2,14481	-2,72850
1,3	1,3	0,3355022	-0,1896983	0,0729019	0,2626002	-0,02097	-0,00033	2,37123	-1,82255
1,4	1,4	0,2849223	-0,2010955	0,0419134	0,2430089	-0,01781	-0,00030	2,51369	-1,04783
1,5	1,5	0,2383548	-0,2067876	0,0157836	0,2225712	-0,01490	-0,00028	2,58485	-0,39459
1,6	1,6	0,1959151	-0,2077057	-0,0058953	0,2018104	-0,01224	-0,00025	2,59632	0,14738
1,7	1,7	0,1576231	-0,2046986	-0,0235378	0,1811608	-0,00985	-0,00023	2,55873	0,58844
1,8	1,8	0,1234197	-0,1985322	-0,0375563	0,1609759	-0,00771	-0,00020	2,48165	0,93891
1,9	1,9	0,0931828	-0,1898908	-0,0483540	0,1415368	-0,00582	-0,00018	2,37363	1,20885
2,0	2,0	0,0667407	-0,1793794	-0,0563193	0,1230600	-0,00417	-0,00015	2,24224	1,40798
2,1	2,1	0,0438839	-0,1675272	-0,0618217	0,1057055	-0,00274	-0,00013	2,09409	1,54554
2,2	2,2	0,0243762	-0,1547917	-0,0652078	0,0895840	-0,00152	-0,00011	1,93490	1,63019
2,3	2,3	0,0079635	-0,1415636	-0,0668001	0,0747635	-0,00050	-0,00009	1,76955	1,67000
2,4	2,4	-0,0056182	-0,1281715	-0,0668948	0,0612766	0,00035	-0,00008	1,60214	1,67237
2,5	2,5	-0,0166363	-0,1148875	-0,0657619	0,0491256	0,00104	-0,00006	1,43609	1,64405
2,6	2,6	-0,0253561	-0,1019323	-0,0636442	0,0382881	0,00158	-0,00005	1,27415	1,59110
2,7	2,7	-0,0320363	-0,0894809	-0,0607586	0,0287223	0,00200	-0,00004	1,11851	1,51897
2,8	2,8	-0,0369259	-0,0776672	-0,0572966	0,0203707	0,00231	-0,00003	0,97084	1,43241
2,9	2,9	-0,0402610	-0,0665895	-0,0534252	0,0131643	0,00252	-0,00002	0,83237	1,33563
3,0	3,0	-0,0422629	-0,0563148	-0,0492888	0,0070260	0,00264	-0,00001	0,70393	1,23222
3,1	3,1	-0,0431371	-0,0468834	-0,0450102	0,0018732	0,00270	0,00000	0,58604	1,12526
3,2	3,2	-0,0430722	-0,0383132	-0,0406927	-0,0023795	0,00269	0,00000	0,47892	1,01732
3,3	3,3	-0,0422395	-0,0306032	-0,0364214	-0,0058182	0,00264	0,00001	0,38254	0,91053
3,4	3,4	-0,0407935	-0,0237370	-0,0322652	-0,0085282	0,00255	0,00001	0,29671	0,80663
3,5	3,5	-0,0388713	-0,0176858	-0,0282785	-0,0105927	0,00243	0,00001	0,22107	0,70696
3,6	3,6	-0,0365941	-0,0124115	-0,0245028	-0,0120913	0,00229	0,00002	0,15514	0,61257
3,7	3,7	-0,0340674	-0,0078686	-0,0209680	-0,0130994	0,00213	0,00002	0,09836	0,52420
3,8	3,8	-0,0313823	-0,0040068	-0,0176946	-0,0136877	0,00196	0,00002	0,05009	0,44236
3,9	3,9	-0,0286160	-0,0007726	-0,0146943	-0,0139217	0,00179	0,00002	0,00966	0,36736
4,0	4,0	-0,0258332	0,0018894	-0,0119719	-0,0138613	0,00161	0,00002	-0,02362	0,29930
4,1	4,1	-0,0230874	0,0040347	-0,0095264	-0,0135610	0,00144	0,00002	-0,05043	0,23816
4,2	4,2	-0,0204215	0,0057180	-0,0073517	-0,0130698	0,00128	0,00002	-0,07148	0,18379
4,3	4,3	-0,0178693	0,0069928	-0,0054383	-0,0124311	0,00112	0,00002	-0,08741	0,13596
4,4	4,4	-0,0154564	0,0079099	-0,0037732	-0,0116831	0,00097	0,00001	-0,09887	0,09433
4,5	4,5	-0,0132011	0,0085176	-0,0023417	-0,0108594	0,00083	0,00001	-0,10647	0,05854
4,6	4,6	-0,0111158	0,0088611	-0,0011273	-0,0099884	0,00069	0,00001	-0,11076	0,02818
4,7	4,7	-0,0092073	0,0089819	-0,0001127	-0,0090946	0,00058	0,00001	-0,11227	0,00282
4,8	4,8	-0,0074781	0,0089183	0,0007201	-0,0081982	0,00047	0,00001	-0,11148	-0,01800
4,9	4,9	-0,0059270	0,0087048	0,0013889	-0,0073159	0,00037	0,00001	-0,10881	-0,03472
5,0	5,0	-0,0045499	0,0083725	0,0019113	-0,0064612	0,00028	0,00001	-0,10466	-0,04778
5,1	5,1	-0,0033400	0,0079489	0,0023044	-0,0056445	0,00021	0,00001	-0,09936	-0,05761
5,2	5,2	-0,0022890	0,0074582	0,0025846	-0,0048736	0,00014	0,00001	-0,09323	-0,06462
5,3	5,3	-0,0013871	0,0069216	0,0027672	-0,0041543	0,00009	0,00001	-0,08652	-0,06918
5,4	5,4	-0,0006236	0,0063569	0,0028666	-0,0034903	0,00004	0,00000	-0,07946	-0,07167
5,5	5,5	0,0000128	0,0057796	0,0028962	-0,0028834	0,00000	0,00000	-0,07224	-0,07240
5,6	5,6	0,0005336	0,0052023	0,0028679	-0,0023343	-0,00003	0,00000	-0,06503	-0,07170
5,7	5,7	0,0009503	0,0046355	0,0027929	-0,0018426	-0,00006	0,00000	-0,05794	-0,06982
5,8	5,8	0,0012744	0,0040876	0,0026810	-0,0014066	-0,00008	0,00000	-0,05109	-0,06702
5,9	5,9	0,0015166	0,0035650	0,0025408	-0,0010242	-0,00009	0,00000	-0,04456	-0,06352
6,0	6,0	0,0016874	0,0030726	0,0023800	-0,0006926	-0,00011	0,00000	-0,03841	-0,05950
6,1	6,1	0,0017968	0,0026139	0,0022053	-0,0004086	-0,00011	0,00000	-0,03267	-0,05513
6,2	6,2	0,0018538	0,0021910	0,0020224	-0,0001686	-0,00012	0,00000	-0,02739	-0,05056
6,3	6,3	0,0018669	0,0018052	0,0018360	0,0000309	-0,00012	0,00000	-0,02256	-0,04590
6,4	6,4	0,0018439	0,0014566	0,0016502	0,00001937	-0,00012	0,00000	-0,01821	-0,04126
6,5	6,5	0,0017917	0,0011448	0,0014682	0,0003234	-0,00011	0,00000	-0,01431	-0,03671
6,6	6,6	0,0017165	0,0008689	0,0012927	0,0004238	-0,00011	0,00000	-0,01086	-0,03232
6,7	6,7	0,0016239	0,0006272	0,0011255	0,0004983	-0,00010	0,00000	-0,00784	-0,02814
6,8	6,8	0,0015186	0,0004180	0,0009683	0,0005503	-0,00009	0,00000	-0,00522	-0,02421
6,9	6,9	0,0014050	0,0002391	0,0008221	0,0005829	-0,00009	0,00000	-0,00299	-0,02055
7,0	7,0	0,0012866	0,0000884	0,0006875	0,0005991	-0,00008	0,00000	-0,00110	-0,01719

Fonte: FARIA, 2015

Utilizando o software FTOOL (Two Dimensional Frame Analysis Tool) para modelagem da carga concentrada atuando na viga infinitamente longa, Faria (2015) efetuou testes de modelagem com diferentes posicionamentos de molas equidistantes com o objetivo de

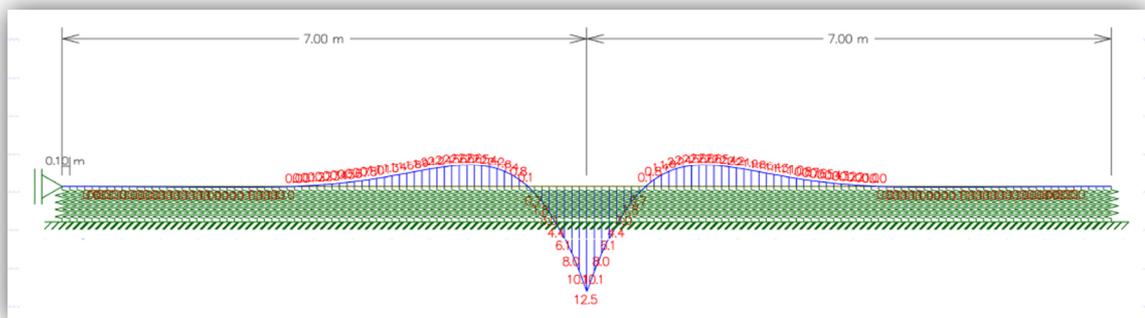
obter o momento teórico com a utilização do programa e concluiu que a utilização de uma mola a cada 10 cm resultava no momento teórico (figuras 22 e 23).

Figura 22: Modelagem com molas a cada metro



Fonte: FARIA, 2015

Figura 23: Modelagem com molas a cada 10 centímetros



Fonte: FARIA, 2015

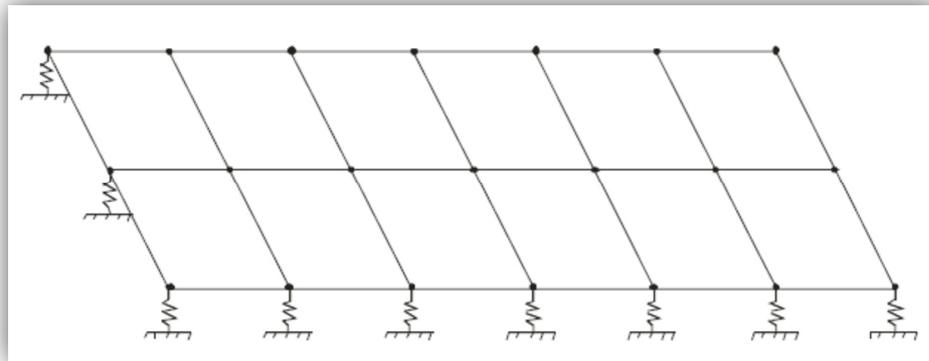
Admitindo que a modelagem seja verdadeira a representação partir do posicionamento de molas a cada 10 centímetros, pode-se elaborar qualquer modelo no FTOLL e o resultado obtido será semelhante ao resultado teórico. (FARIA, 2015)

9.6 Grelha equivalente

Segundo Stramandinoli (2003), a analogia de grelha é um método muito utilizado para o cálculo de lajes, principalmente por sua facilidade de compreensão e aplicação, além de apresentar resultados satisfatórios.

O método consiste em substituir o *radier* por uma grelha equivalente, composta por barras, onde cada elemento representa uma faixa determinada da laje conforme a abertura especificada para a malha (figura 24). (DÒRIA, 2007)

Figura 24: Representação de grelha sobre base elástica



Fonte: Dória, 2007

Segundo Dória (2007), na grelha não existe princípio matemático ou físico que faça com que os momentos torçores sejam automaticamente iguais nas direções ortogonais em um nó. O momento fletor em qualquer barra da grelha só é proporcional à sua curvatura. Em um elemento de laje o momento em qualquer direção depende da curvatura na direção em questão e na direção ortogonal.

Ainda de acordo com Dória, a vinculação das barras permite a interação de forças ortogonais ao plano da grelha e de dois momentos em torno dos eixos pertencentes a esse plano por nó da barra.

Hambly (1976, apud Dória, 2007) afirma que os *radiers* possuem geometrias diversificadas, bem como formas diferentes de carregamento, não sendo possível definir uma malha ideal.

Dória recomenda alguns critérios a serem considerados na discretização da malha da grelha para obtenção dos esforços no *radier*:

- ✓ Quanto mais discretizada a malha, melhores os resultados obtidos, porém, os resultados deixam de ser satisfatórios quando a largura das barras é menor que duas ou três vezes a espessura do *radier*;
- ✓ Quando há grande concentração de esforços, recomenda-se a utilização de malha onde a largura das barras não seja maior que três ou quatro vezes a espessura do *radier*;
- ✓ Os espaçamentos das barras em cada direção da grelha não devem ser muito diferentes para que haja distribuição uniforme do carregamento;
- ✓ Deve-se colocar uma linha de barras no contorno do *radier*, por se tratar do ponto onde passa a resultante das tensões de cisalhamento devidas à torção.

Pode-se representar o carregamento proveniente de pilares, alvenaria estrutural, peso próprio e cargas acidentais de diversas formas, através de carregamentos distribuídos ou concentrados. (DÒRIA, 2007)

9.7 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos consiste no emprego de funções aproximadas para representar o campo de deslocamentos em cada elemento. Permite a análise de placas com geometrias mais complicadas e variação no plano horizontal. Faixas de *radier* podem ser substituídas por elementos retilíneos unidimensionais, o que leva a um modelo de grelha. (DÒRIA, 2007).

De acordo com Velloso, Santa Maria e Lopes (1998), o Método dos Elementos Finitos pode ser descrito como uma técnica para se resolver de forma aproximada um problema conduzido por equações diferenciais através de um sistema de equações algébricas que relacionam a variável procurada em um número finito de pontos.

Os métodos numéricos como o Método dos Elementos Finitos, apresentarão solução tão mais próxima da exata quanto mais refinada for a rede ou malha. Porém, vale ressaltar que o aumento no número de pontos aumenta também o trabalho computacional. (VELLOSO, SANTA MARIA e LOPES, 1998)

10. MATERIAL E MÉTODO

10.1 Tipo de pesquisa

A pesquisa realizada para este trabalho é do tipo bibliográfica, com ampla investigação dos temas abordados. Trata-se de um estudo sistematizado desenvolvido com base em livros, dissertações, artigos científicos, notas de aula além da bagagem de conhecimento acumulado.

10.2 Estudo de caso

Para atingir o objetivo principal do trabalho, que é analisar o comportamento de *radier* sobre base elástica submetido a diferentes solicitações verticais foram dimensionadas duas edificações com portes diferentes: edificação residencial unifamiliar e edificação residencial multifamiliar.

A edificação residencial unifamiliar possui 119,40 m² (Apêndice A), as cargas atuantes no *radier* serão distribuídas, oriundas das paredes da edificação e das reações das lajes, tendo em vista que se trata de uma edificação em alvenaria estrutural.

Na edificação plurifamiliar (Apêndice B), as cargas serão predominantemente pontuais, provenientes dos pilares da edificação. O edifício multifamiliar é composto por 4 (quatro) pavimentos, sendo uma garagem e três pavimentos tipo contendo dois apartamentos por pavimento, e cada pavimento com área de 261,28 m².

As dimensões das fundações tipo *radier* para a edificação plurifamiliar e unifamiliar serão respectivamente 11,60 m X 26,60m e 10,10 m X 12,60 m.

Em princípio foi realizada uma pesquisa para desenvolvimento do conhecimento necessário à sistematização da análise, e para entendimento dos parâmetros necessários a serem utilizados no projeto.

Dentre os parâmetros de solo já citados foram selecionados os métodos a serem adotados no projeto (Tabela 32). A escolha dos parâmetros levou em consideração a praticidade de cálculo, maior segurança, variabilidade de resultados e aceitação normativa.

Tabela 32: Métodos utilizados para determinação dos parâmetros de solo

Parâmetro	Método
Módulo de Elasticidade	Bowles
Coefficiente de Poisson	Bowles
Ângulo de atrito	Budhu
Peso específico	Godoy
Coessão	Bowles
Coefficiente de reação vertical	Moraes
Tensão admissível	Joppert Junior

Fonte: O autor

Foi feita a modelagem de ambas as edificações nos programas FTOOL, CypeCad e GRELHA considerando os três solos diferentes.

São apresentados procedimentos de análise automatizada por meio do Método dos Elementos Finitos, modelando-se a geometria, o carregamento e os parâmetros elásticos do solo com a utilização do software CypeCad.

Também são apresentados procedimentos de análise estrutural automatizada de *radier* em concreto armado empregando-se o modelo de analogia de grelha sobre base elástica. São modelados a geometria, aplicação de carregamentos, parâmetros elásticos do solo e a discretização da grelha empregando o software GRELHA.

O software FTOOL trabalha com análises unidirecionais. Neste caso são definidas faixas para análise dos carregamentos.

Visando estabelecer a análise comparativa foram selecionados três solos diferentes para serem estudados, tendo como embasamento o ensaio SPT realizado nestes solos. (Anexos A, B e C).

10.3 Descrição dos solos

O solo 1 é composto por uma camada de argila areno pouco siltosa mole com veios de pedregulho miúdo até a profundidade de 7,90 metros. Uma segunda camada composta por silte areno pouco argiloso variando de rijo a duro também com veios de pedregulho miúdo desde a profundidade de 7,90 metros até 14,20 metros. A última camada apresentada no ensaio SPT do solo 1 é composta por silte areno pouco argiloso duro, da profundidade de 14,20 metros até 17,45 metros onde se encerrou o ensaio. Foi encontrado nível d'água à profundidade de 15 metros.

O solo 2 é composto por uma camada de argila silto-arenosa média no primeiro metro de profundidade. Do segundo ao quarto metro há silte argilo-arenoso variando entre médio e rijo. A partir de 5 metros de profundidade encontra-se silte areno argiloso variando entre medianamente compacto e muito compacto. O ensaio SPT atingiu 8,45 metros de profundidade e não foi encontrado nível d'água.

O solo 3 é caracterizado por uma camada de aterro com argila silto-arenosa vermelha variando entre rija e dura até a profundidade de 4 metros. A camada seguinte vai de 5 metros a 7 metros de profundidade e é composta por argila silto-arenosa média. A terceira camada é composta por silte areno-argiloso variando entre medianamente compacto e muito compacto. Esta camada vai da profundidade de 8 metros até 14,45 metros, onde termina o ensaio. Não foi encontrado nível d'água.

10.3 Definição dos parâmetros de solo

Para definição dos parâmetros de solo foi determinado o N_{SPT} médio dos três tipos de solo apresentados, conforme a tabela 33.

No solo 1 foi considerada cota de assentamento do *radier* a 5 metros de profundidade, devido à consistência mole da argila nos quatro primeiros metros. Para os solos 2 e 3 foi considerado assentamento na cota zero.

O ensaio para o solo 1 apresentou grandes variações nos resultados do ensaio SPT. Por este motivo, para o cálculo do N_{SPT} médio foram considerados os valores de N_{SPT} obtidos entre 5 metros (cota de assentamento do *radier*) e 9 metros. Vale ressaltar que os valores de N_{SPT} abaixo de 9 metros são relativamente maiores que os demais e foram desconsiderados em favor da segurança.

O ensaio para o solo 2 atingiu apenas 8,45 metros de profundidade. Foi calculado o N_{SPT} médio com os valores obtidos em até 5 metros de profundidade. Os resultados dos três últimos metros se apresentaram consideravelmente acima dos demais, por isto foram desconsiderados.

Para o cálculo do N_{SPT} médio do solo 3 foram considerados os resultados obtido para até 12 metros de profundidade. Este solo apresenta valores de N_{SPT} que decrescem até uma certa profundidade e depois voltam a crescer. Por esta razão foram excluídos da média somente os dois últimos resultados, que se apresentaram muito acima dos demais.

Tabela 33: Resultados obtidos para N_{SPT} médio

Solo	N_{SPT}
1	10
2	11
3	13

Fonte: O autor

10.3.1 Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade foi calculado com base no método de Bowles (1996), que propõe valores típicos para diversos tipos de solo (Tabela 34).

Tabela 34: Módulos de elasticidade utilizados em projeto

Solo	Módulo de Elasticidade (MPa)
1	15
2	11
3	25

Fonte: O autor

10.3.2 Coeficiente de Poisson

O coeficiente de Poisson foi definido através dos valores típicos apresentados por Bowles (1996), conforme tabela 35.

Tabela 35: Coeficientes de Poisson utilizados em projeto

Solo	Coeficiente de Poisson
1	0,38
2	0,38
3	0,25

Fonte: O autor

10.3.3 Ângulo de atrito

O ângulo de atrito foi determinado com base nas faixas de valores propostos por Budhu (2015), de acordo com a tabela 36.

Tabela 36: Ângulos de atrito utilizados em projeto

Solo	Ângulo de Atrito
1	24
2	28
3	22

Fonte: O autor

10.3.4 Peso específico

A determinação dos pesos específicos foi baseada nos valores apresentados por Godoy (1972), conforme a tabela 37.

Tabela 37: Valores de peso específico utilizados em projeto

Solo	Peso Específico (kN/m³)
1	17
2	18
3	17

Fonte: O autor

10.3.5 Coesão

A coesão foi estabelecida segundo os valores típicos proposta por Bowles (1996), de acordo com a tabela 38.

Tabela 38: Valores para coesão utilizados em projeto

Solo	Coesão (kN/m²)
1	25
2	30
3	50

Fonte: O autor

10.3.6 Tensão admissível

A tensão admissível foi determinada com base na equação apresentada por Joppert Junior (2007), pela qual foram obtidos os resultados apresentados na tabela 39.

Tabela 39: Valores obtidos para tensão admissível

Solo	Tensão admissível (MPa)
1	0,20
2	0,22
3	0,26

Fonte: O autor

10.3.7 Coeficiente de reação vertical

Com base na tabela proposta por Moraes (1976), foram obtidos os coeficientes de reação vertical para os três tipos de solo, conforme a tabela 40.

Tabela 40: Valores obtidos para o coeficiente de reação vertical

Solo	Coeficiente de reação vertical (kN/m^{-3})
1	60.000
2	80.000
3	70.000

Fonte: O autor

10.3.8 Considerações sobre os parâmetros de solo determinados

Após avaliação individualizada dos parâmetros de cada um dos três tipos de solo em estudo, tem-se o resumo dos resultados apresentado na tabela 41.

Tabela 41: Resumos dos parâmetros de solo definidos

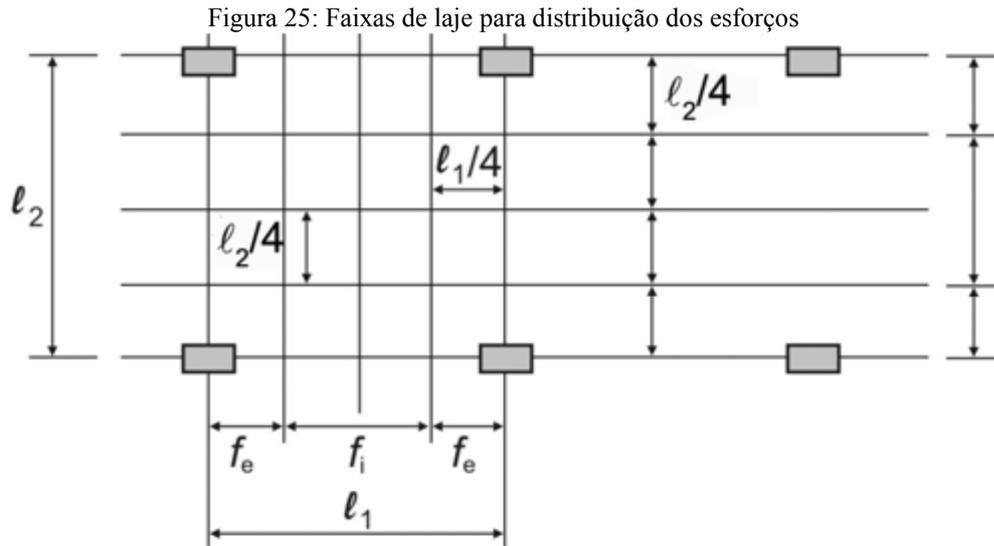
Solo	$N_{SPT_{médio}}$	Módulo de Elasticidade (MPa)	Coeficiente de Poisson	Ângulo de atrito (°)	Peso específico (kN/m^3)	Coesão (kN/m^2)	Tensão admissível (MPa)	Coeficiente de reação vertical (kN/m^{-3})
1	10	15	0,38	24	17	25	0,20	60.000
2	11	11	0,38	28	18	30	0,22	80.000
3	13	25	0,25	22	17	50	0,26	70.000

Fonte: O autor

10.4 Edificação plurifamiliar

A edificação plurifamiliar, dimensionada em concreto armado apresenta cargas concentradas atuando no *radier* provenientes dos pilares da edificação, conforme a planta de cargas apresentada no apêndice C. Para se obter as cargas apresentadas no apêndice a superestrutura foi lançada no CYPECAD e gerada a planta de cargas por meio do programa.

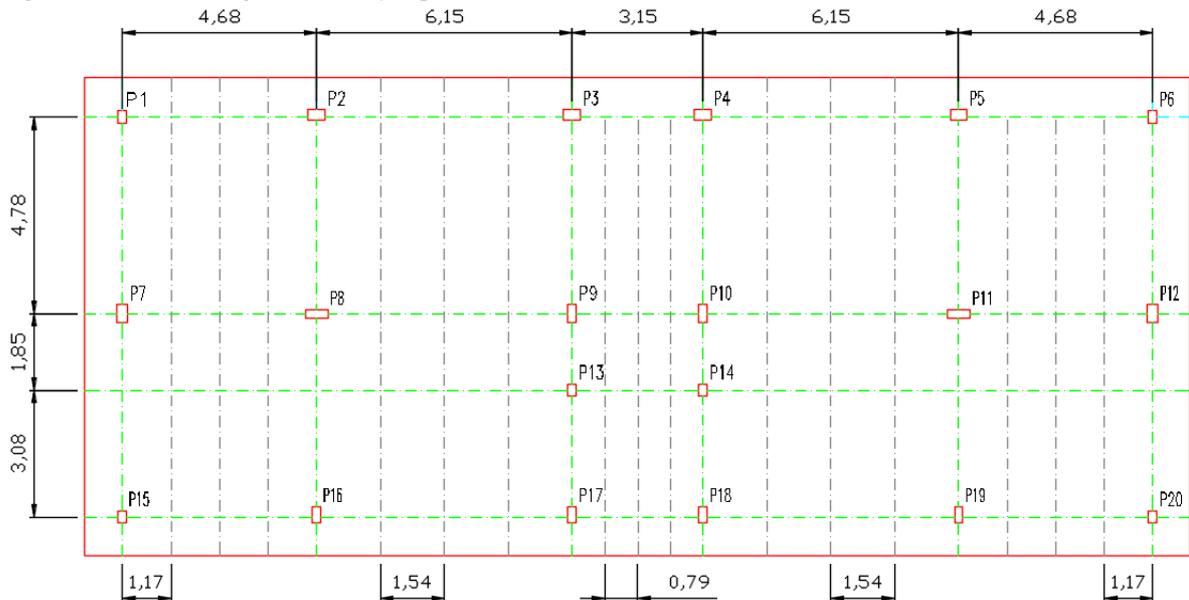
Para verificação dos esforços, foi realizado o processo elástico aproximado conforme indicação da NBR 6118:2014. Cada distância de eixo a eixo entre pilares é dividida em quatro faixas iguais (figura 25).



Fonte: NBR 6118:2014

Foi realizada esta divisão na edificação plurifamiliar (figura 26), estudando-se as faixas onde se localizam os pilares para verificação dos esforços no CYPECAD e no FTOOL.

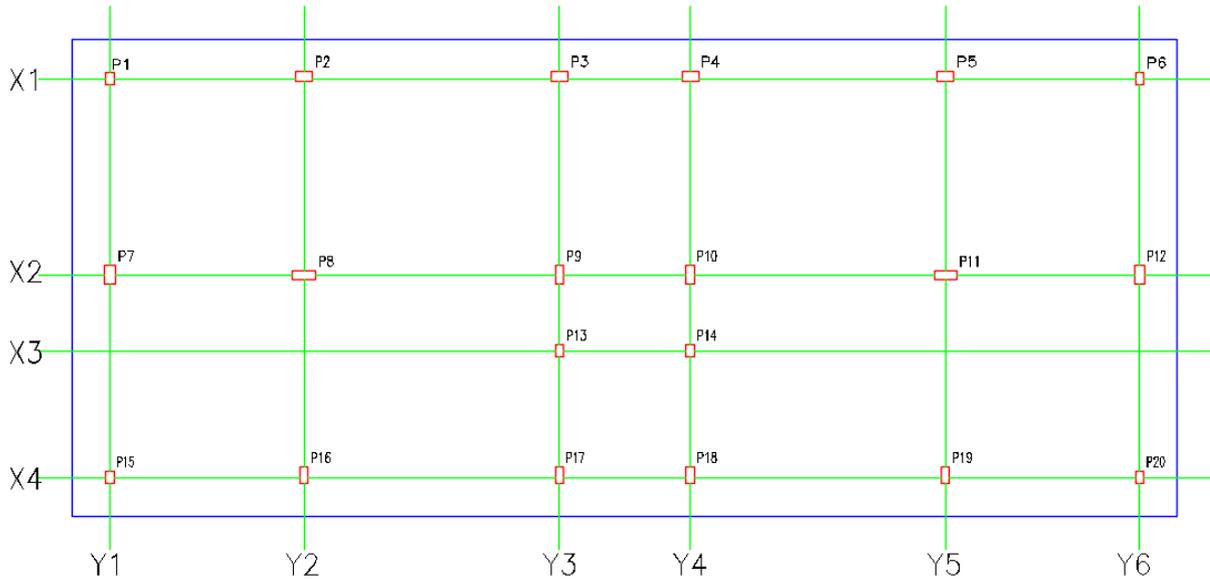
Figura 26: Faixas de laje da edificação plurifamiliar



Fonte: O autor

Foram definidos eixos horizontais e verticais para possibilitar uma análise padronizada dos diferentes métodos de cálculo, conforme figura 27. Na edificação plurifamiliar há simetria, logo, foram avaliados três eixos verticais diferentes ($Y1 = Y6$, $Y2 = Y5$ e $Y3 = Y4$) e quatro eixos horizontais.

Figura 27: Eixos de análise da edificação plurifamiliar



Fonte: O autor

10.4.1 Determinação dos esforços com CYPECAD

De acordo com CYPE Ingenieros (2003), o CYPECAD é um software elaborado para dimensionamento de estruturas de concreto armado que realiza análise das solicitações por meios de um cálculo espacial em 3D, pelo Método dos Elementos Finitos, considerando todos os elementos que definem a estrutura.

O modelagem no CYPECAD 2016 foi feita a partir de uma máscara criada com o software AutoCAD, e a estrutura foi lançada diretamente no programa. Foram fornecidos primeiramente os dados iniciais solicitados pelo programa, como normas a serem utilizadas, tipo de concreto adotado (25MPa) e tipo de aço a ser utilizado (CA 50 e CA 60).

Para cada um dos três solos foram inseridos valores conforme os parâmetros determinados anteriormente. Para a criação do *radier* o software solicita que seja determinada a espessura, a tensão admissível e o coeficiente de reação vertical.

A espessura do *radier* foi fixada em 30 cm, para os três tipos de solo, devido à punção gerada pelos pilares quando utilizadas espessuras menores. A tensão admissível e o coeficiente de reação vertical foram preenchidos conforme o tipo de solo em estudo.

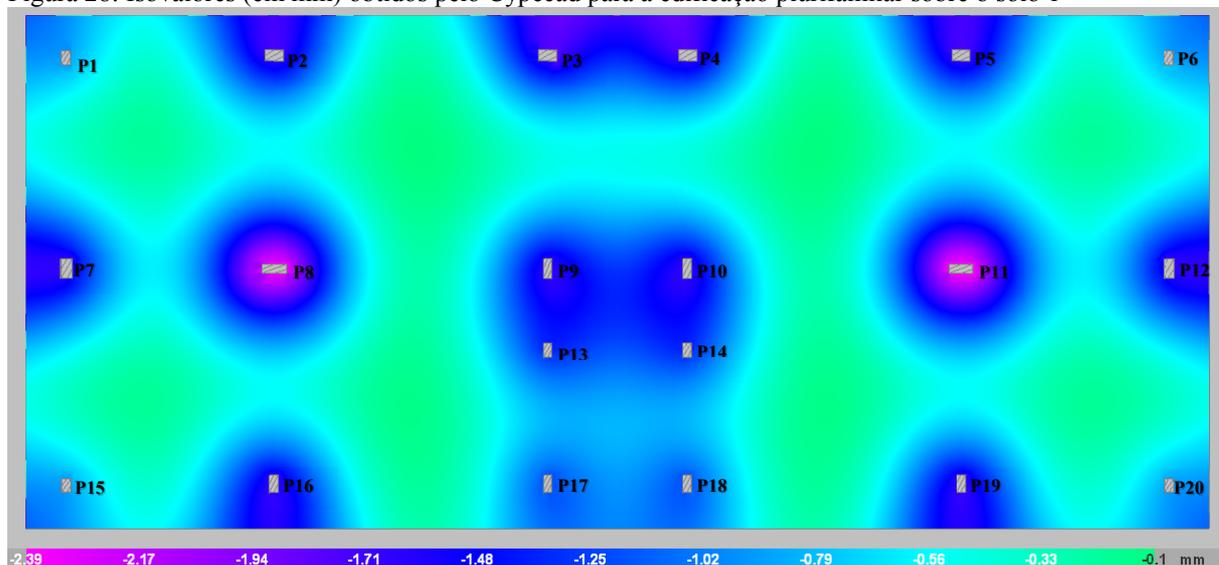
10.4.1.2 Solo 1

Para o solo 1 foram fornecidos ao CYPECAD dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical para dimensionamento do *radier*, seguindo a parâmetros calculados

anteriormente, neste caso tensão admissível de 0,2 MPa e coeficiente de reação vertical de 60.000 kN/m³.

São apresentados na tabela 42 os resultados obtidos com o solo 1 para momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes e deslocamentos. Para obtenção destes resultados foi considerada a combinação de peso próprio, cargas permanentes e sobrecarga. No caso dos esforços cortantes foi utilizado o comando “valores médios numa banda”, sendo cada banda da mesma largura da faixa de laje correspondente. Para os deslocamentos (figura 28) e momentos fletores foram avaliados os isovalores gerados pelo Cypecad.

Figura 28: Isovalores (em mm) obtidos pelo Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1



Fonte: O autor

Tabela 42: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	168,97	-25,12	217,6	1,65
Y2=Y5	257,33	-37,65	429,3	2,39
Y3=Y4	154,84	-31,68	225,1	1,84
X1	182,27	-26,25	339,9	1,84
X2	241,81	-38,78	345,1	2,39
X3	117,86	-23,4	189,9	1,52
X4	145,43	-25,06	189,5	1,68

Fonte: O autor

Observou-se que os momentos fletores máximos ocorreram nos pilares P7 e P12 nos eixos Y1 e Y6, P8 e P11 nos eixos Y2 e Y5, P9 e P10 nos eixos Y3 e Y4, respectivamente. Para a análise horizontal, foram observados momentos fletores máximos nos pilares P2 e P5 no eixo X1, pilares P8 e P11 no eixo X2 e pilares P16 e P19 no eixo X4. Os momentos mínimos

ocorreram nos vãos entre os pilares. Os esforços cortantes máximos ocorreram nos mesmos pilares que os momentos fletores máximos.

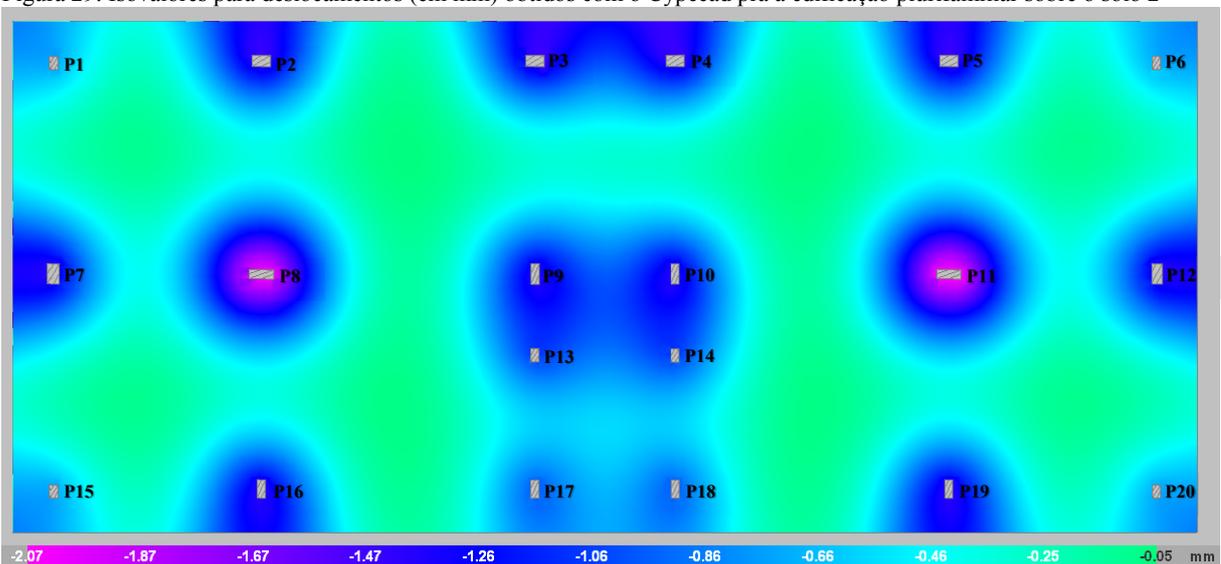
O maior deslocamento ocorre nos pilares P8 e P11, coincidindo com o deslocamento máximo dos eixos X2, Y2 e Y5. Nos eixos Y1 e Y6 os maiores deslocamentos foram nos pilares P7 e P12, nos eixos X1, Y3 e Y4 nos pilares P3 e P4, no eixo X4 nos pilares P16 e P19, respectivamente.

10.4.1.2 Solo 2

Também para o solo 2 foram fornecidos ao Cypecad dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical para dimensionamento do *radier*, seguindo a parâmetros calculados. Para este solo o valor para tensão admissível foi 0,22 MPa e para o coeficiente de reação vertical foi 80.000kN/m³.

São apresentados na tabela 43 os resultados obtidos com o solo 2 para deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes. Para obtenção dos resultados foi utilizado método similar ao aplicado ao solo 1. A figura 29 apresenta os isovalores dados pelo Cypecad para o solo 2.

Figura 29: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos com o Cypecad pra a edificação plurifamiliar sobre o solo 2



Fonte: O autor

Tabela 43: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	162,7	-21,3	236,5	1,38
Y2=Y5	246,81	-33,2	547,1	2,07
Y3=Y4	148,3	-26,3	233,7	1,48
X1	175,79	-27,7	335,9	1,48
X2	229,23	-34,9	347,3	2,07
X3	114,91	-21,18	165,9	1,18
X4	140,34	-22,36	205	1,41

Fonte: O autor

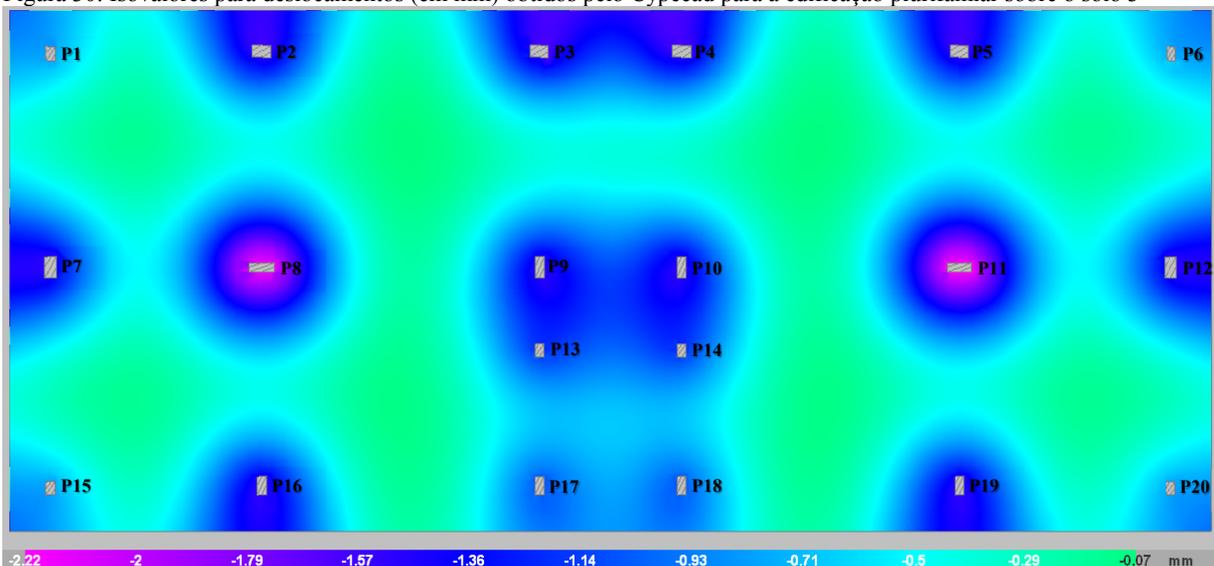
A localização dos momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos se apresentaram semelhantes aos do solo 1.

10.4.1.3 Solo 3

Repetindo o procedimento realizado para os solos 1 e 2, foram fornecidos ao Cypecad dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical para dimensionamento do *radier*, seguindo a parâmetros calculados para o solo 3. Para este caso a tensão admissível é igual a 0,26 MPa e o coeficiente de reação vertical 70.000k/m³.

São apresentados na tabela 44 os resultados obtidos com o solo 3 para deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes. Para obtenção dos resultados foi utilizado método similar ao aplicado aos solos 1 e 2. A figura 30 apresenta os isovalores dados pelo Cypecad para o solo 3.

Figura 30: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos pelo Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3



Fonte: O autor

Tabela 44: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	165,56	-23,53	239,8	1,5
Y2=Y5	249,75	-35,33	405,8	2,22
Y3=Y4	153,11	-27,46	292,8	1,62
X1	178,42	-29,91	334	1,62
X2	237,37	-36,94	352,5	2,22
X3	116,29	-22,89	168,3	1,31
X4	142,71	-23,64	198,2	1,52

Fonte: O autor

A localização dos momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos se apresentaram semelhantes aos dos solos 1 e 2.

10.4.1.4 Considerações sobre os resultados obtidos com CYPECAD

A partir dos resultados obtidos com o CYPECAD foi possível observar variações nos esforços em função do tipo de solo. As tabelas 45, 46, 47 e 48 apresentam um comparativo entre estes os resultados alcançados para momentos fletores máximos, momentos fletores mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos respectivamente.

Tabela 45: Comparativo de momentos fletores máximos - CYPECAD

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	168,97	162,7	165,56	3,85%	2,06%	1,73%
Y2=Y5	257,33	246,81	249,75	4,26%	3,03%	1,18%
Y3=Y4	154,84	148,3	153,11	4,41%	1,13%	3,14%
X1	182,27	175,79	178,42	3,68%	2,16%	1,47%
X2	241,81	229,23	237,37	5,48%	1,87%	3,43%
X3	117,86	114,91	116,29	2,57%	1,35%	1,19%
X4	145,43	140,34	142,71	3,63%	1,91%	1,66%

Fonte: O autor

Tabela 46: Comparativo de momentos fletores mínimos - CYPECAD

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	-25,12	-21,3	-23,53	17,93%	6,75%	9,48%
Y2=Y5	-37,65	-33,2	-35,33	13,40%	6,56%	6,03%
Y3=Y4	-31,68	-26,3	-27,46	20,45%	15,36%	2,22%
X1	-26,25	-27,7	-29,91	5,23%	12,23%	7,39%
X2	-38,78	-34,9	-36,94	11,11%	4,98%	5,22%
X3	-23,4	-21,18	-22,89	10,48%	2,22%	7,47%
X4	-25,06	-22,36	-23,64	12,07%	6,01%	5,41%

Fonte: O autor

Tabela 47: Comparativo de esforços cortantes máximos - CYPECAD

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	217,60	236,50	239,80	7,99%	9,25%	1,37%
Y2=Y5	429,30	547,10	405,80	21,53%	5,79%	34,82%
Y3=Y4	225,10	233,70	292,80	3,57%	23,12%	20,18%
X1	339,90	335,90	334,00	1,19%	1,76%	0,56%
X2	345,10	347,30	352,50	0,63%	2,09%	1,47%
X3	189,90	165,90	168,30	14,46%	12,83%	1,43%
X4	189,50	205,00	198,20	7,56%	4,38%	3,43%

Fonte: O autor

Tabela 48: Comparativo de deslocamentos máximos - CYPECAD

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	1,65	1,38	1,5	19,56%	10,00%	8,00%
Y2=Y5	2,39	2,07	2,22	15,45%	7,65%	6,75%
Y3=Y4	1,84	1,48	1,62	24,32%	13,50%	8,64%
X1	1,84	1,48	1,62	24,32%	13,50%	8,64%
X2	2,39	2,07	2,22	15,45%	7,65%	6,75%
X3	1,52	1,18	1,31	28,81%	16,03%	9,92%
X4	1,68	1,41	1,52	19,15%	10,52%	7,23%

Fonte: O autor

Vale ressaltar que o solo 1 apresenta o menor coeficiente de reação vertical e menor tensão admissível. O solo 2 apresenta o maior coeficiente de reação vertical e o solo 3 a maior tensão admissível. Com relação aos momentos fletores máximos observa-se que os maiores percentuais de variação ocorreram entre os solos 1 e 2, que representam o menor e maior coeficiente de reação vertical respectivamente. Ao analisar os momentos mínimos, nota-se que os percentuais de variação são mais expressivos que nos momentos fletores máximos. Os esforços cortantes máximos também apresentam percentuais de variação significativos e não

apresentam linearidade. Há diferenças significativas na porcentagem de variação entre eixos para todos os esforços analisados.

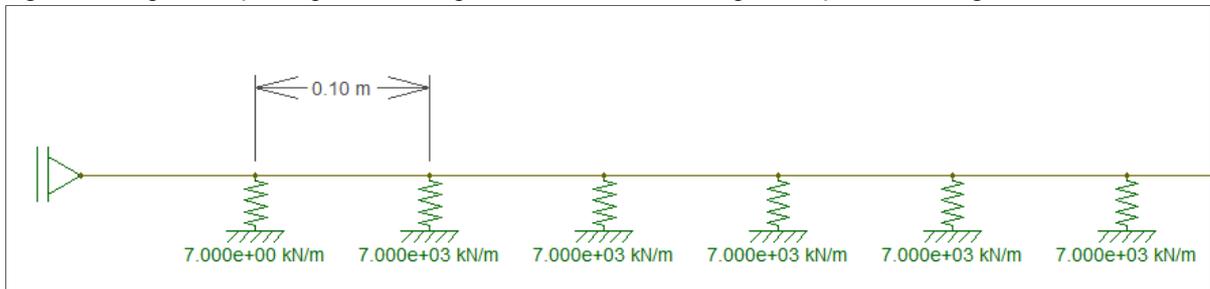
10.4.2 Determinação dos esforços com FTOOL

De acordo com Faria (2009), o FTOOL (Two Dimensional Frame Analysis Tool) é um sistema que consiste de uma interface gráfica com o usuário baseada em manipulação direta com sistema de janelas, menus e botões. Esta ferramenta tem em vista o comportamento estrutural de pórticos planos.

Para determinar os esforços por meio do FTOOL foi feito o lançamento de uma viga sobre base elástica representada pelas faixas de laje definidas segundo indicação da NBR 6118:2014. Conforme citado anteriormente, foram estudadas as faixas onde se localizam os pilares. Estas seguem a mesma nomenclatura dos eixos também citados anteriormente.

Foram posicionadas as molas a cada 10 cm (figura 31), as cargas inseridas são concentradas e seguem a planta de cargas do apêndice C. O coeficiente de mola foi ajustado de acordo com os coeficientes de reação vertical calculados para cada um dos três tipos de solo.

Figura 31: Representação esquemática do posicionamento da molas para lançamento da viga sobre base elástica



Fonte: O autor

Nas tabelas 49, 50 e 51 tem-se os resultados obtidos para os solos 1, 2 e 3, respectivamente, para momentos fletores máximos e mínimos, maior esforço cortante (em módulo) e deslocamentos. Estes resultados foram alcançados através dos diagramas de momento fletor, esforço cortante e deformação gerados pelo software.

Tabela 49: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	132,2	-28,6	261	4,788
Y2=Y5	258,8	-56,6	510,1	9,349
Y3=Y4	128,4	-37,7	269,1	5,22
X1	142,9	-53,4	269,6	4,847
X2	266,5	-62,3	511,7	9,056
X3	75,2	-29,9	150,6	2,527
X4	141,5	-32,1	271,8	4,812

Fonte: O autor

Tabela 50: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	122,8	-25,7	259,9	3,87
Y2=Y5	240,3	-50,2	507,8	7,562
Y3=Y4	119	-32	270	4,148
X1	132,7	-46,5	272,8	3,925
X2	247,6	-54,1	508,9	7,329
X3	70,7	-26	148,6	2,053
X4	131,5	-28,4	270,4	3,894

Fonte: O autor

Tabela 51: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	127,1	-26,9	260,4	4,272
Y2=Y5	248,7	-53	508,9	8,347
Y3=Y4	123,3	-34,6	270	4,625
X1	137,4	-49,7	273,4	4,33
X2	256,3	-57,8	510,2	8,087
X3	72,8	-27,8	149,5	2,261
X4	136,1	-30,1	271	4,297

Fonte: O autor

Os momentos fletores máximos ocorreram nos pilares P7 e P12 nos eixos Y1 e Y6, P8 e P11 nos eixos Y2 e Y5, P9 e P10 nos eixos Y3 e Y4, respectivamente. Na análise dos eixos horizontais, foram observados momentos fletores máximos nos pilares P2 e P5 no eixo X1, pilares P8 e P11 no eixo X2, e pilares P16 e P19 no eixo X4. Os momentos mínimos ocorreram nos vãos entre os pilares. Os esforços cortantes máximos ocorreram nos mesmos pilares que os

momentos fletores máximos. O comportamento da estrutura nos três tipos de solo é similar no que se refere à localização da ocorrência de esforços máximos.

Nos eixos X2, Y2 e Y5 o maior deslocamento ocorre nos pilares P8 e P11. Nos eixos Y1 e Y6 os maiores deslocamentos foram nos pilares P7 e P12, nos eixos X1, Y3 e Y4 nos pilares P3 e P4, no eixo X4 nos pilares P16 e P19, respectivamente. Os pontos de deslocamento máximo são os mesmos para os três tipos de solo.

10.4.2.1 Considerações sobre os resultados obtidos com FTOOL

As tabelas 52, 53, 54 e 55 apresentam comparativos entre os resultados obtidos com o FTOOL para momentos fletores máximos, momentos fletores mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos.

Tabela 52: Comparativo de momentos fletores máximos - FTOOL

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	132,2	122,8	127,1	7,65%	4,01%	3,38%
Y2=Y5	258,8	240,3	248,7	7,69%	4,06%	3,37%
Y3=Y4	128,4	119	123,3	7,89%	4,14%	3,48%
X1	142,9	132,7	137,4	7,68%	4,00%	3,42%
X2	266,5	247,6	256,3	7,63%	3,97%	3,39%
X3	75,2	70,7	72,8	6,36%	3,29%	2,88%
X4	141,5	131,5	136,1	7,60%	3,96%	2,64%

Fonte: O autor

Tabela 53: Comparativo de momentos fletores mínimos - FTOOL

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	-28,6	-25,7	-26,9	11,28%	6,31%	4,46%
Y2=Y5	-56,6	-50,2	-53	12,74%	6,79%	5,28%
Y3=Y4	-37,7	-32	-34,6	17,81%	8,95%	7,51%
X1	-53,4	-46,5	-49,7	14,83%	7,44%	6,43%
X2	-62,3	-54,1	-57,8	15,15%	7,78%	6,40%
X3	-29,9	-26	-27,8	15,00%	7,55%	6,47%
X4	-32,1	-28,4	-30,1	13,03%	6,64%	5,64%

Fonte: O autor

Tabela 54: Comparativo de esforços cortantes máximos - FTOOL

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	261	259,9	260,4	0,42%	0,23%	0,23%
Y2=Y5	510,1	507,8	508,9	0,45%	0,23%	0,21%
Y3=Y4	269,1	270	270	0,33%	0,33%	0,00%
X1	269,6	272,8	273,4	1,17%	1,38%	0,22%
X2	511,7	508,9	510,2	0,55%	0,29%	0,25%
X3	150,6	148,6	149,5	1,34%	0,73%	0,60%
X4	271,8	270,4	271	0,51%	0,29%	0,22%

Fonte: O autor

Tabela 55: Comparativo de deslocamentos máximos - FTOOL

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	4,788	3,87	4,272	23,72%	12,07%	9,41%
Y2=Y5	9,349	7,562	8,347	23,54%	12,00%	9,40%
Y3=Y4	5,22	4,148	4,625	25,84%	12,86%	10,31%
X1	4,847	3,925	4,33	23,31%	11,93%	9,35%
X2	9,056	7,329	8,087	23,56%	11,98%	9,37%
X3	2,527	2,053	2,261	23,08%	11,76%	9,20%
X4	4,812	3,894	4,297	23,65%	11,98%	9,38%

Fonte: O autor

Observa-se no comparativo de momentos fletores máximos e no comparativo de deslocamentos máximos uma variação praticamente constante em todos os eixos. Já o comparativo de momentos fletores mínimos apresenta percentuais de variação mais significativos e maiores diferenças entre os eixos analisados. Nota-se no comparativo de esforços cortantes máximos que a variação de valores de um solo para outro é mínima, com percentuais de variação da ordem de 1%.

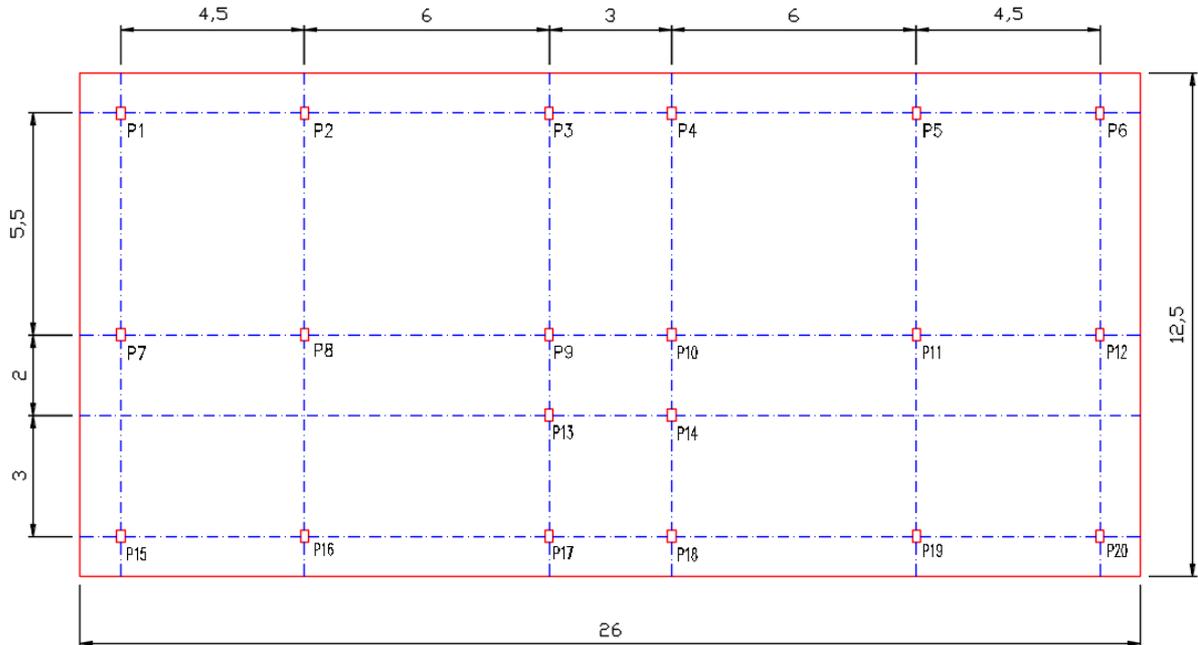
10.4.3 Determinação dos esforços com GRELHA EQUIVALENTE

De acordo com Cass Junior e Carvalho (2015), o programa GRELHA EQUIVALENTE é uma ferramenta com um pré processador gráfico que permite a análise de grelhas por barras. O programa apresenta sete abas que representam, algumas etapas naturais para a elaboração de um projeto: dados iniciais, linhas de construção, pilares, vigas, lajes, cálculos e malhas e edição dos elementos.

Para o dimensionamento da edificação plurifamiliar no programa, foram necessários alguns ajustes no posicionamento dos pilares, para que fosse gerada uma grelha com

espaçamentos conhecidos e uniformes (figura 32). Além disto, só é possível lançar cargas concentradas em nós de canto, de extremidade ou centrais da grelha, sendo assim, a posição dos pilares precisa coincidir com um nó da malha. Foram adotados espaçamentos de 50 cm entre as barras, tanto na vertical quanto na horizontal.

Figura 32: Croqui de posicionamento dos pilares



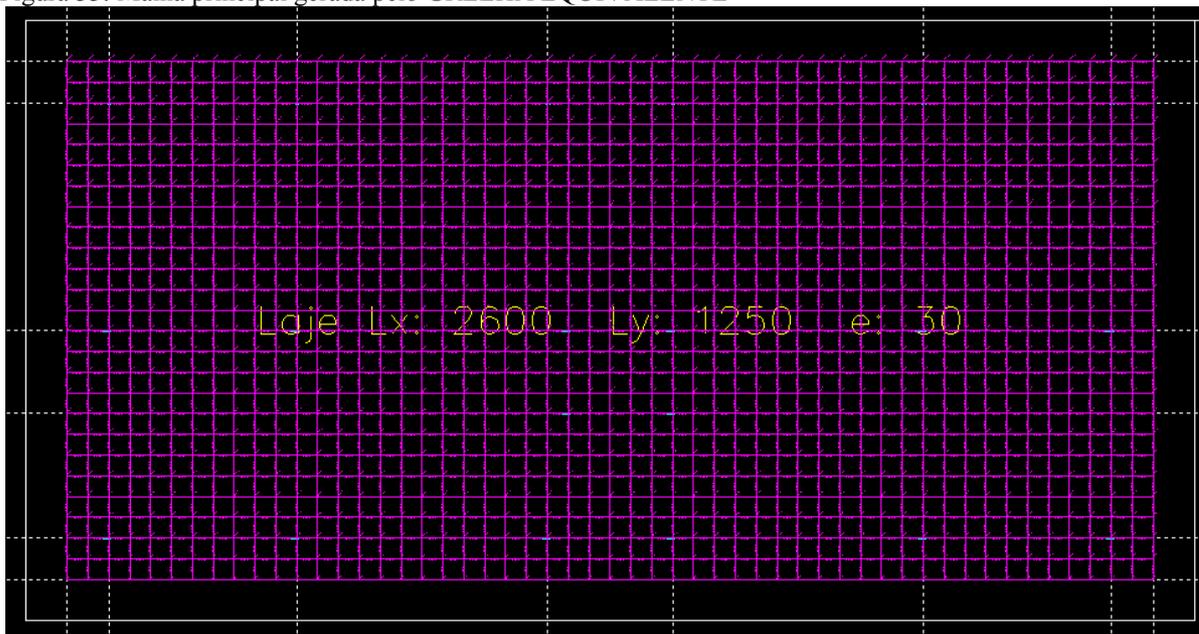
Fonte: O autor

Na primeira aba do programa, dados iniciais, foi inserido o fck do concreto a ser utilizado (25MPa), peso específico do concreto e determinada a composição de cargas: peso próprio, cargas acidentais, permanentes e locais. Em seguida foram lançadas as linhas de construção, conforme o croqui de posicionamento dos pilares. Foi lançado um único pilar abrangendo toda a estrutura, tendo inserido no campo “mola” o coeficiente de reação vertical de cada um dos solos em estudo para que o *radier* ficasse totalmente posicionado sobre a base elástica. Na aba lajes foi lançado o *radier*, mantendo a espessura de 30 cm utilizada no Cypecad.

Para ser inserido no software, o coeficiente de reação vertical precisou ser ajustado em função da área de abrangência dos nós. Sendo assim, o coeficiente determinado anteriormente para cada um dos solos em estudo foi multiplicado por 0,25 m², que é a área de influência de cada nó.

Na aba “Cálculos e Malha” (figura 33), foram definidos o número de intervalos em X (horizontal) e em Y (vertical), sendo 52 na horizontal e 25 na vertical para que se obtivesse distância de 50 cm entre as barras.

Figura 33: Malha principal gerada pelo GRELHA EQUIVALENTE

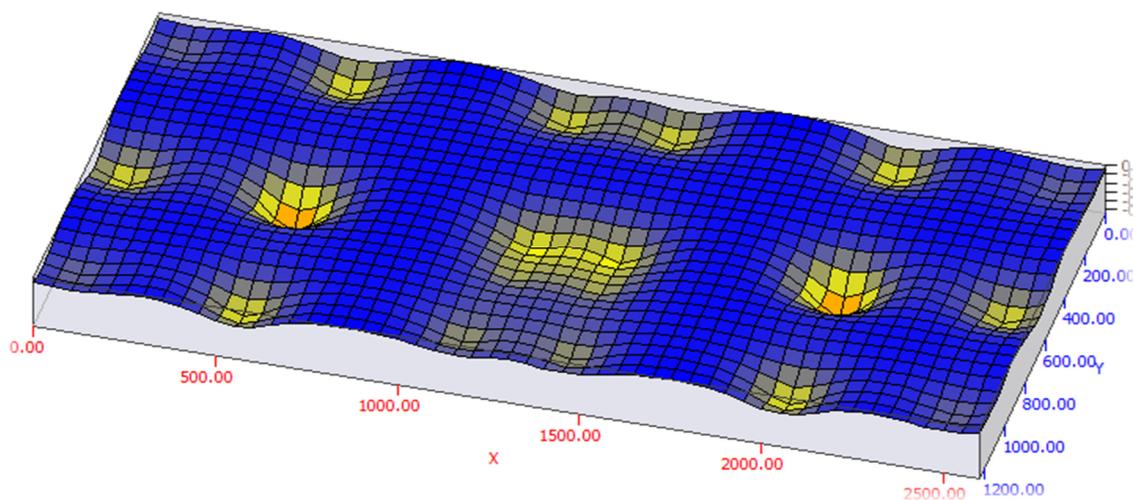


Fonte: O autor

10.4.3.1 Solo 1

Para determinação dos esforços atuantes no *radier* da edificação plurifamiliar com o software GRELHA EQUIVALENTE sobre o solo 1 foram realizadas todas as etapas citadas em 10.4.3. Utilizou-se o coeficiente de mola calculado para o tipo de solo em estudo ajustado conforme a área de influência, e foram aplicadas cargas concentradas nos nós onde se localizam os pilares. Foi utilizado o carregamento da planta de carga do apêndice C. Com os dados calculados foi gerada e renderizada a malha deformada, conforme figura 34.

Figura 34: Renderização da malha deformada do solo 1



Fonte: O autor

O programa GRELHA EQUIVALENTE gera também os diagramas de esforço cortante, momento fletor e deslocamentos para as barras da grelha, através dos quais foram obtidos os momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos (em módulo) e deslocamentos máximos (tabela 56). Foram extraídos os diagramas das barras que correspondem aos eixos anteriormente definidos para análise.

Tabela 56: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	138,88	-23,58	270,80	1,4
Y2=Y5	253,39	-39,80	523,74	2,2
Y3=Y4	117,22	-26,22	261,34	1,4
X1	144,57	-29,48	283,97	1,4
X2	252,69	-43,24	525,44	2,2
X3	53,18	-20,50	149,08	1,3
X4	143,52	-25,80	281,92	1,4

Fonte: O autor

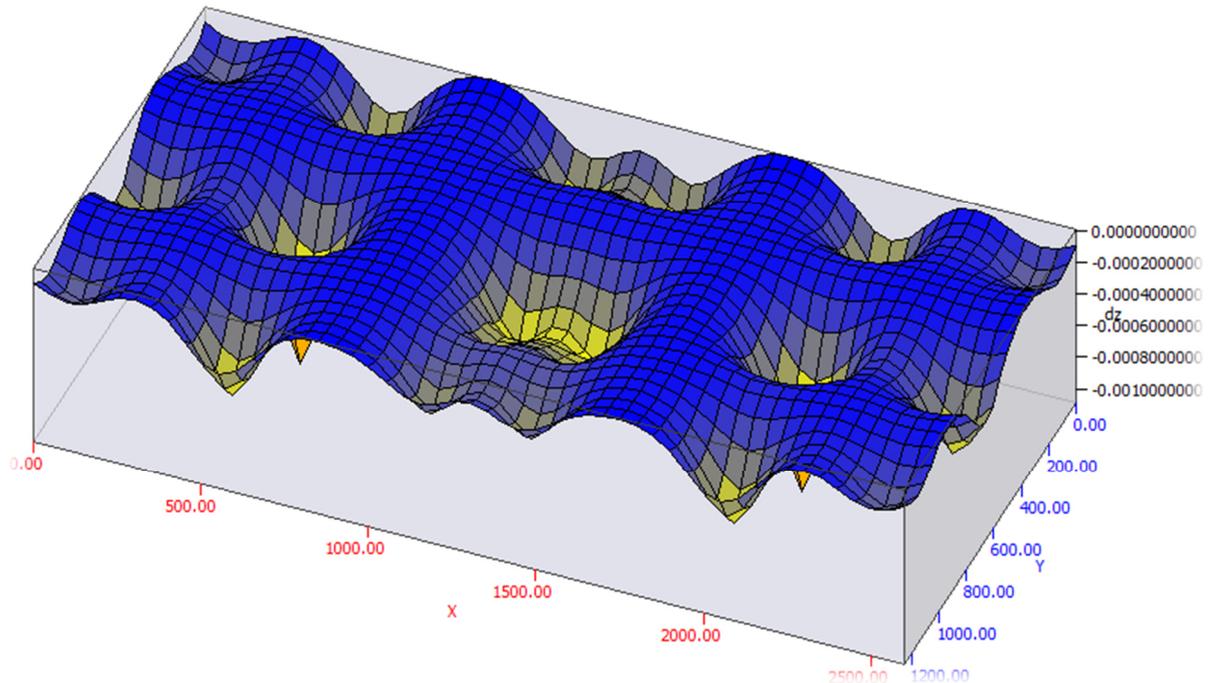
Nota-se a ocorrência de momentos fletores máximos nos pilares P7 e P12 nos eixos Y1 e Y6, P8 e P11 nos eixos Y2 e Y5, P9 e P10 nos eixos Y3 e Y4, respectivamente. Na análise dos eixos horizontais, foram observados momentos fletores máximos nos pilares P2 e P5 no eixo X1, pilares P8 e P11 no eixo X2 e pilares P16 e P19 no eixo X4. Os momentos mínimos ocorreram nos vãos entre os pilares. Os esforços cortantes máximos ocorreram nos mesmos pilares que os momentos fletores máximos.

O deslocamento máximo dos eixos X2, Y2 e Y5 ocorreu nos pilares P8 e P11. Nos eixos Y1 e Y6 os maiores deslocamentos foram nos pilares P7 e P12, nos eixos X1, Y3 e Y4 nos pilares P3 e P4, no eixo X4 nos pilares P16 e P19.

10.4.3.2 Solo 2

Para dimensionamento do *radier* sobre o solo 2, foram cumpridas as mesmas etapas realizadas para o solo 1 e foi inserido o coeficiente de reação vertical de acordo com o calculado para este solo e ajustado de acordo com a área de influência dos nós. Em seguida foram calculados os dados e gerada a renderização da malha deformada (figura 35).

Figura 35: Renderização da malha deformada do solo 2



Fonte: O autor

Foram gerados os diagramas de momento fletor, esforço cortante e deformações e através deles foram obtidos os esforços em estudo (tabela 57).

Tabela 57: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 2

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	134,21	-21,88	269,16	1,1
Y2=Y5	274,47	-37,43	521,13	1,9
Y3=Y4	116,33	-24,70	259,62	1,2
X1	140,05	-31,52	282,36	1,2
X2	246,77	-40,98	522,78	1,9
X3	70,20	-16,55	150,42	1,0
X4	138,90	-21,62	280,22	1,2

Fonte: O autor

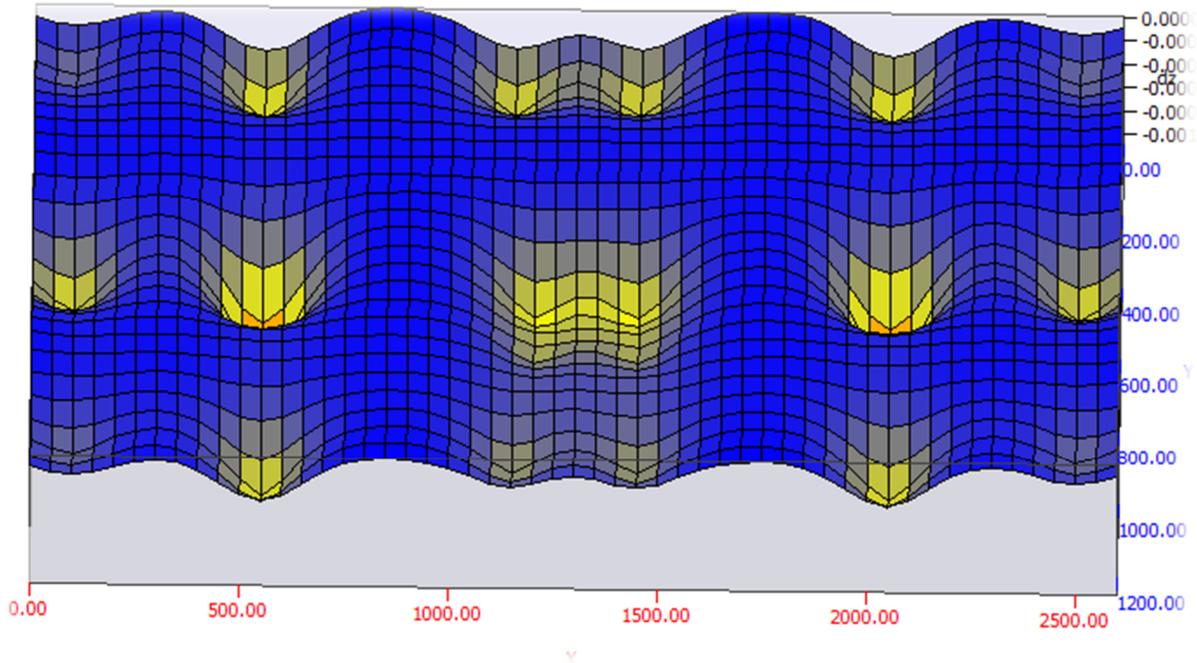
Foram observados momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos nos mesmos pontos em que ocorreram no solo 1.

10.4.3.3 Solo 3

Para determinação dos esforços atuantes no *radier* sobre o solo 3, foram cumpridas as mesmas etapas realizadas para os solos 1 e 2. Foi ajustado o coeficiente de reação vertical de acordo com o calculado para este solo e de acordo com a área de influência dos nós e

posteriormente foram calculados os dados e gerada a renderização da malha deformada (figura 36).

Figura 36: Renderização da malha deformada do solo 3



Fonte: O autor

Para obtenção dos esforços em estudo foram avaliados os diagramas de momento fletor, esforço cortante e deslocamento de cada um dos eixos de análise (tabela 58).

Tabela 58: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação plurifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1=Y6	136,38	-22,64	269,95	1,2
Y2=Y5	250,27	-38,59	522,40	2,0
Y3=Y4	116,80	-25,32	260,42	1,3
X1	142,16	-25,17	283,14	1,3
X2	249,56	-42,06	524,09	2,0
X3	71,55	-18,35	149,87	1,1
X4	141,08	-25,29	281,05	1,3

Fonte: O autor

Os momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos coincidiram com o posicionamento observado nos solos 1 e 2.

10.4.3.4 Considerações sobre os resultados obtidos com GRELHA EQUIVALENTE

Com base nos resultados obtidos com os diagramas de momento fletor, esforço cortante e deslocamentos gerados pelo software GRELHA EQUIVALENTE foram estabelecidos comparativos entre os resultados, conforme tabelas 59, 60 e 61.

Tabela 59: Comparativo de momentos fletores máximos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	138,88	134,21	136,38	3,47%	1,83%	1,59%
Y2=Y5	253,39	274,47	250,27	7,68%	1,24%	9,58%
Y3=Y4	117,22	116,33	116,8	0,76%	0,35%	0,40%
X1	144,57	140,05	142,16	3,22%	1,69%	1,48%
X2	252,69	246,77	249,56	2,39%	1,25%	1,12%
X3	53,18	70,2	71,55	24,25%	25,67%	1,88%
X4	143,52	138,9	141,08	3,32%	1,73%	1,54%

Fonte: O autor

Tabela 60: Comparativo de momentos fletores mínimos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	-23,58	-21,88	-22,64	7,77%	4,15%	3,36%
Y2=Y5	-39,8	-37,43	-38,59	6,33%	3,14%	3,01%
Y3=Y4	-26,22	-24,7	-25,32	6,15%	3,55%	2,45%
X1	-29,48	-31,52	-25,17	6,47%	17,12%	25,23%
X2	-43,24	-40,98	-42,06	5,51%	2,81%	2,57%
X3	-20,5	-16,55	-18,35	23,87%	11,72%	9,81%
X4	-25,8	-21,62	-25,29	19,33%	2,02%	14,51%

Fonte: O autor

Tabela 61: Comparativo de esforços cortantes máximos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	270,8	269,16	269,95	0,61%	0,31%	0,29%
Y2=Y5	523,74	521,13	522,4	0,50%	0,25%	0,24%
Y3=Y4	261,34	259,62	260,42	0,66%	0,35%	0,31%
X1	283,97	282,36	283,14	0,57%	0,29%	0,27%
X2	525,44	522,78	524,09	0,51%	0,25%	0,25%
X3	149,08	150,42	149,87	0,89%	0,53%	0,36%
X4	281,92	280,22	281,05	0,60%	0,31%	0,29%

Fonte: O autor

Tabela 62: Comparativo de deslocamentos máximos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1=Y6	1,4	1,1	1,2	27,27%	16,67%	8,33%
Y2=Y5	2,2	1,9	2	15,78%	5,00%	5,00%
Y3=Y4	1,4	1,2	1,3	16,67%	7,69%	7,69%
X1	1,4	1,2	1,3	16,67%	7,69%	7,69%
X2	2,2	1,9	2	15,78%	5,00%	5,00%
X3	1,3	1	1,1	30,00%	18,18%	10,00%
X4	1,4	1,2	1,3	16,67%	7,69%	7,69%

Fonte: O autor

Ao analisar o comparativo de momentos fletores máximos, momentos fletores mínimos e deslocamentos nota-se que o percentual de variação é significativo tanto entre cada um dos solos quanto entre eixos. O comparativo de esforços cortantes máximos mostra que as variações de esforços em cada tipo de solos é mínima (da ordem de 1%), o mesmo ocorre entre os eixos.

10.5 Edificação unifamiliar

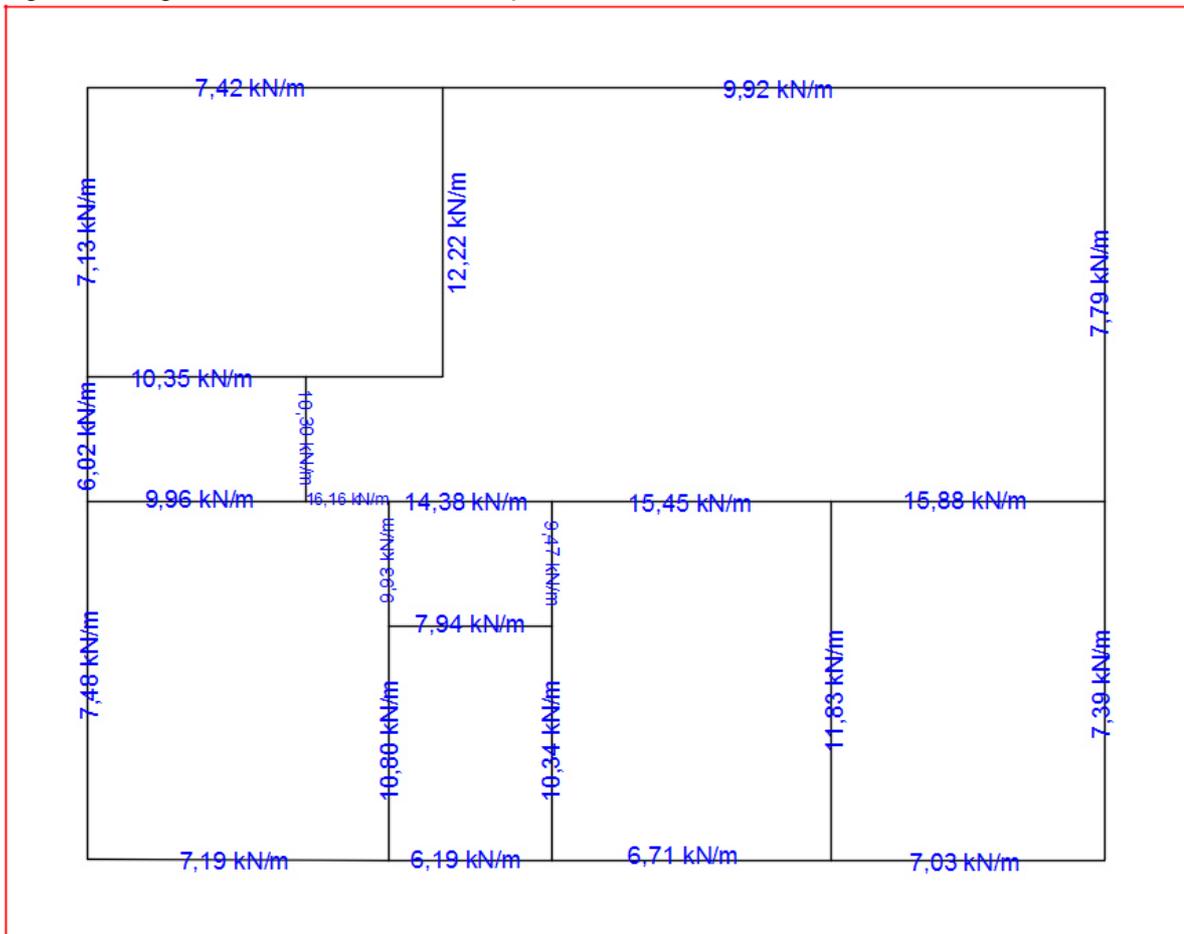
A edificação unifamiliar possui cargas distribuídas atuando sobre o *radier*. Estas cargas são provenientes da reação das lajes e do peso das paredes (figura 37). As reações das lajes foram calculadas através do processo de cálculo de placas por séries que resultou nos valores apresentados na tabela 63. Para cálculo do carregamento proveniente das paredes foi considerado pé direito de 3 metros, blocos com peso específico de 13 kN/m³ e espessura de 14 centímetros.

Tabela 63: Reações das lajes

Laje	Reação (kN/m)		Laje	Reação (kN/m)	
L01	qx	1,96	L05	qx	0,00
	qx'	3,38		qx'	1,21
	qy	1,67		qy	0,00
	qy'	2,90		qy'	0,98
L02	qx	4,46	L06	qx	0,00
	qx'	7,71		qx'	3,03
	qy	2,23		qy	1,25
	qy'	3,86		qy'	2,18
L03	qx	0,00	L07	qx	1,93
	qx'	1,51		qx'	3,34
	qy	0,56		qy	1,57
	qy'	0,98		qy'	2,71
L04	qx	2,02	L08	qx	0,00
	qx'	3,49		qx'	1,85
	qy	1,73		qy	0,73
	qy'	2,99		qy'	1,27

Fonte: O autor

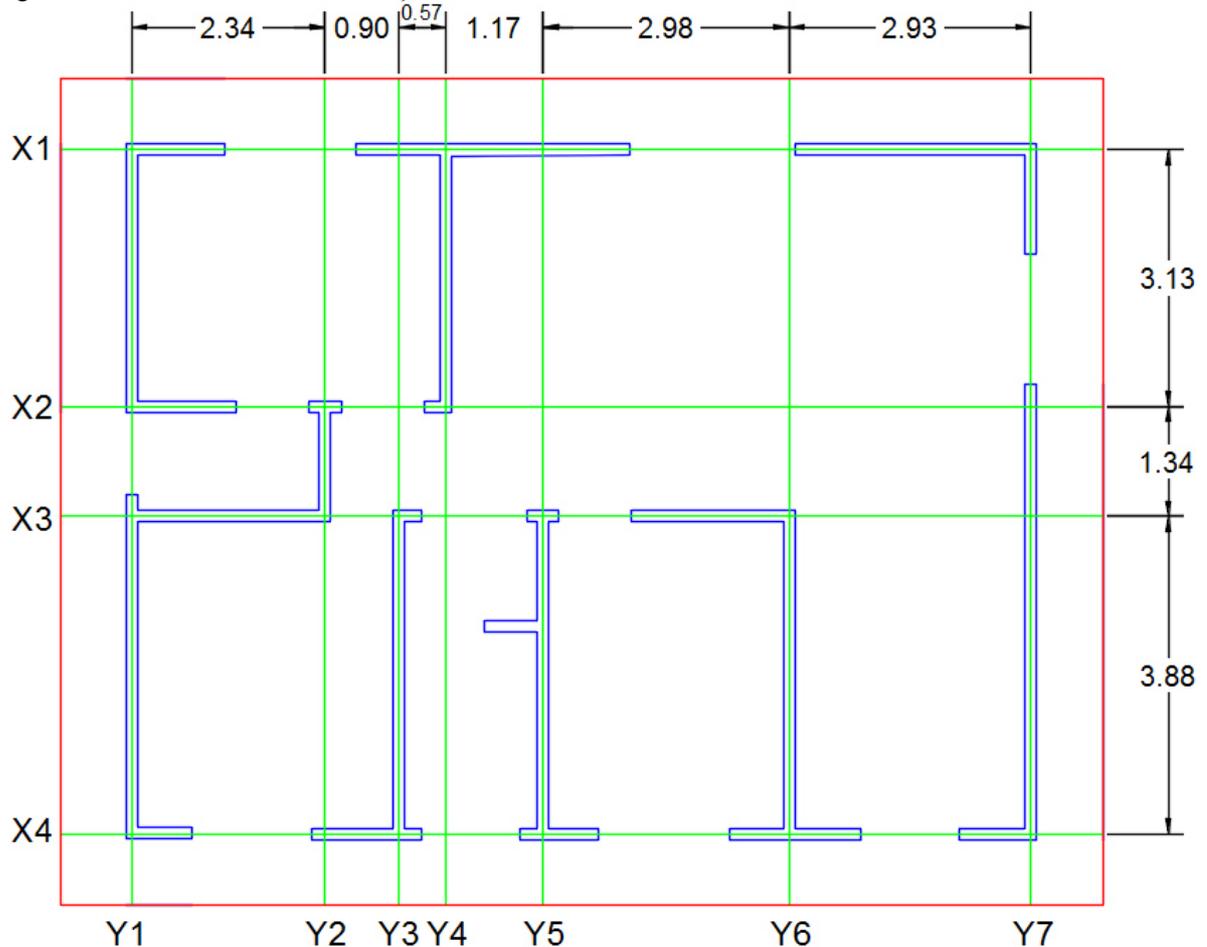
Figura 37: Cargas atuantes no *radier* da edificação unifamiliar



Fonte: O autor

Na edificação unifamiliar (assim como no edifício multifamiliar) foram definidos eixos de análise onde se localizam o carregamento lineares. Foram definidos quatro eixos horizontais e sete eixos verticais a terem seus momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos (em módulo) e deslocamentos máximos verificados (figura 38).

Figura 38: Eixos de análise da edificação unifamiliar



Fonte: O autor

10.5.1 Determinação dos esforços com CYPECAD

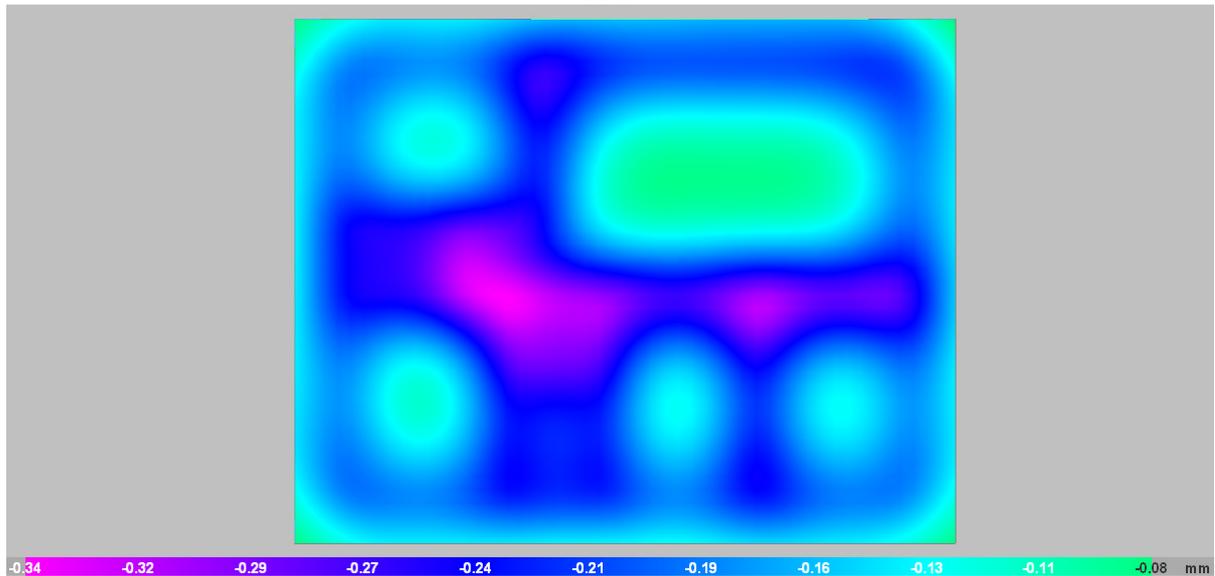
O lançamento no CYPECAD foi realizado a partir de uma máscara feita no AutoCAD. Neste caso foram inseridas as cargas no *radier*, já que se trata de uma estrutura de alvenaria estrutural. Foi fixada espessura do *radier* em 15 cm para os três tipos de solo a fim de evitar flechas excessivas. Para cada um dos três solos em estudo foram inseridos tensão admissível e coeficiente de reação vertical de acordo com os parâmetros calculados considerando combinação de peso próprio, cargas permanentes e sobrecarga.

10.5.1.1 Solo 1

Inicialmente foram fornecidos ao CYPECAD dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical para dimensionamento do *radier*, seguindo a parâmetros calculados, para o solo 1 foi utilizada tensão admissível de 0,2 MPa e coeficiente de reação vertical de 60.000 kN/m³.

A tabela 64 apresenta os resultados obtidos com o solo 1 para deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes. Para obtenção dos resultados foram analisados os isovalores gerados pelo programa. A figura 39 apresenta os isovalores dados pelo Cypecad para o solo 1 para deslocamentos.

Figura 39: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo1



Fonte: O autor

Tabela 64: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,37	-0,36	3,3	0,27
Y2	0,54	-0,61	5,61	0,34
Y3	0,5	-0,5	5,65	0,34
Y4	0,4	-0,2	4,3	0,26
Y5	0,34	-0,45	6,25	0,30
Y6	0,34	-0,34	6,76	0,32
Y7	0,42	-0,42	5,27	0,28
X1	0,32	-0,38	3,93	0,26
X2	0,54	0,51	5,65	0,32
X3	0,43	-0,61	6,76	0,34
X4	0,32	-0,3	4,31	0,24

Fonte: O autor

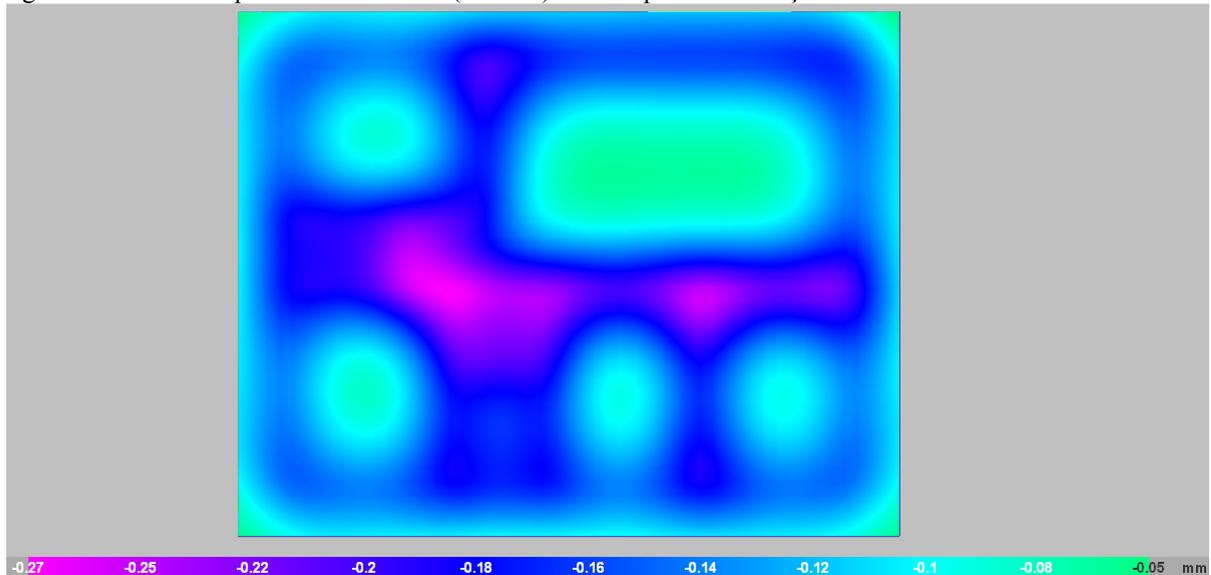
O momentos fletores máximos ocorreram na região de cruzamento dos eixos Y2 e X2. Os momentos mínimos foram observados na região de encontro dos eixos Y2 com X3. Os esforços cortantes máximos ocorreram próximos ao cruzamento dos eixos Y6 e X3. Os deslocamentos máximos foram observados na região de encontro do eixo X3 com os eixos Y2 e Y3.

10.5.1.2 Solo 2

Assim como para o solo 1, foram fornecidos ao Cypecad dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical, seguindo a parâmetros calculados sendo a tensão admissível igual a 0,22 MPa e o coeficiente de reação vertical igual a 80.000 kN/m³.

A tabela 65 apresenta os resultados obtidos com o solo 2 para deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes. Para obtenção dos resultados foi realizada análise similar à do solo 1. A figura 40 apresenta os isovalores dados pelo Cypecad para o solo 2 para deslocamentos.

Figura 40: Isovalores para deslocamentos (em mm) obtidos para a edificação unifamiliar sobre o solo 2



Fonte: O autor

Tabela 65: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 2

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,32	-0,32	3,32	0,19
Y2	0,45	-0,55	5,35	0,27
Y3	0,5	-0,55	5,51	0,27
Y4	0,5	-0,34	4,38	0,23
Y5	0,32	-0,34	5,99	0,25
Y6	0,35	-0,4	6,48	0,25
Y7	0,39	-0,4	5,02	0,22
X1	0,29	-0,34	3,76	0,21
X2	0,5	-0,44	5,99	0,25
X3	0,41	-0,55	6,48	0,27
X4	0,28	-0,28	4,07	0,19

Fonte: O autor

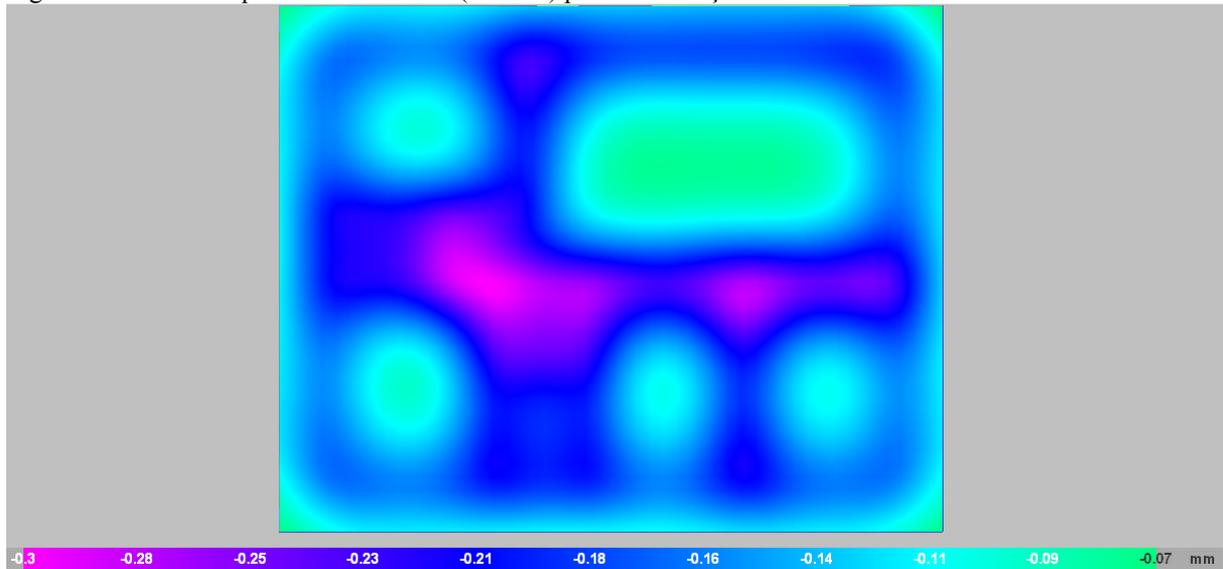
Foi observado que a estrutura se comportou de maneira similar à apresentada no solo 1. Os momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos se encontram localizados nos mesmos pontos do solo 1.

10.5.1.3 Solo 3

Similarmente aos solos 1 e 2, foram inseridos no Cypecad dados de tensão admissível e coeficiente de reação vertical, seguindo a parâmetros calculados, sendo a tensão admissível 0,26 MPa e o coeficiente de reação vertical 70.000 kN/m³.

São apresentados na tabela 66 os resultados obtidos com o solo 3 para deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes. Para obtenção dos resultados foi realizada análise similar à dos solos 1 e 2. A figura 41 apresenta os isovalores dados pelo Cypecad para o solo 3 para deslocamentos.

Figura 41: Isovalores para deslocamentos (em mm) para a edificação unifamiliar sobre o solo 3



Fonte: O autor

Tabela 66: Resultados obtidos com o Cypecad para a edificação unifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,34	-0,33	3,31	0,25
Y2	0,52	-0,58	5,47	0,3
Y3	0,52	-0,58	5,58	0,3
Y4	0,5	-0,31	4,24	0,25
Y5	0,41	-0,35	6,11	0,27
Y6	0,31	-0,3	6,61	0,27
Y7	0,4	-0,41	5,19	0,25
X1	0,3	-0,35	3,84	0,23
X2	0,48	-0,35	4,5	0,3
X3	0,4	-0,58	6,61	0,3
X4	0,3	-0,29	4,13	0,21

Fonte: O autor

Observou-se comportamento similar aos apresentados nos solos 1 e 2. Os momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos se encontram localizados nos mesmos pontos dos solos 1 e 2.

10.5.1.4 Considerações sobre os resultados obtidos com CYPECAD

A partir dos resultados obtidos com o CYPECAD foram estabelecidos comparativos entre os valores obtidos para momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos para cada um dos solos estudados (tabelas 67, 68 e 69).

Tabela 67: Comparativo de momentos fletores máximos - CYPECAD

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	0,37	0,32	0,34	15,62%	8,82%	5,88%
Y2	0,54	0,45	0,52	20,00%	3,84%	13,46%
Y3	0,5	0,5	0,52	0,00%	3,84%	3,84%
Y4	0,4	0,5	0,5	20,00%	20,00%	0,00%
Y5	0,34	0,32	0,41	6,25%	17,07%	21,95%
Y6	0,34	0,35	0,31	2,85%	967,00%	12,90%
Y7	0,42	0,39	0,4	7,69%	5,00%	2,50%
X1	0,32	0,29	0,3	10,34%	6,67%	3,33%
X2	0,54	0,5	0,48	8,00%	12,50%	4,16%
X3	0,43	0,41	0,4	4,87%	7,50%	2,50%
X4	0,32	0,28	0,3	14,28%	6,67%	6,67%

Fonte: O autor

Tabela 68: Comparativo de momentos mínimos - CYPECAD

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	-0,36	-0,32	-0,33	12,50%	9,09%	-3,03%
Y2	-0,61	-0,55	-0,58	10,91%	5,17%	5,17%
Y3	-0,5	-0,55	-0,58	9,09%	13,79%	5,17%
Y4	-0,2	-0,34	-0,31	41,18%	35,48%	2,86%
Y5	-0,45	-0,34	-0,35	32,35%	28,57%	-2,86%
Y6	-0,34	-0,4	-0,3	15,00%	13,33%	33,33%
Y7	-0,42	-0,4	-0,41	5,00%	2,44%	2,44%
X1	-0,38	-0,34	-0,35	11,76%	8,57%	2,86%
X2	-0,51	-0,44	-0,35	15,91%	45,71%	25,71%
X3	-0,61	-0,55	-0,58	10,91%	5,17%	5,17%
X4	-0,3	-0,28	-0,29	7,14%	3,45%	3,45%

Fonte: O autor

Tabela 69: Comparativo de esforços cortantes máximos - CYPECAD

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	3,3	3,32	3,31	0,60%	0,30%	0,30%
Y2	5,61	5,35	5,47	4,86%	2,56%	2,19%
Y3	5,65	5,51	5,58	2,54%	1,25%	1,25%
Y4	4,3	4,38	4,24	1,83%	1,42%	3,30%
Y5	6,25	5,99	6,11	4,34%	2,29%	1,96%
Y6	6,76	6,48	6,61	4,32%	2,27%	1,97%
Y7	5,27	5,02	5,19	4,98%	1,54%	3,28%
X1	3,93	3,76	3,84	4,52%	2,34%	2,08%
X2	5,65	5,99	4,5	5,68%	25,56%	33,11%
X3	6,76	6,48	6,61	4,32%	2,27%	1,97%
X4	4,31	4,07	4,13	5,90%	4,36%	1,45%

Fonte: O autor

Tabela 70: Comparativo de deslocamentos máximos - CYPECAD

Eixo	Deslocamentos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	0,27	0,19	0,25	42,11%	8,00%	24,00%
Y2	0,34	0,27	0,3	25,93%	13,33%	10,00%
Y3	0,34	0,27	0,3	25,93%	13,33%	10,00%
Y4	0,26	0,23	0,25	13,04%	4,00%	8,00%
Y5	0,3	0,25	0,27	20,00%	11,11%	7,41%
Y6	0,32	0,25	0,27	28,00%	18,52%	7,41%
Y7	0,28	0,22	0,25	27,27%	12,00%	12,00%
X1	0,26	0,21	0,23	23,81%	13,04%	8,70%
X2	0,32	0,25	0,3	28,00%	6,67%	16,71%
X3	0,34	0,27	0,3	25,93%	13,33%	10,00%
X4	0,24	0,19	0,21	26,32%	14,29%	9,52%

Fonte: O autor

Diante dos comparativos realizados observa-se que há variações significativas para todos os esforços avaliados e também para os deslocamentos tanto entre os diferentes tipos de solo quanto entre os eixos da edificação. Nota-se que o comparativo de esforços cortantes máximos é o que apresenta menores variações.

10.5.2 Dimensionamento com FTOOL

Para que a estrutura fosse dimensionada no FTOOL foi feito o lançamento de uma viga sobre base elástica representada pelos eixos de carregamento definidos anteriormente e seguindo a nomenclatura dos mesmos.

Foram posicionadas as molas a cada 10 cm, e as cargas inseridas são distribuídas linearmente, conforme carregamento mostrado na figura 37. As molas foram ajustadas de acordo com os coeficientes de reação vertical calculados para cada um dos três tipos de solo.

As tabelas 71, 72 e 73 apresentam os resultados obtidos para os solos 1, 2 e 3, respectivamente, para momentos fletores máximos e mínimos, maior esforço cortante (em módulo) e deslocamentos. Estes resultados foram alcançados através dos diagramas de momento fletor, esforço cortante e deformação gerados pelo FTOOL.

Tabela 71: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,5	-0,5	1,9	1,291
Y2	1,5	-0,6	3,2	1,103
Y3	0,8	-0,8	2,8	1,1913
Y4	0,8	-0,8	3,1	1,855
Y5	0,7	-0,7	2,6	1,575
Y6	0,8	-0,9	3,1	2,096
Y7	0,6	-0,6	2,1	1,343
X1	0,7	-0,7	2,6	1,698
X2	0,7	-0,8	2,7	1,833
X3	1,2	-1,2	4,2	2,69
X4	0,5	-0,5	1,9	1,229

Fonte: O autor

Tabela 72: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 2

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,5	-0,5	1,8	0,9712
Y2	1,3	-0,5	3	0,874
Y3	0,7	-0,7	2,7	1,1442
Y4	0,7	-0,8	3	1,626
Y5	0,6	-0,7	2,5	1,38
Y6	0,7	-0,8	2,9	1,579
Y7	0,5	-0,5	1,9	1,007
X1	0,6	-0,6	2,5	1,281
X2	0,7	-0,7	2,5	1,391
X3	1	-1	3,9	2,02
X4	0,5	-0,4	1,8	0,977

Fonte: O autor

Tabela 73: Resultados obtidos com o FTOOL para a edificação unifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m)	Momento Mínimo (kN.m)	Cortante Máxima (kN)	Deslocamento (mm)
Y1	0,5	-0,5	1,8	1,109
Y2	1,4	-0,6	3,1	0,974
Y3	0,7	-0,7	2,7	1,645
Y4	0,8	-0,8	3,1	1,855
Y5	0,7	-0,7	2,6	1,575
Y6	0,8	-0,8	3	1,802
Y7	0,5	-0,5	2	1,151
X1	0,7	-0,7	2,5	1,464
X2	0,7	-0,7	2,6	1,576
X3	1,1	-1,1	4,1	2,307
X4	0,5	-0,5	1,8	1,057

Fonte: O autor

Os momentos fletores máximos ocorreram próximos ao encontro dos eixos Y2 e X2. Observou-se momentos mínimos na região de encontro dos eixos Y2 com X3. Os esforços cortantes máximos ocorreram próximos ao encontro dos eixos Y6 e X3. Os deslocamentos máximos foram observados na região de cruzamento do eixo X3 com os eixos Y2 e Y3.

10.5.2.4 Considerações sobre os resultados obtidos com FTOOL

Com base nos resultados obtidos por meio dos diagramas de momento fletor, esforço cortante e deslocamentos gerados pelo FTOOL, estabeleceu-se um comparativo entre os esforços em estudo, conforme tabelas 74, 75 e 76.

Tabela 74: Comparativo de momentos fletores máximos - FTOOL

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	0,5	0,5	0,5	0,00%	0,00%	0,00%
Y2	1,5	1,3	1,4	15,38%	7,14%	7,14%
Y3	0,8	0,7	0,7	14,29%	14,29%	0,00%
Y4	0,8	0,7	0,8	14,29%	0,00%	12,50%
Y5	0,7	0,6	0,7	16,67%	0,00%	14,29%
Y6	0,8	0,7	0,8	14,29%	0,00%	12,50%
Y7	0,6	0,5	0,5	20,00%	20,00%	0,00%
X1	0,7	0,6	0,7	16,67%	0,00%	14,29%
X2	0,7	0,7	0,7	0,00%	0,00%	0,00%
X3	1,2	1	1,1	20,00%	9,09%	9,09%
X4	0,5	0,5	0,5	0,00%	0,00%	0,00%

Fonte: O autor

Tabela 75: Comparativo de momentos fletores mínimos - FTOOL

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	-0,5	-0,5	-0,5	0,00%	0,00%	0,00%
Y2	-0,6	-0,5	-0,6	20,00%	0,00%	16,67%
Y3	-0,8	-0,7	-0,7	14,29%	14,29%	0,00%
Y4	-0,8	-0,8	-0,8	0,00%	0,00%	0,00%
Y5	-0,7	-0,7	-0,7	0,00%	0,00%	0,00%
Y6	-0,9	-0,8	-0,8	12,50%	12,50%	0,00%
Y7	-0,6	-0,5	-0,5	20,00%	20,00%	0,00%
X1	-0,7	-0,6	-0,7	16,67%	0,00%	14,29%
X2	-0,8	-0,7	-0,7	14,29%	14,29%	0,00%
X3	-1,2	-1	-1,1	20,00%	9,09%	9,09%
X4	-0,5	-0,4	-0,5	25,00%	0,00%	20,00%

Fonte: O autor

Tabela 76: Comparativo de Esforços Cortantes Máximos - FTOOL

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	1,9	1,8	1,8	5,56%	5,56%	0,00%
Y2	3,2	3,0	3,1	6,67%	3,23%	3,23%
Y3	2,8	2,7	2,7	3,70%	3,70%	0,00%
Y4	3,1	3,0	3,1	3,33%	0,00%	3,33%
Y5	2,6	2,5	2,6	4,00%	0,00%	3,85%
Y6	3,1	2,9	3,0	6,90%	3,33%	3,33%
Y7	2,1	1,9	2,0	10,53%	5,00%	5,00%
X1	2,6	2,5	2,5	4,00%	4,00%	0,00%
X2	2,7	2,5	2,6	8,00%	3,85%	3,85%
X3	4,2	3,9	4,1	7,69%	2,44%	4,88%
X4	1,9	1,8	1,8	5,56%	5,56%	0,00%

Fonte: O autor

Tabela 77: Comparativo de deslocamentos máximos - FTOOL

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	1,291	0,971	1,109	32,93%	16,41%	12,43%
Y2	1,103	0,874	0,974	26,20%	13,24%	10,27%
Y3	1,191	1,144	1,645	4,12%	27,58%	30,44%
Y4	1,855	1,626	1,855	14,08%	0,00%	12,35%
Y5	1,575	1,380	1,575	14,13%	0,00%	12,38%
Y6	2,096	1,579	1,802	32,74%	16,32%	12,38%
Y7	1,343	1,007	1,151	33,37%	16,68%	12,51%
X1	1,698	1,281	1,464	32,55%	15,98%	12,50%
X2	1,833	1,391	1,576	31,78%	16,31%	11,74%
X3	2,69	2,020	2,307	33,17%	16,60%	12,44%
X4	1,229	0,977	1,057	25,79%	16,27%	7,57%

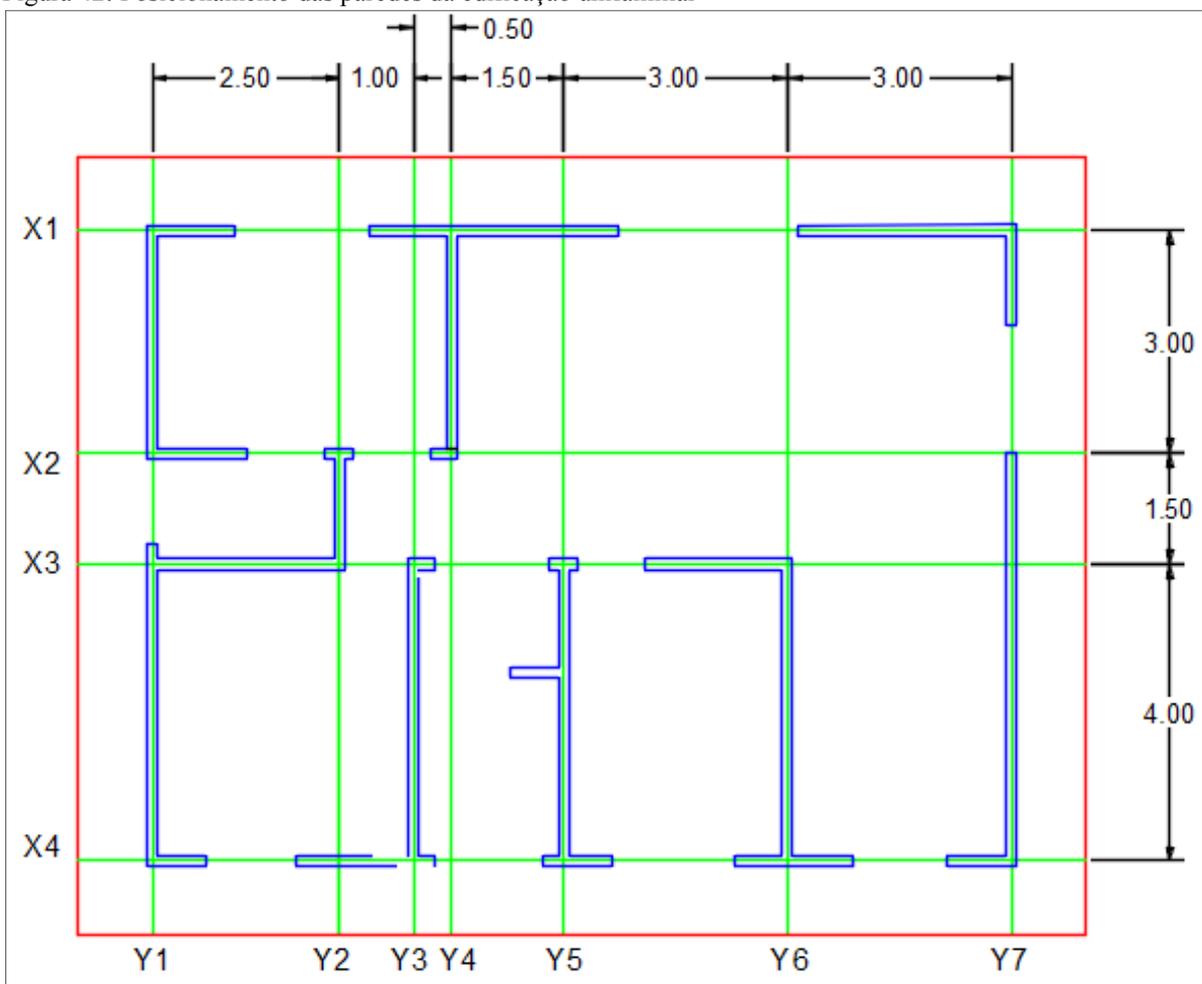
Fonte: O autor

Analisando os comparativos estabelecidos nota-se que há diferenças consideráveis nos percentuais de variação obtidos, tanto para os momento máximos e mínimos, quanto para os esforços cortantes máximos e deslocamentos. Em diversos pontos observa-se que não houve variação de resultados de momentos fletores, máximos e mínimos, e de esforços cortantes de um solo para outro.

10.5.3 Dimensionamento com GRELHA

Para o dimensionamento da edificação plurifamiliar no programa, foram necessários alguns ajustes no posicionamento das paredes, para que fosse possível lançar as cargas exatamente nos nós da malha (figura 42). Foram adotados espaçamentos de 50 cm entre as barras, tanto na vertical quanto na horizontal.

Figura 42: Posicionamento das paredes da edificação unifamiliar

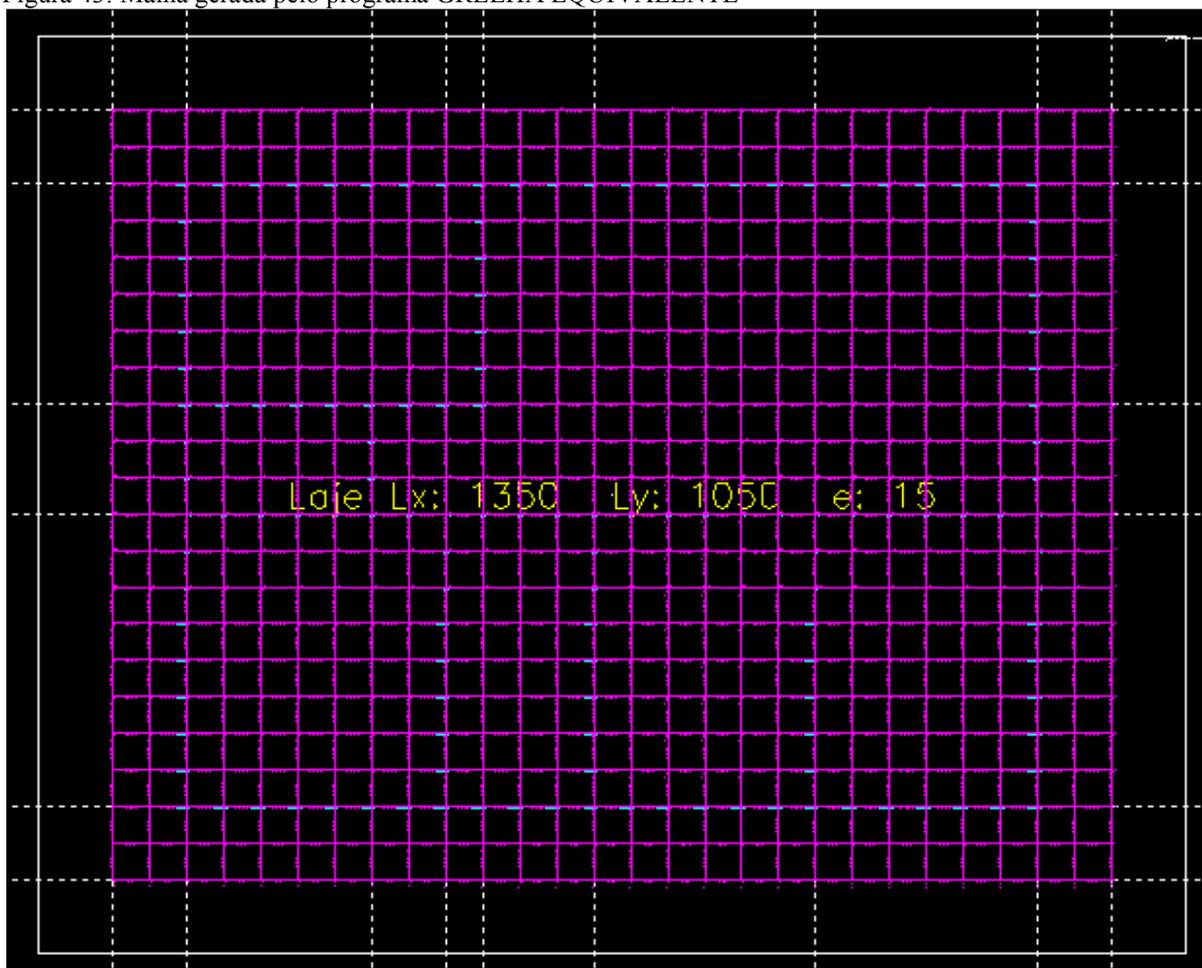


Fonte: O autor

Na primeira aba do programa, dados iniciais, foi inserido o f_{ck} do concreto a ser utilizado (25MPa), peso específico do concreto e determinada a composição de cargas: peso próprio, cargas acidentais, permanentes e locais. Em seguida foram lançadas as linhas de construção, conforme o croqui de posicionamento das paredes. Foi lançado um único pilar abrangendo toda a estrutura e fazendo com que o *radier* ficasse totalmente apoiado sobre base elástica. Foi inserido no campo “mola” o coeficiente de reação vertical definido para cada um dos solos em estudo adaptado de acordo com a área de influência de cada nó (0,25 m²). Na aba lajes foi lançado o *radier*, mantendo a espessura de 15 cm utilizada no Cypecad.

Na aba “Cálculos e Malha” (figura 43), foram definidos o número de intervalos em X (horizontal) e em Y (vertical), sendo 27 na horizontal e 21 na vertical para que se obtivesse distância de 50 cm entre as barras.

Figura 43: Malha gerada pelo programa GRELHA EQUIVALENTE

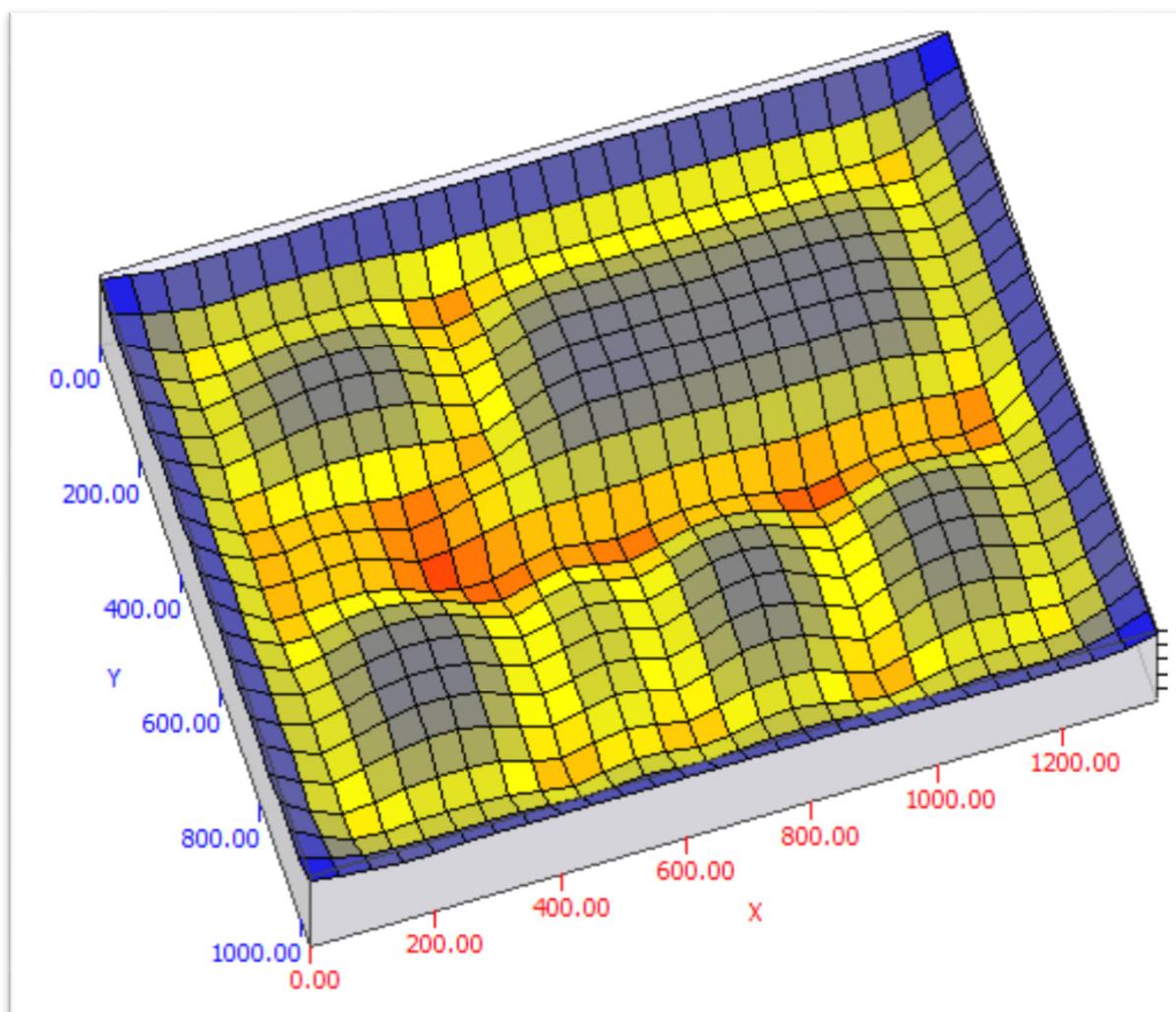


Fonte: O autor

10.5.3.1 Solo 1

Para determinação dos esforços do *radier* da edificação unifamiliar com o software GRELHA EQUIVALENTE sobre o solo 1 foram realizadas todas as etapas citadas em 10.5.3. Utilizou-se o coeficiente de mola calculado para o tipo de solo em estudo adaptado pela área de influência dos nós e para aplicação das cargas os carregamentos lineares foram convertidos em cargas pontuais para serem inseridas nos nós da malha. Foi utilizado o carregamento mostrado na figura 37. Com os dados calculados foi gerada e renderizada a malha deformada, conforme figura 44.

Figura 44: Malha deformada do solo 1 - Edificação unifamiliar



Fonte: O autor

O programa GRELHA EQUIVALENTE gera os diagramas de esforço cortante, momento fletor e deslocamentos, através dos quais foram obtidos os momentos máximos e mínimos, esforços cortantes máximos (em módulo) e deslocamentos máximos (tabela 78). Foram extraídos os diagramas das barras que correspondem aos eixos anteriormente definidos.

Tabela 78: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação unifamiliar sobre o solo 1

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1	1,11	-0,31	2,08	0,2
Y2	2,37	-1,09	6,01	0,3
Y3	2,69	-0,73	6,79	0,3
Y4	2,65	-1,18	5,94	0,3
Y5	3,01	-0,93	6,75	0,3
Y6	3,28	-0,98	7,28	0,3
Y7	1,69	-0,46	2,98	0,3
X1	1,30	-0,41	2,64	0,2
X2	2,15	-0,62	3,59	0,3
X3	1,96	-0,67	4,43	0,3
X4	1,20	-0,53	2,24	0,2

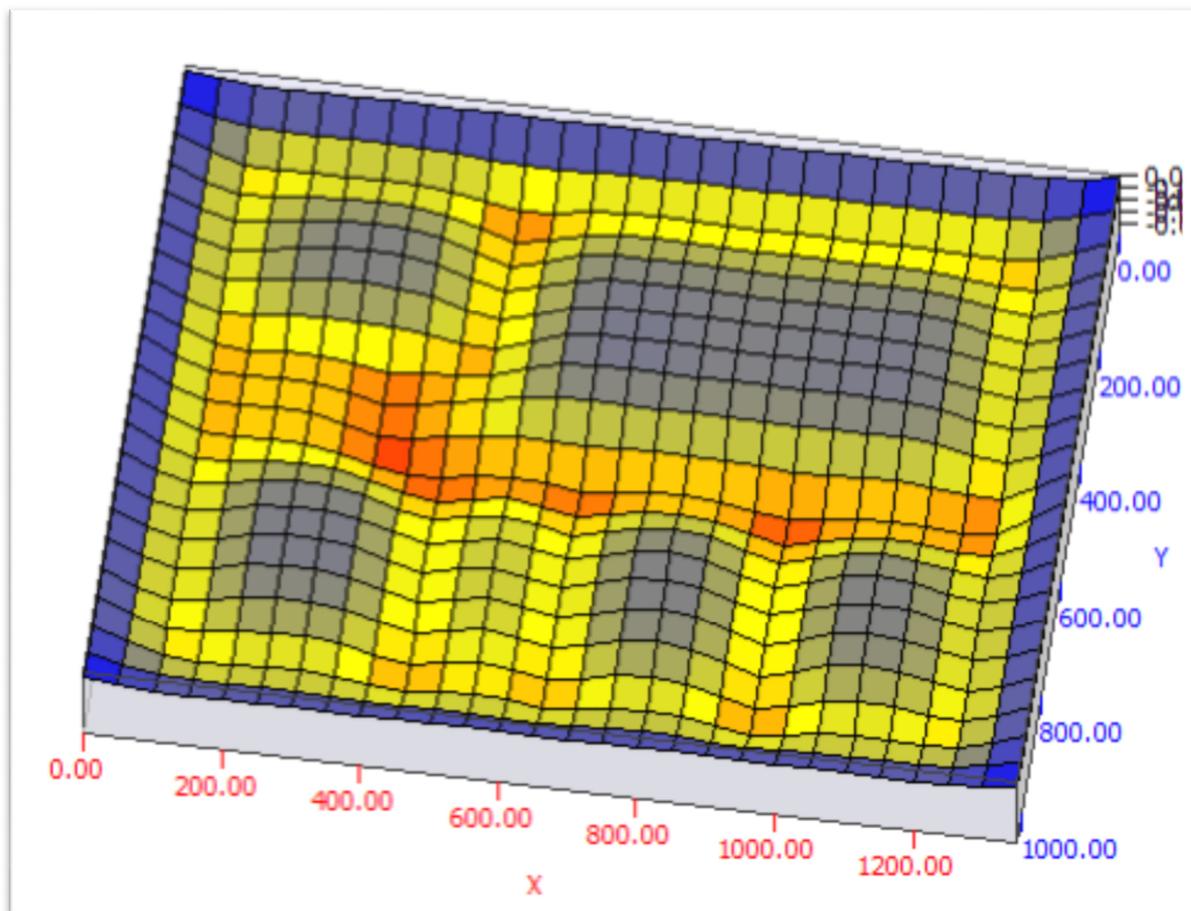
Fonte: O autor

Observa-se que os momentos máximos nos eixos em Y ocorreram no cruzamento com o eixo X3, os eixos Y3 e Y4 se destacam. Os momentos mínimos acontecem nos vãos entre os eixos. Os esforços cortantes máximos foram observados no cruzamento dos eixos X3 e Y6. Os deslocamentos máximos apresentaram resultado muito próximos.

10.4.3.2 Solo 2

Para dimensionamento do *radier* da edificação unifamiliar sobre o solo 2 foi repetido o procedimento utilizado no solo 1. Utilizou-se o coeficiente de mola calculado para o solo 2 adaptado de acordo com a área de influência dos nós e a aplicação das cargas é similar à do solo 1. Foi utilizado o carregamento mostrado na figura 37. Com os dados calculados foi gerada e renderizada a malha deformada, conforme figura 45.

Figura 45: Renderização da malha deformada do solo 2 - Edificação unifamiliar



Fonte: O autor

Também para o solo 2 foram gerados através do GRELHA os diagramas de esforço cortante, momento fletor e deslocamentos, através dos quais foram obtidos os momentos máximos e mínimos, esforços cortantes máximos (em módulo) e deslocamentos máximos (tabela 58). Foram extraídos os diagramas das barras que correspondem aos eixos anteriormente definidos.

Tabela 79: Resultados obtidos com GRELHA para o solo 2 - Edificação unifamiliar

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1	1,02	-0,33	1,94	0,2
Y2	1,09	-0,97	5,73	0,2
Y3	2,51	-0,91	6,69	0,3
Y4	2,47	-1,18	5,79	0,2
Y5	2,79	-0,89	6,49	0,2
Y6	3,03	-0,93	7,01	0,2
Y7	1,55	-0,39	2,71	0,2
X1	1,19	-0,35	2,52	0,2
X2	1,83	-0,57	3,39	0,2
X3	1,79	-0,63	4,2	0,3
X4	0,99	-0,46	2,18	0,2

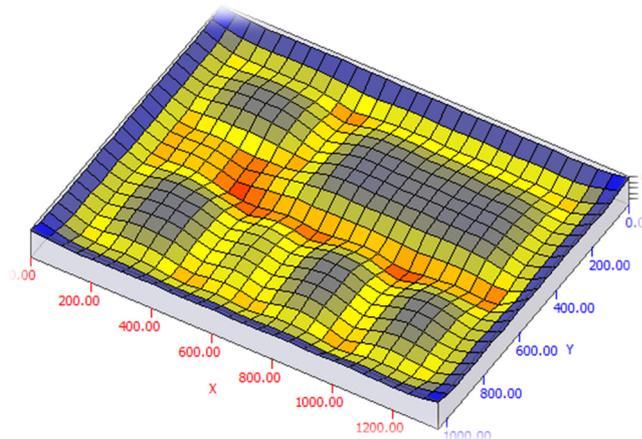
Fonte: O autor

Foi observado comportamento similar ao do solo 1, momentos máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos localizados nos mesmos pontos. Os deslocamentos máximos apresentam pequenas variações.

10.4.3.3 Solo 3

Para dimensionamento do *radier* da edificação unifamiliar sobre o solo 3 foi repetido o procedimento utilizado nos solos 1 e 2. Utilizou-se o coeficiente de mola calculado para o solo 3 e a aplicação das cargas é similar à dos solos 1 e 2. Foi utilizado o carregamento mostrado na figura 44. Com os dados calculados foi gerada e renderizada a malha deformada, conforme figura 52.

Figura 46: Renderização da malha deformada do solo 3 – Edificação unifamiliar



Fonte: O autor

Foram gerados para o solo 3 através do GRELHA os diagramas de esforço cortante, momento fletor e deslocamentos, através dos quais foram obtidos os momentos máximos e

mínimos, esforços cortantes máximos (em módulo) e deslocamentos máximos (tabela 59). Foram extraídos os diagramas das barras que correspondem aos eixos anteriormente definidos.

Tabela 80: Resultados obtidos com o GRELHA para a edificação unifamiliar sobre o solo 3

Eixo	Momento Máximo (kN.m/m)	Momento Mínimo (kN.m/m)	Cortante Máxima (kN/m)	Deslocamento (mm)
Y1	1,06	-0,35	2,02	0,2
Y2	2,28	-1,03	5,85	0,3
Y3	2,59	-0,89	6,74	0,3
Y4	2,55	-1,18	5,87	0,3
Y5	2,89	-0,91	6,62	0,3
Y6	3,15	-0,89	7,14	0,3
Y7	1,62	-0,43	2,75	0,2
X1	1,24	-0,38	2,57	0,2
X2	1,92	-0,59	3,30	0,2
X3	1,87	-0,65	4,31	0,3
X4	1,16	-0,49	2,19	0,2

Fonte: O autor

Foi observado comportamento similar ao dos solos 1 e 2. Os momentos máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e mínimos se localizam nos mesmos pontos. Os deslocamentos máximos também apresentaram valores próximos.

10.4.3.4 Considerações sobre o resultados obtidos com GRELHA EQUIVALENTE

Foram analisados os resultados obtidos com o programa GRELHA EQUIVALENTE e através destes estabelecido um comparativo entre estes valores (tabelas 81, 82 e 83).

Tabela 81: Comparativo de momentos fletores máximos – GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	1,11	1,02	1,06	8,82%	4,72%	3,77%
Y2	2,37	1,09	2,28	117,43%	3,95%	52,29%
Y3	2,69	2,51	2,59	7,17%	3,86%	3,09%
Y4	2,65	2,47	2,55	7,29%	3,92%	3,14%
Y5	3,01	2,79	2,89	7,89%	4,15%	3,46%
Y6	3,28	3,03	3,15	8,25%	4,13%	3,81%
Y7	1,69	1,55	1,62	9,03%	4,32%	4,32%
X1	1,3	1,19	1,24	9,24%	4,84%	4,03%
X2	2,15	1,83	1,92	17,49%	11,98%	4,69%
X3	1,96	1,79	1,87	9,50%	4,81%	4,28%
X4	1,20	0,99	1,16	21,21%	3,45%	14,66%

Fonte: O autor

Tabela 82: Comparativo de momentos fletores mínimos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Deslocamentos máximos (mm)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	-0,31	-0,33	-0,35	6,06%	11,43%	5,71%
Y2	-1,09	-0,97	-1,03	12,37%	5,83%	5,83%
Y3	-0,73	-0,91	-0,89	19,78%	17,98%	2,25%
Y4	-1,18	-1,18	-1,18	0,00%	0,00%	0,00%
Y5	-0,93	-0,89	-0,91	4,49%	2,20%	2,20%
Y6	-0,98	-0,93	-0,89	5,38%	10,11%	4,49%
Y7	-0,46	-0,39	-0,43	17,95%	6,98%	9,30%
X1	-0,41	-0,35	-0,38	17,14%	7,89%	7,89%
X2	-0,62	-0,57	-0,59	8,77%	5,08%	3,39%
X3	-0,67	-0,63	-0,65	6,35%	3,08%	3,08%
X4	-0,53	-0,46	-0,49	15,22%	8,16%	6,12%

Fonte: O autor

Tabela 83: Comparativo de esforços cortantes máximos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	2,08	1,94	2,02	7,22%	2,97%	3,96%
Y2	6,01	5,73	5,85	4,89%	2,74%	2,05%
Y3	6,79	6,69	6,74	1,49%	0,74%	0,74%
Y4	5,94	5,79	5,87	2,59%	1,19%	1,36%
Y5	6,75	6,49	6,62	4,01%	1,96%	1,96%
Y6	7,28	7,01	7,14	3,85%	1,96%	1,82%
Y7	2,98	2,71	2,75	9,96%	8,36%	1,45%
X1	2,64	2,52	2,57	4,76%	2,72%	1,95%
X2	3,59	3,39	3,30	5,90%	8,79%	2,73%
X3	4,43	4,20	4,31	5,48%	2,78%	2,55%
X4	2,24	2,18	2,19	2,75%	2,28%	0,46%

Fonte: O autor

Tabela 84: Comparativo de deslocamentos máximos - GRELHA EQUIVALENTE

Eixo	Deslocamentos Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre solos 1 e 2	Percentual de variação entre solos 1 e 3	Percentual de variação entre solos 2 e 3
	Solo1	Solo 2	Solo 3			
Y1	0,2	0,2	0,2	0,00%	0,00%	0,00%
Y2	0,3	0,2	0,3	50,00%	0,00%	33,33%
Y3	0,3	0,3	0,3	0,00%	0,00%	0,00%
Y4	0,3	0,2	0,3	50,00%	0,00%	33,33%
Y5	0,3	0,2	0,3	50,00%	0,00%	33,33%
Y6	0,3	0,2	0,3	50,00%	0,00%	33,33%
Y7	0,3	0,2	0,2	50,00%	50,00%	0,00%
X1	0,2	0,2	0,2	0,00%	0,00%	0,00%
X2	0,3	0,2	0,2	50,00%	50,00%	0,00%
X3	0,3	0,3	0,3	0,00%	0,00%	0,00%
X4	0,2	0,2	0,2	0,00%	0,00%	0,00%

Fonte: O autor

Através dos comparativos estabelecidos foi observado que nos momentos fletores máximos a maioria dos resultados obtidos não possui grandes variações exceto no eixo Y2, que apresentou uma diferença expressiva. Nos momentos fletores mínimos a maior parte dos valores também não apresentou diferenças discrepantes, exceto pelo eixo Y4 que não apresentou nenhuma variação. Os esforços cortantes máximos apresentaram pequenos percentuais de variação e os deslocamentos se destacam por apresentar vários resultados sem nenhuma diferença.

11. RESULTADOS E DISCUSSÃO

11.1 Edificação plurifamiliar

Foi realizada a determinação dos esforços de um *radier* submetido às ações geradas por uma edificação plurifamiliar com quatro pavimentos em concreto armado por três métodos diferentes: Método do Elementos Finitos, simulação de uma viga sobre base elástica e grelha equivalente.

Cada um dos métodos apresentou um resultado distinto, mesmo com utilização dos mesmos parâmetros e dos mesmos carregamentos para as todas as situações. Ainda assim, a estrutura apresentou um padrão de comportamento para todos os métodos e para os três tipos de solo no que se refere à localização dos esforços e deslocamentos máximos.

Nota-se que os momentos fletores máximos ocorrem nos pilares P7 e P12 nos eixos Y1 e Y6, P8 e P11 nos eixos Y2 e Y5, P9 e P10 nos eixos Y3 e Y4, respectivamente. Na análise horizontal, ocorreram momentos fletores máximos nos pilares P2 e P5 no eixo X1, pilares P8 e P11 no eixo X2 e pilares P16 e P19 no eixo X4. Os momentos mínimos ocorreram nos vãos entre os pilares. Os esforços cortantes máximos ocorreram nos mesmos pilares que os momentos fletores máximos.

O maior deslocamento ocorre nos pilares P8 e P11, coincidindo com o deslocamento máximo dos eixos X2, Y2 e Y5. Nos eixos Y1 e Y6 os maiores deslocamentos foram nos pilares P7 e P12, nos eixos X1, Y3 e Y4 nos pilares P3 e P4, no eixo X4 nos pilares P16 e P19, respectivamente.

11.1.1 Momentos fletores máximos

Foi realizado um comparativo entre os valores obtidos, com cada um dos métodos para cada um dos solos estudados, para os momentos fletores máximos, conforme as tabelas 85, 86 e 87

Tabela 85: Comparativo de momentos fletores máximos entre métodos para o solo 1

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	168,97	132,2	138,88	27,81%	21,67%	4,81%
Y2=Y5	257,33	258,8	253,39	0,57%	1,55%	2,14%
Y3=Y4	154,84	128,4	117,22	20,59%	32,09%	9,54%
X1	182,27	142,9	144,57	27,55%	26,08%	1,16%
X2	241,81	266,5	252,69	9,26%	4,31%	5,47%
X3	117,86	75,2	53,18	56,73%	121,62%	41,41%
X4	145,43	141,5	143,52	2,78%	1,33%	1,41%

Fonte: O autor

Tabela 86: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	162,7	122,8	134,21	32,49%	21,23%	8,50%
Y2=Y5	246,81	240,3	274,47	2,71%	10,08%	12,45%
Y3=Y4	148,3	119	116,33	24,62%	27,48%	2,30%
X1	175,79	132,7	140,05	32,47%	25,52%	5,25%
X2	229,23	247,6	246,77	7,42%	7,11%	0,34%
X3	114,91	70,7	70,2	62,53%	63,69%	0,71%
X4	140,34	131,5	138,9	6,72%	1,04%	5,33%

Fonte: O autor

Tabela 87: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 3

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	165,56	127,1	136,38	30,26%	21,40%	6,80%
Y2=Y5	249,75	248,7	250,27	0,42%	0,21%	0,63%
Y3=Y4	153,11	123,3	116,8	24,18%	31,09%	5,57%
X1	178,42	137,4	142,16	29,85%	25,51%	3,35%
X2	237,37	256,3	249,56	7,39%	4,88%	2,70%
X3	116,29	72,8	71,55	59,74%	62,53%	1,75%
X4	142,71	136,1	141,08	4,86%	1,16%	3,53%

Fonte: O autor

Foram observadas diferenças consideráveis nos percentuais de variação entre os métodos, porém, ao avaliar os percentuais de variação nota-se que não são grandes as diferenças de solo para solo.

11.1.2 Momentos fletores mínimos

Foi também estabelecido um comparativo de resultado entre os métodos para os momentos fletores mínimos dos três solos analisados, conforme apresentado nas tabelas 88, 89 e 90.

Tabela 88: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	-25,12	-28,6	-23,58	12,17%	6,53%	21,29%
Y2=Y5	-37,65	-56,6	-39,8	33,48%	5,40%	42,21%
Y3=Y4	-31,68	-37,7	-26,22	15,97%	20,82%	43,78%
X1	-26,25	-53,4	-29,48	50,84%	10,96%	81,14%
X2	-38,78	-62,3	-43,24	37,75%	10,31%	44,08%
X3	-23,4	-29,9	-20,5	21,74%	14,15%	45,85%
X4	-25,06	-32,1	-25,8	21,93%	2,87%	24,42%

Fonte: O autor

Tabela 89: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	-21,3	-25,7	-21,88	12,17%	-2,65%	17,46%
Y2=Y5	-33,2	-50,2	-37,43	33,48%	5,40%	34,12%
Y3=Y4	-26,3	-32	-24,7	15,97%	6,48%	29,55%
X1	-27,7	-46,5	-31,52	50,84%	10,96%	47,53%
X2	-34,9	-54,1	-40,98	37,75%	10,31%	32,02%
X3	-21,18	-26	-16,55	21,74%	27,98%	57,10%
X4	-22,36	-28,4	-21,62	21,93%	2,87%	31,36%

Fonte: O autor

Tabela 90: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 3

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	-23,53	-26,9	-22,64	12,53%	17,12%	18,82%
Y2=Y5	-35,33	-53	-38,59	33,34%	33,86%	37,34%
Y3=Y4	-27,46	-34,6	-25,32	20,64%	17,81%	36,65%
X1	-29,91	-49,7	-25,17	39,82%	40,43%	97,46%
X2	-36,94	-57,8	-42,06	36,09%	35,49%	37,42%
X3	-22,89	-27,8	-18,35	17,66%	18,54%	51,50%
X4	-23,64	-30,1	-25,29	21,46%	21,27%	19,02%

Fonte: O autor

No comparativo entre momentos fletores mínimos observa-se diferentes percentuais de variação entre os métodos e entre os eixos da edificação. Contudo, nota-se que de um solo para outro os percentuais de variação apresentam apenas pequenas alterações.

11.1.3 Esforços cortantes máximos

Foi estabelecido ainda, um comparativo entre os valores de esforços cortantes máximos alcançados com cada um dos métodos e com cada um dos solos em estudo, de acordo com as tabelas 91, 92 e 93.

Tabela 91: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	217,60	261	270,8	16,63%	19,65%	3,62%
Y2=Y5	429,30	510,1	523,74	15,84%	18,03%	2,60%
Y3=Y4	225,10	269,1	261,34	16,35%	13,87%	2,97%
X1	339,90	269,6	283,97	26,08%	19,70%	5,06%
X2	345,10	511,7	525,44	32,56%	34,32%	2,61%
X3	189,90	150,6	149,08	26,10%	27,38%	1,02%
X4	189,50	271,8	281,92	30,28%	32,78%	3,59%

Fonte: O autor

Tabela 92: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	236,50	259,9	269,16	9,00%	12,13%	3,44%
Y2=Y5	547,10	507,8	521,13	7,74%	4,98%	2,56%
Y3=Y4	233,70	270	259,62	13,44%	9,98%	4,00%
X1	335,90	272,8	282,36	23,13%	18,96%	3,39%
X2	347,30	508,9	522,78	31,75%	33,57%	2,66%
X3	165,90	148,6	150,42	11,64%	10,29%	1,21%
X4	205,00	270,4	280,22	24,19%	26,84%	3,50%

Fonte: O autor

Tabela 93: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos - solo 3

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	239,80	260,4	269,95	7,91%	11,17%	3,54%
Y2=Y5	405,80	508,9	522,4	20,26%	22,32%	2,58%
Y3=Y4	292,80	270	260,42	8,44%	12,43%	3,68%
X1	334,00	273,4	283,14	22,17%	17,96%	3,44%
X2	352,50	510,2	524,09	30,91%	32,74%	2,65%
X3	168,30	149,5	149,87	12,58%	12,30%	0,25%
X4	198,20	271	281,05	26,86%	29,48%	3,58%

Fonte: O autor

Com relação aos esforços cortantes máximos nota-se que as variações entre os CYPECAD e FTOOL e CYPECAD e GRELHA EQUIVALENTE são, em sua maioria, da mesma ordem de grandeza, embora a variação entre os eixos apresente valores significativamente diferentes. Observa-se pelos percentuais de variação que os resultados obtidos com o FTOOL e com o GRELHA EQUIVALENTE são bastante próximos.

11.1.4 Deslocamentos máximos

Foram também avaliadas através de tabelas comparativas os deslocamentos máximos obtidos com os três métodos utilizados para cada um dos solos em estudo, conforme apresentado nas tabelas 94, 95 e 96.

Tabela 94: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	1,65	4,788	1,4	65,54%	17,86%	242,00%
Y2=Y5	2,39	9,349	2,2	74,44%	8,64%	324,95%
Y3=Y4	1,84	5,22	1,4	64,75%	31,43%	272,86%
X1	1,84	4,847	1,4	62,04%	31,43%	246,21%
X2	2,39	9,056	2,2	73,61%	8,64%	311,64%
X3	1,52	2,527	1,3	39,85%	16,92%	94,38%
X4	1,68	4,812	1,4	65,09%	20,00%	243,71%

Fonte: O autor

Tabela 95: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	1,38	3,87	1,1	64,34%	25,45%	251,82%
Y2=Y5	2,07	7,562	1,9	72,63%	8,95%	298,00%
Y3=Y4	1,48	4,148	1,2	64,32%	23,33%	245,67%
X1	1,48	3,925	1,2	62,29%	23,33%	227,08%
X2	2,07	7,329	1,9	71,76%	8,95%	285,74%
X3	1,18	2,053	1	42,52%	18,00%	105,30%
X4	1,41	3,894	1,2	63,79%	17,50%	224,50%

Fonte: O autor

Tabela 96: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 3

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1=Y6	1,5	4,272	1,2	64,89%	25,00%	256,00%
Y2=Y5	2,22	8,347	2	73,40%	11,00%	317,35%
Y3=Y4	1,62	4,625	1,3	64,97%	24,62%	255,77%
X1	1,62	4,33	1,3	62,59%	24,62%	233,08%
X2	2,22	8,087	2	72,55%	11,00%	304,35%
X3	1,31	2,261	1,1	42,06%	19,09%	105,55%
X4	1,52	4,297	1,3	64,63%	16,92%	230,54%

Fonte: O autor

Nota-se grandes variações entre os métodos de cálculo utilizados, e também entre os eixos as variações são significativas. O FTOOL apresenta os deslocamentos mais altos para os três solos avaliados, resultando em grandes percentuais de variação quando comparado ao CYPECAD e ao GRELHA EQUIVALENTE. Ao analisar os resultados obtidos com o CYPECAD e o GRELHA EQUIVALENTE observa-se diferenças significativamente menores e conseqüentemente menores percentuais de variação.

11.2 Edificação unifamiliar

Foi realizada determinação dos esforços de um *radier* submetido às ações geradas por uma edificação unifamiliar de pequeno porte em alvenaria estrutural por três métodos diferentes: Método do Elementos Finitos, simulação de uma viga sobre base elástica e grelha equivalente. Foram analisado comparativos entre momentos fletores máximos e mínimos, esforços cortantes máximos e deslocamentos máximos entre os três métodos para os três solos em estudo.

Apesar de cada um dos métodos apresentar um resultado distinto observou-se um padrão de comportamento da estrutura no que se refere ao posicionamento dos esforços e deslocamentos máximos, independentemente do método utilizado ou do tipo de solo em estudo, o que pode ser observado claramente nos isovalores gerados pelo Cypecad e pela malha deformada renderizada no GRELHA EQUIVALENTE.

Os momentos fletores máximos ocorreram na região de cruzamento dos eixos Y2 e X2. Os momentos mínimos foram observados na região de encontro dos eixos Y2 com X3. Os esforços cortantes máximos ocorreram próximos ao cruzamento dos eixos Y6 e X3. Os deslocamentos máximos foram observados na região de encontro do eixo X3 com os eixos Y2 e Y3.

11.2.1 Momentos fletores máximos

Foram elaboradas tabelas comparativas com os resultados obtidos para momentos fletores máximos com os três métodos de determinação dos esforços para os três solos em estudo, conforme tabelas 97, 98 e 99.

Tabela 97: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,37	0,5	1,11	26,00%	66,67%	54,95%
Y2	0,54	1,5	2,37	64,00%	77,22%	36,71%
Y3	0,5	0,8	2,69	37,50%	81,41%	70,26%
Y4	0,4	0,8	2,65	50,00%	84,91%	69,81%
Y5	0,34	0,7	3,01	51,43%	88,70%	76,74%
Y6	0,34	0,8	3,28	57,50%	89,63%	75,61%
Y7	0,42	0,6	1,69	30,00%	75,15%	64,50%
X1	0,32	0,7	1,3	54,29%	75,38%	46,15%
X2	0,54	0,7	2,15	22,86%	74,88%	67,44%
X3	0,43	1,2	1,96	64,17%	78,06%	38,78%
X4	0,32	0,5	1,20	36,00%	73,33%	58,33%

Fonte: O autor

Tabela 98: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,32	0,5	1,02	36,00%	68,63%	50,98%
Y2	0,45	1,3	1,09	65,38%	58,72%	19,27%
Y3	0,5	0,7	2,51	28,57%	80,08%	72,11%
Y4	0,5	0,7	2,47	28,57%	79,76%	71,66%
Y5	0,32	0,6	2,79	46,67%	88,53%	78,49%
Y6	0,35	0,7	3,03	50,00%	88,45%	76,90%
Y7	0,39	0,5	1,55	22,00%	74,84%	67,74%
X1	0,29	0,6	1,19	51,67%	75,63%	49,58%
X2	0,5	0,7	1,83	28,57%	72,68%	61,75%
X3	0,41	1	1,79	59,00%	77,09%	44,13%
X4	0,28	0,5	0,99	44,00%	71,72%	49,49%

Fonte: O autor

Tabela 99: Comparativo de momentos fletores máximos entre os métodos para o solo 3

Eixo	Momentos fletores máximos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,34	0,5	1,06	32,00%	67,92%	52,83%
Y2	0,52	1,4	2,28	62,86%	77,19%	38,60%
Y3	0,52	0,7	2,59	25,71%	79,92%	72,97%
Y4	0,5	0,8	2,55	37,50%	80,39%	68,63%
Y5	0,41	0,7	2,89	41,43%	85,81%	75,78%
Y6	0,31	0,8	3,15	61,25%	90,16%	74,60%
Y7	0,4	0,5	1,62	20,00%	75,31%	69,14%
X1	0,3	0,7	1,24	57,14%	75,81%	43,55%
X2	0,48	0,7	1,92	31,43%	75,00%	63,54%
X3	0,4	1,1	1,87	63,64%	78,61%	41,18%
X4	0,3	0,5	1,16	40,00%	74,14%	56,90%

Fonte: O autor

Diante dos resultados obtidos no comparativo entre os métodos para momentos fletores máximos, foram analisadas diferenças expressivas entre os percentuais de variação entre os métodos. Porém quando se observa as diferenças de um solo para outro os percentuais são bastante próximos.

11.2.2 Momentos fletores mínimos

Foi realizado um comparativo também entre os momentos mínimos obtidos com o três métodos de cálculo para os três solos em estudo, de acordo com as tabelas 100, 101 e 102.

Tabela 100: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	-0,36	-0,5	-0,31	28,00%	16,13%	61,29%
Y2	-0,61	-0,6	-1,09	1,67%	44,04%	44,95%
Y3	-0,5	-0,8	-0,73	37,50%	31,51%	9,59%
Y4	-0,2	-0,8	-1,18	75,00%	83,05%	32,20%
Y5	-0,45	-0,7	-0,93	35,71%	51,61%	24,73%
Y6	-0,34	-0,9	-0,98	62,22%	65,31%	8,16%
Y7	-0,42	-0,6	-0,46	30,00%	8,70%	30,43%
X1	-0,38	-0,7	-0,41	45,71%	7,32%	70,73%
X2	-0,51	-0,8	-0,62	36,25%	17,74%	29,03%
X3	-0,61	-1,2	-0,67	49,17%	8,96%	79,10%
X4	-0,3	-0,5	-0,53	40,00%	43,40%	5,66%

Fonte: O autor

Tabela 101: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	-0,32	-0,5	-0,33	36,00%	3,03%	51,52%
Y2	-0,55	-0,5	-0,97	10,00%	43,30%	48,45%
Y3	-0,55	-0,7	-0,91	21,43%	39,56%	23,08%
Y4	-0,34	-0,8	-1,18	57,50%	71,19%	32,20%
Y5	-0,34	-0,7	-0,89	51,43%	61,80%	21,35%
Y6	-0,4	-0,8	-0,93	50,00%	56,99%	13,98%
Y7	-0,4	-0,5	-0,39	20,00%	2,56%	28,21%
X1	-0,34	-0,6	-0,35	43,33%	2,86%	71,43%
X2	-0,44	-0,7	-0,57	37,14%	22,81%	22,81%
X3	-0,55	-1	-0,63	45,00%	12,70%	58,73%
X4	-0,28	-0,4	-0,46	30,00%	39,13%	13,04%

Fonte: O autor

Tabela 102: Comparativo de momentos fletores mínimos entre os métodos para o solo 3

Eixo	Momentos fletores mínimos (kN.m/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	-0,33	-0,5	-0,35	34,00%	5,71%	42,86%
Y2	-0,58	-0,6	-1,03	3,33%	43,69%	41,75%
Y3	-0,58	-0,7	-0,89	17,14%	34,83%	21,35%
Y4	-0,31	-0,8	-1,18	61,25%	73,73%	32,20%
Y5	-0,35	-0,7	-0,91	50,00%	61,54%	23,08%
Y6	-0,3	-0,8	-0,89	62,50%	66,29%	10,11%
Y7	-0,41	-0,5	-0,43	18,00%	4,65%	16,28%
X1	-0,35	-0,7	-0,38	50,00%	7,89%	84,21%
X2	-0,35	-0,7	-0,59	50,00%	40,68%	18,64%
X3	-0,58	-1,1	-0,65	47,27%	10,77%	69,23%
X4	-0,29	-0,5	-0,49	42,00%	40,82%	2,04%

Fonte: O autor

Na análise dos comparativos de esforços cortantes máximos nota-se que variações consideráveis entre os métodos utilizados, porém as diferenças de valores obtidos de solo para solo são pequenas.

11.2.3 Esforços cortantes máximos

Foram ainda elaboradas tabelas comparativas para avaliar os esforços cortantes máximos obtido por meio de cada um dos métodos para os três solo estudados, conforme apresentado nas tabelas 103, 104 e 105.

Tabela 103: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	3,3	1,9	2,08	73,68%	58,65%	8,65%
Y2	5,61	3,2	6,01	75,31%	6,66%	46,76%
Y3	5,65	2,8	6,79	101,79%	16,79%	58,76%
Y4	4,3	3,1	5,94	38,71%	27,61%	47,81%
Y5	6,25	2,6	6,75	140,38%	7,41%	61,48%
Y6	6,76	3,1	7,28	118,06%	7,14%	57,42%
Y7	5,27	2,1	2,98	150,95%	76,85%	29,53%
X1	3,93	2,6	2,64	51,15%	48,86%	1,52%
X2	5,65	2,7	3,59	109,26%	57,38%	24,79%
X3	6,76	4,2	4,43	60,95%	52,60%	5,19%
X4	4,31	1,9	2,24	126,84%	92,41%	15,18%

Fonte: O autor

Tabela 104: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos para o solo 2

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	3,32	1,8	1,94	84,44%	71,13%	7,22%
Y2	5,35	3	5,73	78,33%	6,63%	47,64%
Y3	5,51	2,7	6,69	104,07%	17,64%	59,64%
Y4	4,38	3	5,79	46,00%	24,35%	48,19%
Y5	5,99	2,5	6,49	139,60%	7,70%	61,48%
Y6	6,48	2,9	7,01	123,45%	7,56%	58,63%
Y7	5,02	1,9	2,71	164,21%	85,24%	29,89%
X1	3,76	2,5	2,52	50,40%	49,21%	0,79%
X2	5,99	2,5	3,39	139,60%	76,70%	26,25%
X3	6,48	3,9	4,2	66,15%	54,29%	7,14%
X4	4,07	1,8	2,18	126,11%	86,70%	17,43%

Fonte: O autor

Tabela 105: Comparativo de esforços cortantes máximos entre os métodos - solo 3

Eixo	Esforços Cortantes Máximos (kN/m)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	3,31	1,8	2,02	83,89%	63,86%	10,89%
Y2	5,47	3,1	5,85	76,45%	6,50%	47,01%
Y3	5,58	2,7	6,74	106,67%	17,21%	59,94%
Y4	4,24	3,1	5,87	36,77%	27,77%	47,19%
Y5	6,11	2,6	6,62	135,00%	7,70%	60,73%
Y6	6,61	3	7,14	120,33%	7,42%	57,98%
Y7	5,19	2	2,75	159,50%	88,73%	27,27%
X1	3,84	2,5	2,57	53,60%	49,42%	2,72%
X2	4,5	2,6	3,3	73,08%	36,36%	21,21%
X3	6,61	4,1	4,31	61,22%	53,36%	4,87%
X4	4,13	1,8	2,19	129,44%	88,58%	17,81%

Fonte: O autor

Através do comparativo estabelecido para os esforços cortantes máximos, observa-se que as diferenças entre os métodos são expressivas, porém de solo para solo apresentam pequenas alterações.

11.2.4 Deslocamentos máximos

Para os deslocamentos máximos também foram preparadas tabelas comparativas entre os resultados alcançados com os três métodos de cálculo utilizados para os três tipos de solo, conforme tabelas 106, 107 e 108.

Tabela 106: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos para o solo 1

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,27	1,291	0,2	79,09%	35,00%	545,50%
Y2	0,34	1,103	0,3	69,17%	13,33%	267,67%
Y3	0,34	1,1913	0,3	71,46%	13,33%	297,10%
Y4	0,26	1,855	0,3	85,98%	13,33%	518,33%
Y5	0,3	1,575	0,3	80,95%	0,00%	425,00%
Y6	0,32	2,096	0,3	84,73%	6,67%	598,67%
Y7	0,28	1,343	0,3	79,15%	6,67%	347,67%
X1	0,26	1,698	0,2	84,69%	30,00%	749,00%
X2	0,32	1,833	0,3	82,54%	6,67%	511,00%
X3	0,34	2,69	0,3	87,36%	13,33%	796,67%
X4	0,24	1,229	0,2	80,47%	20,00%	514,50%

Fonte: O autor

Tabela 107: Comparativo de deslocamentos máximos entre os métodos - solo 2

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,19	0,9712	0,2	80,44%	5,00%	385,60%
Y2	0,27	0,874	0,2	69,11%	35,00%	337,00%
Y3	0,27	1,1442	0,3	76,40%	10,00%	281,40%
Y4	0,23	1,626	0,2	85,85%	15,00%	713,00%
Y5	0,25	1,38	0,2	81,88%	25,00%	590,00%
Y6	0,25	1,579	0,2	84,17%	25,00%	689,50%
Y7	0,22	1,007	0,2	78,15%	10,00%	403,50%
X1	0,21	1,281	0,2	83,61%	5,00%	540,50%
X2	0,25	1,391	0,2	82,03%	25,00%	595,50%
X3	0,27	2,02	0,3	86,63%	10,00%	573,33%
X4	0,19	0,977	0,2	80,55%	5,00%	388,50%

Fonte: O autor

Tabela 108: Comparativo de deslocamentos entre os métodos - solo 3

Eixo	Deslocamentos Máximos (mm)			Percentual de variação entre CYPECAD e FTOOL	Percentual de variação entre CYPECAD e GRELHA	Percentual de variação entre FTOOL e GRELHA
	CYPECAD	FTOOL	GRELHA			
Y1	0,25	1,109	0,2	77,46%	25,00%	454,50%
Y2	0,3	0,974	0,3	69,20%	0,00%	224,67%
Y3	0,3	1,645	0,3	81,76%	0,00%	448,33%
Y4	0,25	1,855	0,3	86,52%	16,67%	518,33%
Y5	0,27	1,575	0,3	82,86%	10,00%	425,00%
Y6	0,27	1,802	0,3	85,02%	10,00%	500,67%
Y7	0,25	1,151	0,2	78,28%	25,00%	475,50%
X1	0,23	1,464	0,2	84,29%	15,00%	632,00%
X2	0,3	1,576	0,2	80,96%	50,00%	688,00%
X3	0,3	2,307	0,3	87,00%	0,00%	669,00%
X4	0,21	1,057	0,2	80,13%	5,00%	428,50%

Fonte: O autor

Através da análise comparativa estabelecida entre os métodos percebe-se grandes variações entre CYPECAD e FTOOL e entre FTOOL e GRELHA EQUIVALENTE, devido ao fato do FTOOL apresentar deslocamentos consideravelmente maiores que os demais softwares utilizados. As diferenças entre CYPECAD e GRELHA variam entre 0% e 50%.

12. CONCLUSÃO

Para o dimensionamento de fundações do tipo *radier* existem diversos métodos a serem utilizados. Cada metodologia adotada apresentará resultados diferentes, porém o comportamento da estrutura, no que se refere à localização dos esforços e deslocamentos máximos tende a manter um padrão. Uma mesma distribuição de cargas sobre um *radier* leva a um modelo de comportamento estrutural, com variação de valores nos esforços, porém ocorrendo nos mesmos pontos da estrutura.

Nas análises comparativas estabelecidas entre os métodos para os três tipos de solo, é possível perceber uma certa constância nos percentuais de variação de um solo para outro mesmo quando a diferença entre os métodos avaliados é significativa.

Nota-se que independentemente do método de dimensionamento empregado os deslocamentos, esforços cortantes e momentos fletores tendem a ser maiores quanto menor for o coeficiente de reação vertical.

Os exemplos desenvolvidos neste trabalho são muito ilustrativos, pois retratam duas edificações com sistemas estruturais e carregamentos distintos, ambas comuns à vida profissional do engenheiro. A utilização de três ferramentas computacionais diferentes facilita a percepção de como uma mesma situação pode apresentar diferentes soluções.

A simulação com três tipos de solo diferentes, utilizando coeficientes de reação vertical e tensões admissíveis diferentes torna possível a consideração da contribuição do solo na interação com a estrutura. E enfatiza que o conhecimento do terreno a ser edificado é de fundamental importância para o desenvolvimento de um projeto, pois alterações nos parâmetros de solo geram alterações nos esforços e influenciam na estrutura.

REFERÊNCIAS

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Previsão e Controle das Fundações: Uma introdução ao controle da qualidade em fundações**. São Paulo. Blucher. 2011. 2 ed.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. **Interação Solo-Estrutura de Edifícios com Fundações Superficiais**. 2011. 139 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo – Ensaio de penetração de cone *in situ*. Rio de Janeiro: ABNT, 1991, junho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2014, maio.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010, setembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – sondagens de simples reconhecimento com SPT. Rio de Janeiro: ABNT, 2001, fevereiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6489**: Prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984, dezembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos - Terminologia. Rio de Janeiro: ABNT, 1995, setembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundação de edifícios. Rio de Janeiro: ABNT, 1983, junho.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8044**: Projeto Geotécnico. Rio de Janeiro: ABNT, 1995, setembro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003, março.

BOWLES, Joseph E.. **Foundation analysis and design**. New York. The McGraw-Hill Companies, 1996. 5 ed.

BUDHU, Muni. **Fundações e estruturas de contenção**. Rio de Janeiro. LTC. 2015. 1 ed.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações, volume 1: fundamentos**. Rio de Janeiro. LTC. 1988. 6 ed.

CARVALHO, Roberto Chust. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014**. São Carlos. EdUFSCar, 2014. 4 ed.

CASS JUNIOR, Andrew. CARVALHO, Roberto Chust de. **Programa livre para análise de grelhas de concreto**. 21 p. Artigo científico. Universidade Federal de São Carlos, São Carlos.

CHRISTAN, Priscila de. **Estudo da interação Solo-estaca sujeito a carregamento horizontal em ambientes submersos**. 2012. 194 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2012.

CINTRA, J.C. Ângelo; AOKI, Nelson; ALBIERO, José Henrique. **Fundações Diretas – Projeto Geotécnico**. São Paulo, 2011.

CYPE Ingenieros, S.A. **CYPECAD: Memória de Cálculo**. Alicante, Spain. Tradução: Top – Informática Lda. 1 ed. 2003.

DAS. Braja M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. São Paulo. Thomson Learning. 2006. 6 ed.

DÒRIA, Luís Eduardo Santos. **Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier**. 2007. 93 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

FARIA, Antônio de. **Estruturas especiais – Viga apoiada em base elástica**. 2015. Notas de aula – LTF Engenharia, Passos, 2015.

FARIA, Antônio de. **Uma nova abordagem na utilização de ferramentas computacionais no ensino de conteúdos da disciplina “Estruturas de Concreto” nos cursos de Engenharia Civil**. 2009. 171 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2009.

FERREIRA, Marcelo Menandro. **Estudo de fundação: execução de sapata de grande dimensão**. 2009. 62 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2009.

FORMIGONI, Diogo Deniz de Pádua. **Análise comparativa do desempenho de fundação rasa do tipo radier com fundação rasa de sapatas isoladas**. 2009. 67 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) – Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

GUSMÃO, A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994). **Construction Sequency Effect on Settlements of Buildings**. XIII ICSMFE, New Delhi, India, pp. 1803-1806.

HIBBELER, Russell Charles. **Resistência dos materiais**. São Paulo. Pearson Prentice Hall, 2010. 7 ed.

JOPPERT JUNIOR, Ivan. **Fundações e contenções em edifícios: qualidade total na gestão do projeto e execução**. São Paulo. PINI, 2007. 1 ed.

MEDEIROS, Paloma Moreira de. NETO, Silvrano Adonias Dantas. MOURA, Alfran Sampaio. **Avaliação da utilização de fundação do tipo radier com base na estimativa dos**

recalques: estudo de caso em Fortaleza – CE. 7 p. Artigo científico. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

ORTIGÃO, J.A.R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** Terratek, 2007. 3 ed.

PASSOS, Paula Gracinete de Oliveira. **Melhoramento de solos arenosos com estacas de areia e brita.** 2005. 141 p. Tese (Doutorado) – Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

PORTO, Thiago Bomjardim. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação.** 2010. 243 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2010.

SCARLAT, A. S. **Effect of Soil Deformability on Rigidity – Related Aspects of Multistory Buildings Analysis.** ACI Structural Journal, v.90, n.02, 1993.

SILVA, Nelson Urias Pinto da. **Análise de tensões verticais em edifícios de alvenaria estrutural considerando a interação solo-estrutura.** 2006. 123 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2006.

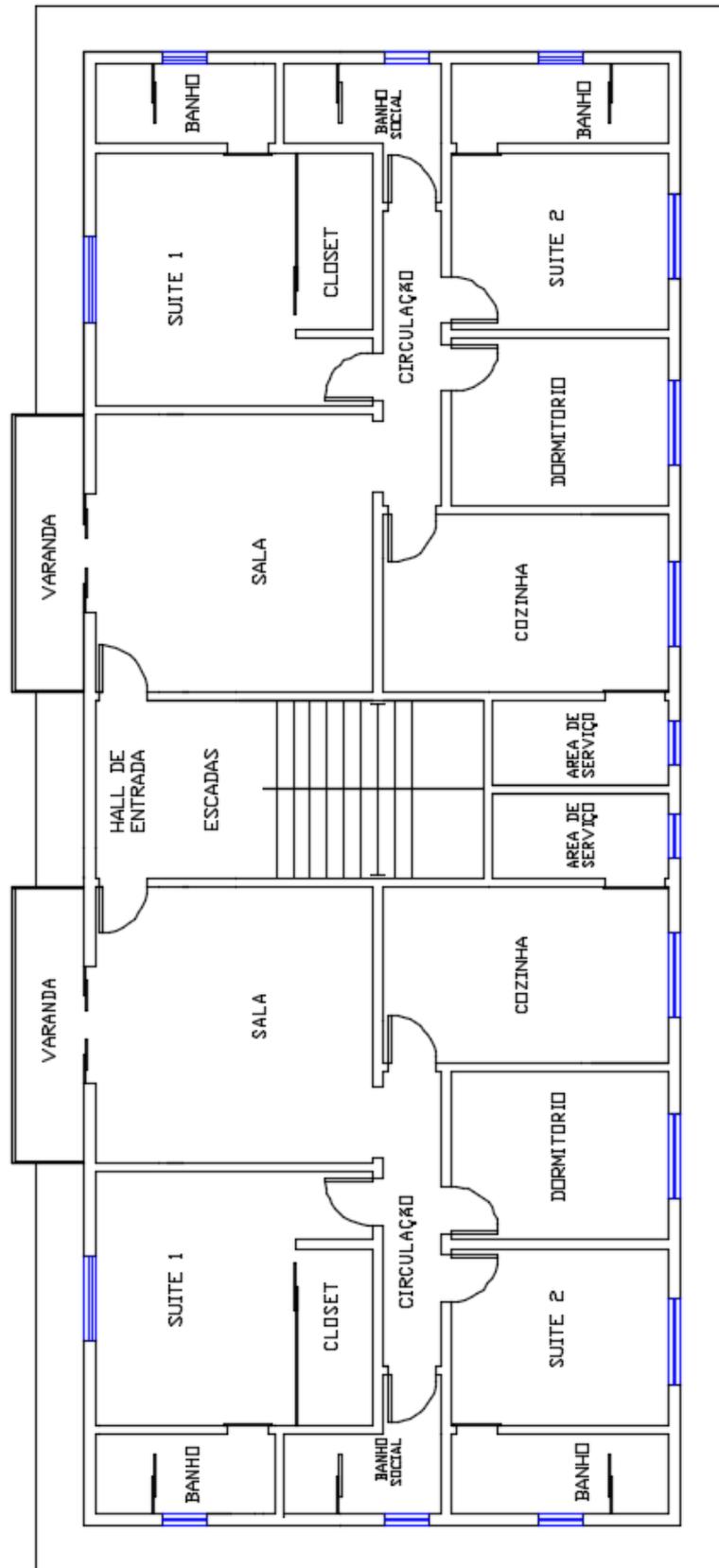
STRAMANDINOLI, J.S.B. **Contribuições à Análise de Lajes Nervuradas por Analogia de Grelha,** 2003. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Santa Catarina.

VELLOSO, Dirceu de Alencar. LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** São Paulo. Oficina de Textos. 2010.

VELLOSO, Dirceu de Alencar. SANTA MARIA, Paulo Eduardo Lima de. LOPES, Francisco de Rezende. **Princípios e modelos básicos de análise.** In _____. Fundações Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo. Pini. Cap 4. p. 163-196.

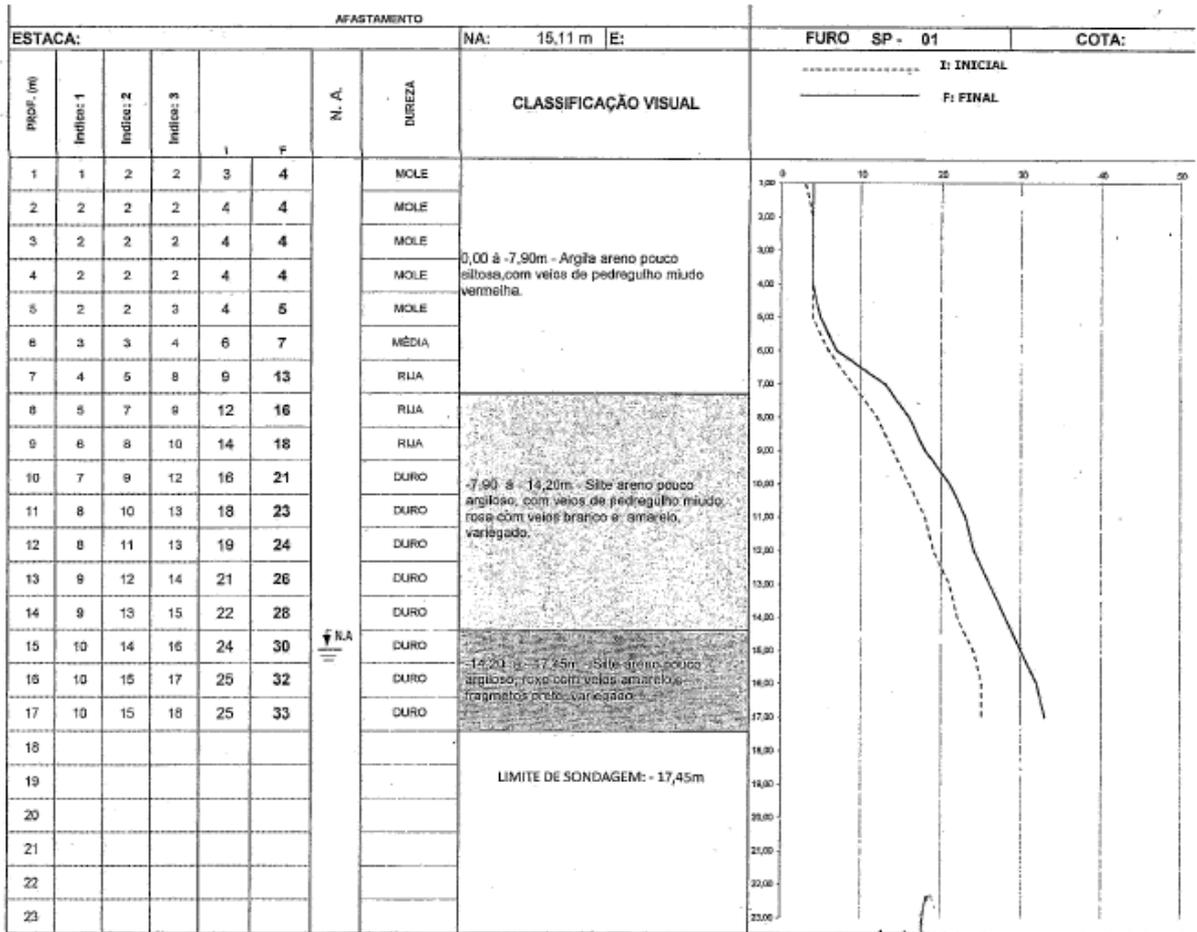
APÊNDICE A – Planta baixa da edificação unifamiliar

APÊNDICE B – Planta do pavimento tipo da edificação plurifamiliar



APÊNDICE C – Planta de cargas da edificação plurifamiliar

ANEXO A – Solo 1



ANEXO C – Solo 3

FURO Nº <u>SP 29</u>				PROFUNDIDADE DO NÍVEL DA ÁGUA		ENSAIO DE PENETRAÇÃO				
COTA <u>875,00 metros</u>				INICIAL N.F.E. m em 18/09/08		REVESTIMENTO β 2 1/2"				
				FINAL N.F.E. m em 19/09/08		AMOSTRADOR β INTERNO 13/8"				
				OBS: L.T.= LAVAGEM EM TEMPO=N.F.U.		β EXTERNO 2"				
				COMPRIMENTO REVESTIDO C.R.=2,00 metros		Nº DE GOLPES / 30 cm				
				CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DO MATERIAL		○---○ 30 cm INIC. ○---○ 30 cm FIN.				
						10	20	30	40	50
				1	1,00					
14	18	874	2	2,00						
26	18	873	3	3,00						
15	14	872	4	4,00						
21	21	871	5	5,00						
7	5	870	6	6,00						
6	6	869	7	7,00						
6	6	868	8	8,00						
4	4	867	9	9,00						
10	9	866	10	10,00						
9	11	865	11	11,00						
11	9	864	12	12,00						
17	18	863	13	13,00						
36	41	862	14	14,00						
45	50	861		14,45	LIMITE DA SONDAGEM PELO SPT					