

**CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

Dênis Augusto Zart

**ANÁLISE DOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÕES DE SOLICITAÇÕES EM  
RADIERS DE CONCRETO ARMADO**

Santa Cruz do Sul

2016

Dênis Augusto Zart

**ANÁLISE DOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÕES DE SOLICITAÇÕES EM  
RADIERS DE CONCRETO ARMADO**

Trabalho de conclusão apresentado ao Curso de Engenharia Civil na Universidade de Santa Cruz do Sul, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. M. Sc. Christian Donin

Santa Cruz do Sul

2016

Dênis Augusto Zart

**ANÁLISE DOS MÉTODOS DE DETERMINAÇÕES DE SOLICITAÇÕES EM  
RADIERS DE CONCRETO ARMADO**

Este Trabalho de conclusão foi apresentado ao Curso de Engenharia Civil na Universidade de Santa Cruz do sul, como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheiro Civil.

Dr. Eduardo Rizzatti

Professor Examinador - UFSM

M. Sc. Henrique Luiz Rupp

Professor Examinador – UNISC

M. Sc. Christian Donin

Professor Orientador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2016

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço a Deus acima de tudo por ter me dado saúde e força para seguir o caminho que escolhi.

Agradeço aos meus pais por ter me apoiado nas horas difíceis, por ter me incentivado não só no tempo que estive na faculdade mas ao longo de toda minha vida.

Agradeço aos colegas que de alguma forma contribuíram com espontaneidade e alegria, auxiliando no rendimento do meu trabalho.

Agradeço ao professor orientador Christian Donin, pelo incentivo e presteza no auxílio das atividades, direcionando o estudo e me induzindo a busca pelo saber.

Agradeço aos demais professores da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC, que tive a honra de ter aula, assim sendo co-responsáveis pelo meu crescimento intelectual.

## RESUMO

O presente trabalho apresenta as vantagens e justificativa técnica para a escolha desse tipo de fundação, realiza uma análise de estrutura de radier, descrevendo sua classificação, definição e tipos estruturais. Na atualidade esse tipo de fundação vem sendo raramente usada, devido ao pouco conhecimento dos projetistas no assunto, o que torna a execução desse tipo de fundação uma manobra arriscada. Por isso, o trabalho em questão desenvolve um estudo e uma análise nos métodos de cálculo disponíveis nas bibliografias, visando esclarecer e contribuir no assunto previamente citado. Mais especificamente o trabalho aplica o método dos Pórticos Equivalentes da NBR 6118:2014 e o Método dos Elementos Finitos, posteriormente aplicados em um modelo de radier, assim sendo possível a comparação dos resultados. O modelo escolhido de radier conta com um carregamento alto, pois recebe a carga de quatro pilares, tornando a análise de deformação da placa interessante, de forma que através dos métodos de cálculo é possível captar os momentos fletores e distribuí-los pelo radier. Os resultados obtidos pelo Método dos Elementos Finitos se mostraram mais confiáveis, já que esse método analisa a estrutura de maneira mais coerente, sendo possível captar o valor de tensão em qualquer ponto da estrutura, já o modelo dos Pórticos Equivalentes analisa de forma diferente, ele distribui os esforços de maneira mais generalizada, não levando em conta o ponto de aplicação das cargas.

**Palavras-chave:** Radier, métodos de cálculo, análise de estruturas.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1: Tipos de Fundações.....	17
Figura 2: Distribuição de cargas em um radier.....	19
Figura 3: Classificação do radier quanto a transferência de carga.....	20
Figura 4: Tipos comuns de radiers.....	21
Figura 5: Classificação do ensaio de placa quanto a localização.....	28
Figura 6: Classificação do ensaio de placa quanto ao tipo de placa.....	28
Figura 7: Gráfico ensaio de placa: pressão versus recalque.....	29
Figura 8: Cuidado na interpretação dos ensaio de placas: Bulbo de tensões.....	29
Figura 9: Ensaio de compressão (deformação elástica).....	31
Figura 10: Ensaio de compressão (deformação plástica).....	31
Figura 11: Pressões de contato.....	34
Figura 12: Comportamento de fundações flexíveis.....	35
Figura 13: Comportamento de fundações rígidas.....	35
Figura 14: Características das cargas aplicadas.....	36
Figura 15: Intensidade das cargas.....	37
Figura 16: Modelos de solo para análise.....	38
Figura 17: Comportamento do sistema de molas.....	39
Figura 18: Esquema Modelo A.....	40
Figura 19: Esquema Modelo B.....	41
Figura 20: Esquema Modelo C.....	42
Figura 21: Modelagem a partir do meio contínuo.....	43
Figura 22: Malha para emprego do método das diferenças finitas.....	46
Figura 23: Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF.....	47
Figura 24: Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF.....	48
Figura 25: Efeito de punção.....	50
Figura 26: Distribuição da armadura da laje (a) positiva, (b) negativa.....	56
Figura 27: (a) armadura de punção, (b) armadura anular, (c) armadura em gaiola ..	56
Figura 28: Planta de carga e locação dos pilares.....	61
Figura 29: Definição dos Pórticos Equivalentes.....	63
Figura 30: Divisão por faixas.....	64
Figura 31: Faixa X <sub>A</sub> .....	65

Figura 32: Faixa $X_B$ .....	65
Figura 33: Faixa $Y_A$ .....	65
Figura 34: Faixa $Y_B$ .....	65
Figura 35: Divisão dos momentos por faixas.....	66
Figura 36: Modelagem da placa .....	68
Figura 37: Modelagem da estrutura completa (radier e solo).....	68
Figura 38: Visualização da malha de elementos finitos.....	69
Figura 39: Radier carregado com a ação dos pilares.....	70
Figura 40: Gráfico de Convergência da Tensão no eixo x. ....	72
Figura 41: Gráfico de Convergência da Tensão no eixo y. ....	72
Figura 42: Diagrama de momento fletor da faixa $X_A$ .....	74
Figura 43: Diagrama de momento fletor da faixa $X_B$ .....	75
Figura 44: Diagrama de momento fletor da faixa $Y_A$ .....	75
Figura 45: Diagrama de momento fletor da faixa $Y_B$ .....	75
Figura 46: Deformação da estrutura sofrida pela aplicação das cargas dos pilares .	77
Figura 47: Visualização da deformação do radier sofrido pela carga dos pilares.....	77
Figura 48: Visualização da deformação do radier sofrido pela carga dos pilares.....	78
Figura 49: Comparação entre os métodos .....	81

## Lista de Tabelas

Tabela 1: Classe de agressividade ambiental .....	23
Tabela 2: Classe de agressividade e qualidade do concreto .....	24
Tabela 3: Classe de agressividade e cobrimento nominal .....	24
Tabela 4: Valores de “k” Kgf/cm <sup>3</sup> sugeridos por Terzagui.....	26
Tabela 5: Valores de “k” sugeridos por Moraes.....	27
Tabela 6: Fórmulas relacionados com o ensaio de compressão.....	32
Tabela 7: Valores de módulo de elasticidade para diferentes tipos de solo.....	32
Tabela 8: Correlação entre módulo de elasticidade e coeficiente de rigidez.....	33
Tabela 9: Efeito de punção .....	51
Tabela 10: Taxas mínimas de armadura de flexão.....	53
Tabela 11: Valores de tensão para diferente dimensões de malha .....	71
Tabela 12: Resumo dos resultados obtidos pelo método dos pórticos equivalentes.....	76
Tabela 13: Resumo dos resultados obtidos pelo MEF.....	79



## Lista de abreviaturas

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACI – American Concrete Institute

kN – kilo Newton

CA – Concreto Armado

$f_{ck}$  – Resistência de compressão do concreto

E – Módulo de Young ou módulo de elasticidade

SPT – Sondagem de percussão terrestre

$K_v$  – Módulo de reação vertical

K – coeficiente de rigidez do solo

$K_s$  – Coeficiente reação do solo

I - Inércia

w – Recalque

$R_r$  – Rigidez relativa

q – Carregamento

N – Força normal

F – Força

P - Pressão

$\sigma$  – Pressão normal

$\tau$  – Tensão cisalhante

b – Largura da placa

t – Espessura da placa

l – comprimento

$\Delta$  - Deslocamento

$\nu$  – Coeficiente de Poisson

$\phi$  - Diâmetro

## SUMÁRIO

1. APRESENTAÇÃO.....	13
1.1 Área e limitação do tema.....	14
1.2. Justificativa.....	14
1.3 Objetivos.....	15
1.3.1 Objetivo geral .....	15
1.3.2 Objetivos Específicos.....	16
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	17
2.1 Tipos de Fundações e Terminologia.....	17
2.2 Fundações do tipo radier em concreto armado .....	18
2.2.1 Classificação de Radier .....	20
2.2.2 Espessuras mínimas do radier .....	22
2.2.3 Características do concreto armado.....	23
2.3 Parâmetros do solo.....	25
2.3.1 Coeficiente de rigidez do solo.....	25
2.3.1.1 Caracterização dos solos.....	25
2.3.1.2 Ensaio de placa .....	27
2.3.2 Módulo de elasticidade .....	31
2.4 Interação solo–estrutura .....	33
2.4.1 Pressões de contato.....	34
2.4.1.1 Características das cargas aplicadas .....	35
2.4.1.2 Rigidez relativa fundação-solo .....	36
2.4.1.3 Propriedades dos solos .....	37
2.4.1.4 Intensidade das cargas .....	37
2.5 Modelos de solo para análise da interação solo-fundação.....	38
2.5.1 Hipótese de Winkler .....	38
2.5.1.1 Modelo A.....	40

2.5.1.2 Modelo B.....	41
2.5.1.2 Modelo C.....	42
2.5.2 Hipótese de Westergard .....	43
2.5.3 Meio Contínuo .....	43
2.6 Métodos de cálculo .....	44
2.6.1 Método da placa sobre o solo de Winkler.....	44
2.6.2 Método das diferenças finitas .....	46
2.6.3 Método dos elementos finitos .....	46
2.6.4 Método de placas sobre base elástica .....	47
2.6.5 Método Estático .....	48
2.7 Dimensionamento ao puncionamento .....	49
2.7.1 Cálculo das tensões no concreto .....	49
2.7.1.1 Verificação da compressão do concreto no perímetro C.....	50
2.7.1.2 Verificação da compressão do concreto no perímetro C' .....	51
2.7.1.3 Verificação da compressão do concreto no perímetro C" .....	52
2.8 Dimensionamento a flexão .....	52
2.9 Dimensionamento ao esforço cortante.....	53
2.9.1 Lajes sem armadura para força cortante .....	54
2.9.2 Lajes com armadura para força cortante .....	54
3.0 Detalhamento.....	55
3. OUTRAS PESQUISAS .....	57
4. METODOLOGIA .....	60
4.1 Classificação da metodologia .....	60
4.2 Modelo de Radier .....	60
4.3 Método dos Pórticos Equivalentes da NBR 6118/2014.....	62
4.4 Análise da Estrutura via Método dos Elementos Finitos utilizando o Programa Ansys .....	66

4.4.1 Definição dos parâmetros da estrutura .....	67
4.4.2 Análise de Convergência.....	70
5. RESULTADOS.....	74
5.1 Resultados obtidos pela análise dos pórticos equivalentes.....	74
5.2 Resultados obtidos via Método dos Elemento Finitos utilizando o Programa Ansys .....	76
6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	80
6.1 Análise dos momentos fletores por faixas .....	80
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	82
REFERÊNCIAS.....	84

## 1. APRESENTAÇÃO

A construção civil está presente na sociedade desde os tempos mais remotos, o aprimoramento de técnicas construtivas se tornou uma tendência, alterando o cenário da construção com o passar dos anos, tornando o avanço tecnológico dos materiais e a aquisição de maior conhecimento dos profissionais que trabalham na área uma obrigação para o desenvolvimento da sociedade.

O acelerado crescimento dos últimos tempos se deu devido a invenção do computador, ferramenta que auxiliou a humanidade em todos os quesitos, mais precisamente ajudou o ramo da engenharia na concepção de projetos, acelerando e melhorando os resultados obtidos. Por outro lado grande parte da população se deparou com dificuldades em se adaptar com a nova era digital nos anos 50, tornando esse tipo de tecnologia dominada por pequena parte da população, atrasando em partes o avanço da tecnologia.

Quase como uma unanimidade a construção civil no Brasil não evoluiu tanto quando comparado a outros ramos, os métodos tradicionais se tornaram obsoletos, o desejo de se aprimorar foi pouco percebido, fato ocasionado devido ao receio em falhar utilizando métodos novos. Todos esses aspectos dificultaram a entrada de novos métodos construtivos e novos produtos no mercado comprometendo o crescimento tecnológico do país.

O aquecimento do mercado imobiliário dos últimos anos gerou uma grande procura por imóveis, principalmente dos que se enquadram dentro da faixa de financiamento habitacional, fato que colocou a qualidade das construções em debate, já que a grande demanda por casas populares direcionou o interesse para a redução de custos, deixando de lado muitas vezes a preocupação em assegurar a qualidade em primeiro lugar.

Em busca de uma forma de reduzir os custos nas edificações, a procura por novas tecnologias e formas construtivas tomou conta do cenário. A mão de obra foi substituída na medida do possível por máquinas devido ao seu elevado custo, e materiais que não eram empregados no passado começaram a aparecer nas obras.

Com o intuito de suprir uma necessidade imposta pelo momento, novas tecnologias surgiram em todos os ramos da construção, seja por uma necessidade técnica, econômica ou estética. Visando saciar um requerimento econômico na área de fundações, o radier surgiu como uma inovação tecnológica na construção no Brasil, método construtivo já dominado há bastante tempo no exterior.

O radier surgiu como uma opção de fundação rasa com grande vantagem econômica para edificações horizontais, pois apresenta bom comportamento frente a solos com pouca resistência e grande agilidade construtiva, tornando o radier uma fundação com grande potencial de expansão nos últimos anos, devido ao grande número de edificações de padrão baixo sendo executadas.

### **1.1 Área e limitação do tema**

O presente trabalho foi desenvolvido na área de estruturas de concreto armado, com enfoque em estruturas de fundações. O estudo desenvolvido limitou-se a análise de distribuição de carga em fundações do tipo radier, buscando analisar os modelos de cálculo para a distribuição dessas cargas.

### **1.2. Justificativa**

O tipo de fundação que o projetista opta na hora da concepção de um projeto está relacionado a vários fatores, como a viabilidade técnica e econômica, porém quando se opta por uma fundação rasa o *radier* é raramente escolhido, o que lhe tornou pouco visto em obras no Brasil.

A falta de projetos com o uso de *radier* está fortemente relacionado com a dificuldade encontrada no dimensionamento e falta de conhecimento por parte dos profissionais, o que os fazem optar por outro tipo de fundação, por conta também de imposições geradas pelo mercado, embora em muitos casos seja viável a execução de *radiers* por conta da situação imposta pelo terreno.

Alguns empecilhos contribuem para a insegurança na hora do dimensionamento de *radiers*, o maior deles é a interação solo estrutura, onde os recalques são de difícil

determinação, gerando desconfiança e insegurança ao projetar. Visando facilitar o dimensionamento, podem ser usados vários modelos de cálculo, desde os mais simplificados até os mais completos, onde pode-se citar um método simplificado o sistema de cálculo de lajes invertidas, e um método mais completo, o sistema que considera a laje apoiada sobre base elástica, calculada com softwares que utilizam método dos elementos finitos.

Portanto, o *radier* em concreto armado tem tudo para se difundir no Brasil, apesar de não existir norma brasileira específica para este tipo de fundação, existem métodos de cálculos suficientes para se dimensionar sem gerar insegurança. Além de ser um método construtivo inovador, ele gera ligeiras vantagens em comparação a outros métodos construtivos, com relação a custo, agilidade e praticidade.

Assim, este trabalho tem a finalidade de colaborar diretamente com o desenvolvimento de projetos relacionados a *radier em concreto armado*, buscando solucionar problemas encontrados no projeto de radiers, somando ao rol de conhecimentos gerados pelas contribuições acadêmicas.

### **1.3 Objetivos**

Os objetivos do trabalho estão classificados em Objetivos Gerais e Objetivos Específicos, estes estão descritos posteriormente.

#### **1.3.1 Objetivo geral**

O presente trabalho de conclusão de curso busca aprimorar o conhecimento sobre os métodos de cálculo para radiers em concreto armado, analisando suas características teóricas, apontando as vantagens e desvantagens de cada método ao serem empregados como solução para algum projeto de fundação em radier em concreto armado.

### 1.3.2 Objetivos Específicos

Através dos objetivos gerais foi possível definir os objetivos específicos. Os objetivos específicos do presente trabalho constituem:

- i. Estudar brevemente os tipos de fundações rasas e suas características.
- ii. Estudar as características de fundações do tipo radier, que envolve sua concepção estrutural e sua interação com o solo.
- iii. Estudar e analisar os diferentes métodos de cálculo para radiers em concreto armado disponíveis nas bibliografias.
- iv. Por meio de um exemplo de projeto de radier encontrado em bibliografia, aplicar os métodos mais convenientes a fim de se obter valores de momento fletor e posteriormente distribuí-los de maneira correta.
- v. Comparar os resultados de maior importância obtidos através dos métodos de cálculo, buscando definir um método que transpareceu maior desempenho e precisão nos resultados.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

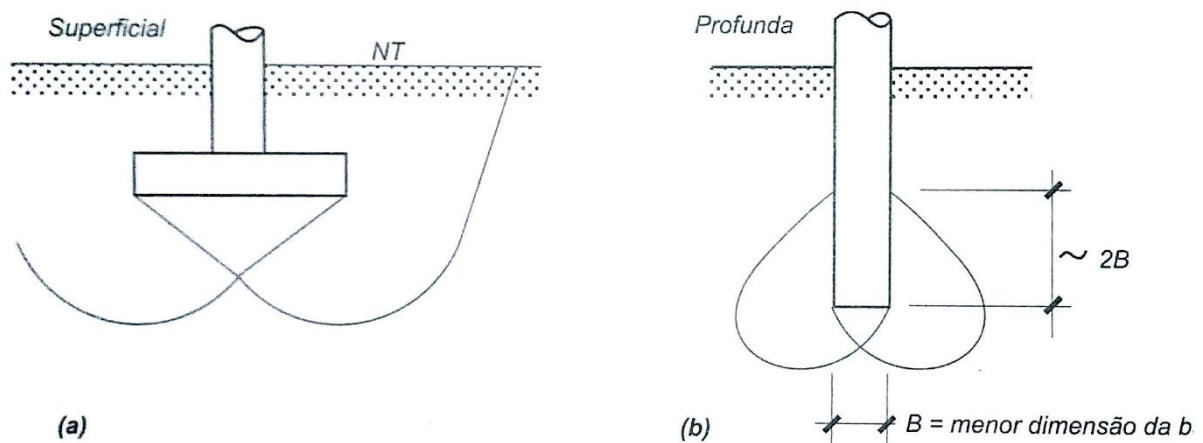
A seguir encontram-se as referências teóricas utilizadas para a elaboração do escopo do presente trabalho.

### 2.1 Tipos de Fundações e Terminologia

Basicamente o primeiro cuidado que um projetista deve ter é usar a terminologia correta para a classificação das fundações, onde convencionalmente pode-se dividir as fundações em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais (Figura 1a);
- Fundações profundas (Figura 1b).

Figura 1: Tipos de Fundações



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define as fundações superficiais como um elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Velloso e Lopes (2011) lembra que, as fundações superficiais podem ainda ser divididas em:

- Bloco – elemento de concreto simples, dimensionado de maneira para que as tensões de tração sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- Sapata – elemento de concreto armado, dimensionado de maneira que as tensões de tração sejam resistidas pela armadura especialmente disposta para este fim;
- Grelha – elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- Radier – Elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos pilares de uma estrutura.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define as fundações profundas como elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno ou pela base ou por sua superfície lateral ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m.

Velloso e Lopes (2011) lembra que, as fundações profundas podem ainda ser divididas em:

- Estaca – elemento de fundação profunda, que pode ser executada por cravação ou escavação, ou ainda mista;
- Tubulão – elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, na sua fase final de execução requer a descida de operário ou técnico;
- Caixão – elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

## **2.2 Fundações do tipo radier em concreto armado**

Segundo a norma de Projeto e execução de fundações NBR 6122 (2010), o radier pode ser definido como um elemento de fundação superficial que abrange todos os pilares da obra ou esteja submetido a carregamentos distribuídos, que por exemplo pode ser tanques, depósitos, silos.

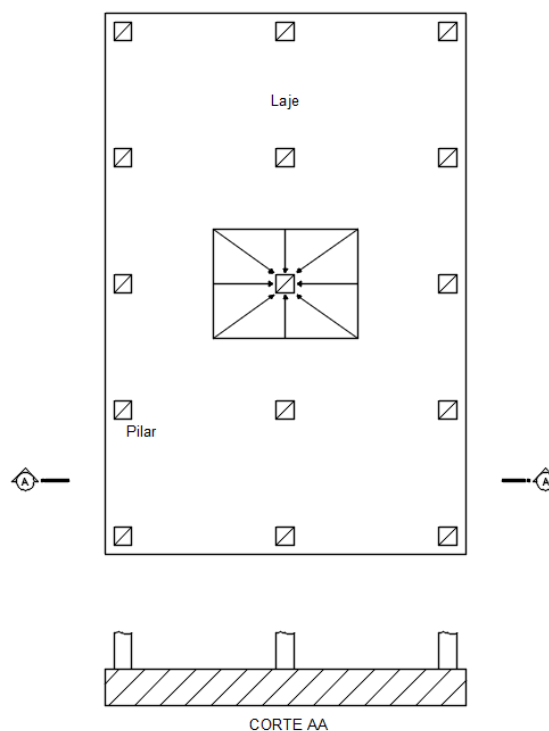
Já o American Concrete Institute ACI 360R-92/1997, o radier é uma laje contínua suportada pelo solo, com carga total, quando distribuída, menor ou igual a 50% da capacidade de suporte admissível do solo.

Montoya (2000), lembra que, deve-se preferir uma fundação *radier* ao invés de *sapata* quando o terreno possui pouca resistência ou possua solo relativamente heterogêneo, para que se consiga distribuir melhor a carga e reduzir os recalques diferenciais, assim como quando existam subpressões. O *radier* pode resultar na solução mais econômica quando a superfície das sapatas forem mais da metade da superfície total do edifício.

Segundo Dória (2007), o radier é um tipo de estrutura superficial, executado em concreto armado ou protendido, que recebe as cargas da estrutura por pilares ou alvenarias da edificação, distribuindo-as uniformemente para ao solo (Figura 2). A fundação do tipo radier é racional utilizar quando:

- O solo tem baixa capacidade de carga;
- Deseja-se uniformizar os recalques;
- As áreas das sapatas se aproximam uma das outras ou quando a somatória dessa área for maior que a metade da área da construção.

Figura 2: Distribuição de cargas em um radier



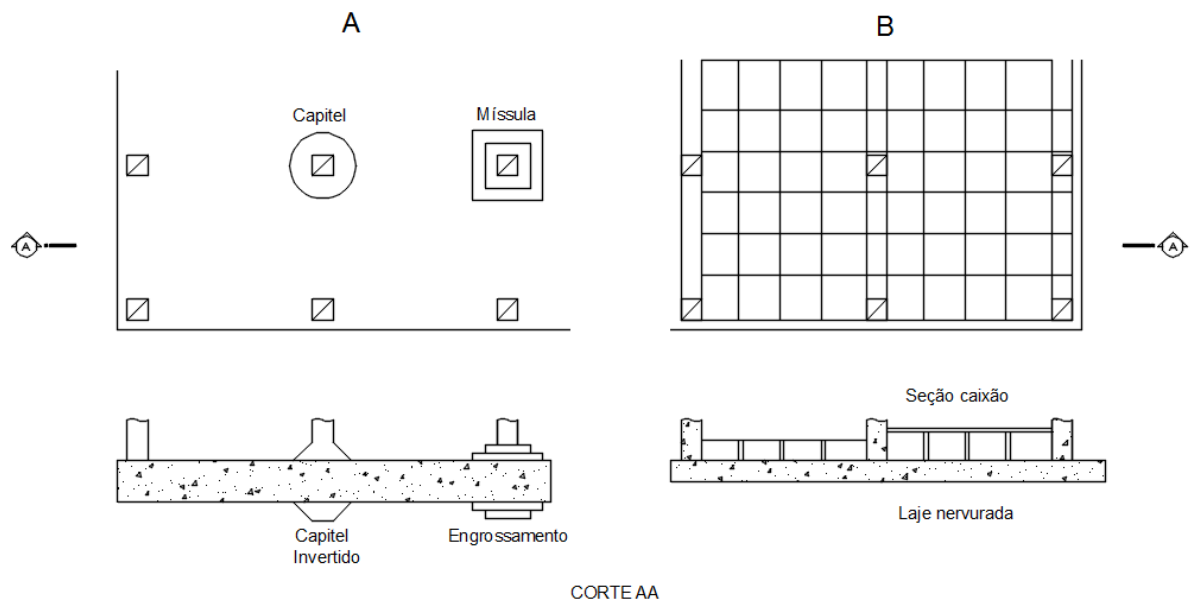
Fonte: Campos (2015), adaptado pelo autor

## 2.2.1 Classificação de Radier

Campos (2015), lembra que, quanto à forma de transferência de carga e sistema estrutural, os radiers são divididos em dois grupos:

- Radier com pilares apoiados diretamente na laje, com ou sem capitel e invertido ou não (Figura 3a);
- Radier com pilares apoiados em vigas ou grelhas, com seção caixão ou não e com ou sem capitel (Figura 3b).

Figura 3: Classificação do radier quanto a transferência de carga



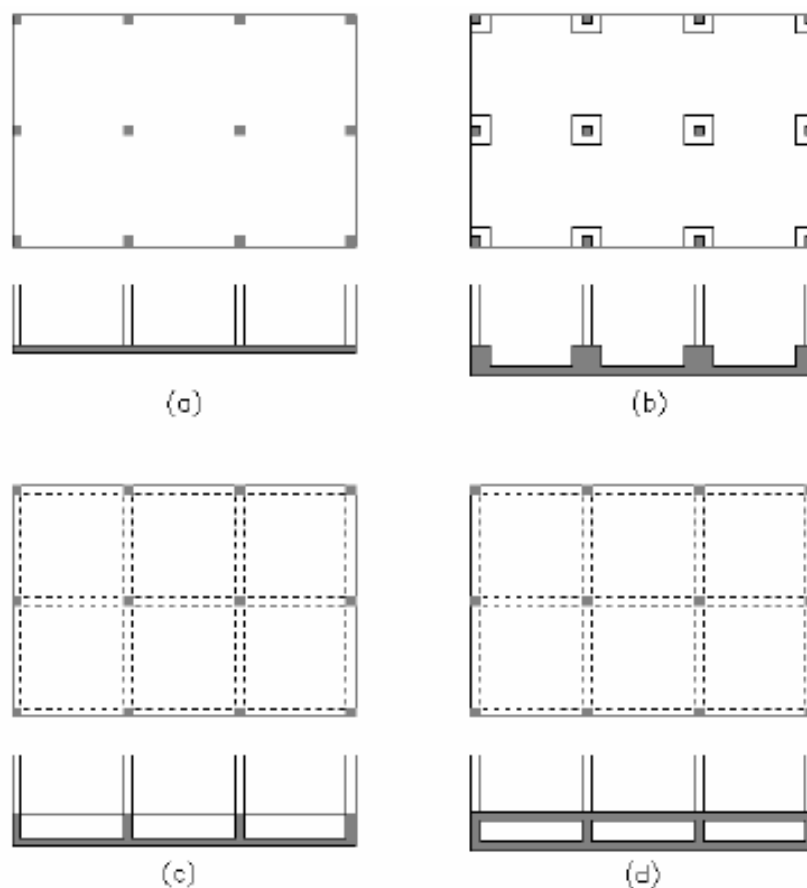
Fonte: Campos (2015), adaptado pelo autor

Segundo Montoya (2000), os radiers podem ser classificados quanto a sua *forma estrutural* e o *material utilizado*. Cabe ao projetista optar por algum tipo para suprir as necessidades impostas pelo projeto e pela geologia do local, sempre visando atender além do lado técnico, o econômico. Cada tipo de *radier* se adapta melhor a determinadas situações, levando ligeiras vantagens técnicas e econômicas, em cada *forma estrutural* destacam-se as seguintes características:

- *Radier de espessura constante* (Figura 4a): Destaca-se como maior vantagem a simplicidade de execução. Se as cargas não são importantes, a vantagem econômica pode compensar o maior volume de concreto armado necessário.

- *Radier com pedestais ou cogumelos* (Figura 4b): Aumenta a espessura no âmbito dos pilares e aumentar a resistência à flexão e corte. Os cogumelos podem ser superiores ou inferiores tendo esse último a vantagem de estar em escavações e deixar a superfície plana da cava.
- *Radiers Nervurados* (Figura 4c): Com os nervuras principais sob pilares, as nervuras podem ser superiores ou inferiores. Em caso de nervuras superiores a execução é mais complicada, é necessário o emprego de um enchimento de aglomerado de madeira para deixar a superfície mais plana. As nervuras inferiores podem normalmente ser assentadas sobre o fundo da escavação.
- *Radiers em caixão* (Figura 4d): para se conseguir uma rigidez maior se pode formar um *radier* de vários pisos de altura, comumente aplicado nas zonas de encontro de paredes com fundação nos casos de edifícios.

Figura 4: Tipos comuns de radiers



Fonte: Ribeiro (2010)

Segundo Campos (2015), esses elementos estruturais podem ainda ser classificados em elementos rígidos ou elásticos:

- Os elásticos possuem menor rigidez e seus deslocamentos relativos não podem ser desprezados, pois determinam o desenvolvimento dos esforços solicitantes da placa;
- Os rígidos, por sua vez, propiciam um comportamento de corpo rígido, desprezando os deslocamentos relativos por serem relativamente muito pequenos.

Segundo o ACI (1997), para um radier ser considerado rígido ele precisa obedecer as seguintes condições:

- Espaçamento entre colunas

$$l \leq \frac{1,75}{\sqrt[4]{\frac{K_s \cdot b}{4E_c \cdot I}}} \quad (1)$$

Onde:

b = largura da faixa de influência da linha de colunas;

$k_s$  = coeficiente de reação do solo;

$E_c$  = módulo de elasticidade;

l = inércia da peça de concreto.

- A variação das cargas dos pilares e do espaçamento entre colunas, não pode ser maior que 20%.

### 2.2.2 Espessuras mínimas do radier

Segundo a NBR 6118 (2014), a espessura do radier varia devido às cargas induzidas pela estrutura, sua espessura pode variar de 10 a 150 cm. A espessura varia devido ao esforço de punção ou da distância do vão entre apoios, variáveis que determinam o valor do esforços solicitantes atuantes nas lajes. As lajes deverão obedecer espessura mínima de acordo com as seguintes situações:

- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;

- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $l/42$  para lajes de piso biapoiadas e  $l/50$  para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas;
- 14 cm para lajes cogumelos, fora do capitel.

### 2.2.3 Características do concreto armado

O *radier* propriamente estudado é do tipo em concreto armado, a NBR 6118 (2014), define como “aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”. Os elementos fabricados em concreto armado devem obedecer requisitos de qualidade da estrutura, que são classificados em, capacidade resistente, desempenho no serviço e durabilidade.

Para a estrutura suprir todas as exigências, a NBR 6118 (2014) previu algumas tabelas que devem ser obedecidas para a segurança da estrutura. A Tabela 1, representa as situações de agressividade do meio ambiente em que os elementos de concreto armado podem vir a ser submetidos.

Tabela 1: Classe de agressividade ambiental

Classe de Agressividade Ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para o projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana a,b	Pequeno
III	Forte	Marinha a	Grande
		Industrial a,b	
IV	Muito Forte	Industrial a,c	Elevado
		Respingos de maré	
a      Pode-se admitir uma microlinha com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para os ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa de pintura)			
b      Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda ( uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65%, partes de estruturas protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.			
c      Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose de papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.			

Fonte: NBR 6118 (2014), adaptado pelo autor

Atendida as condições impostas pelo meio ambiente, a durabilidade da estrutura está fortemente relacionada com a qualidade do concreto e da espessura de concreto para o cobrimento da armadura. Com essa preocupação, a Tabela 2 e a Tabela 3 impõem relações que devem ser obedecidas para assegurar a segurança da estrutura.

Tabela 2: Classe de agressividade e qualidade do concreto

Concreto a	Tipo	Classe de agressividade			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	0,65	0,6	0,55	0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	C20	C25	C30	C40
a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.					

Fonte: NBR 6118 (2014), adaptado pelo autor

Tabela 3: Classe de agressividade e cobrimento nominal

Tipo de Estrutura	Componente ou elemento	Classe de Agressividade ambiental			
		I	II	III	IV a
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
a Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.					
b No trecho dos pilares em contato com o solo juntos aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimentos nominal > 45mm.					

Fonte: NBR 6118 (2014), adaptado pelo autor

Segundo a NBR 7480 (2007), as barras de aço que podem ser empregadas em estruturas de concreto armado, são classificadas conforme o valor característico da resistência ao escoamento, que são divididas em categorias, barra de aço CA-25 e CA-50 e fios de aço na categoria CA-60.



## 2.3 Parâmetros do solo

A determinação dos parâmetros do solo são fundamentais para o dimensionamento de estruturas em contato com o solo, a forma que cada solo se comporta é algo exclusivo e dependente das características de cada um. Como o comportamento de cada solo é diferente, quando solicitados por carregamentos, comportam-se de forma diferente, necessitando determinar parâmetros essenciais para o dimensionamento de qualquer estrutura (CAMPOS 2015).

### 2.3.1 Coeficiente de rigidez do solo

A rigidez de um solo depende de vários fatores, a magnitude de deformação do solo é um fator determinante. Para se obter o *coeficiente de rigidez do solo* ( $k$ ), há duas maneiras principais, através da caracterização do solo, onde é possível usar tabelas preestabelecidas de valor de “ $k$ ” para cada tipo de solo ou através de parâmetros de resistência, onde é estabelecido o coeficiente através de ensaio de placa.

#### 2.3.1.1 Caracterização dos solos

Para a caracterização do solo deve ser observada a distribuição do tamanho das partículas (ou graduação) e a plasticidade, através disso pode ser deduzido o tipo do solo. Essas características podem ser determinadas em ensaios de laboratório ou por procedimentos manuais e visuais. A cor do solo, o formato, a textura e a composição das partículas devem ser observadas. A caracterização do solo deve ser preferencialmente feita em campo, mas em muitos casos é feito posteriormente desde que as características *in situ* foram basicamente conservadas (CRAIG, 2007).

Porém esses procedimentos de avaliação rápida devem ser evitados quando os resultados forem usados para fins que necessitem precisão, como no caso de obras de engenharia. Em casos que necessite precisão a melhor maneira de caracterizar o solo é por meio de ensaios em laboratório.

Os ensaios necessários para se determinar o tipo do solo, são a análise do tamanho das partículas e a plasticidade de solos finos. O ensaio para determinar o tamanho das partículas é o *ensaio de peneiramento*, onde o material é passado por uma série de peneiras de tamanho padrão, o material retido em cada peneira é pesado e calculado em relação a massa inicial de solo, caso haja partículas de solo passantes na peneira de menor diâmetro é necessário o *ensaio de sedimentação* para caracterizar o tipo de solo. A plasticidade em caso de solos finos é determinada por um índice chamado de *índice de plasticidade*, que é obtido através do intervalo do *limite de liquidez* ( $w_l$ ) e do *limite de plasticidade* ( $w_p$ ).

Segundo Caputo (2015), através do percentual passante nas peneiras padrões, do *limite de liquidez* e do *índice de plasticidade*, pode-se classificar o solo através de dois sistemas de classificação, Unified Classification System – USC e classificação do HRB (Highway Research Board).

Na falta de dados precisos ou na inexistência de ensaios em amostras do maciço de solo, através da caracterização do solo é possível encontrar valores padronizados de *coeficiente de rigidez* ( $k$ ). Terzagui (1955) sugere na Tabela 4, a partir de ensaios elaborados em placas de 30 cm de lado, valores padronizados de *coeficiente de rigidez*.

Tabela 4: Valores de “k” Kgf/cm<sup>3</sup> sugeridos por Terzagui

<b>ARGILAS</b>	Rija	Muito Rija	Dura
qu (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
<b>AREIAS</b>	Fofas	Mediamente compacta	Compacta
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

Fonte: Terzagui (1955)

Moraes (1976) propôs na *Tabela 5*, que na falta de ensaios apropriados seja possível adotar valores de coeficiente de rigidez, mesmo que não seja recomendado pois afeta a precisão do dimensionamento.

Tabela 5: Valores de “k” sugeridos por Moraes

<b>TIPO DE SOLO</b>	<b>Kv (Kn.cm<sup>-3</sup>)</b>
Turfa leve - solo pantanoso	0,5 a 1,0
Turfa pesada - solo pantanoso	1,0 a 1,5
Areia fina de praia	1,0 a 1,5
Aterro de silte, de areia e cascalho	1,0 a 2,0
Argila molhada	2,0 a 3,0
Argila úmida	4,0 a 5,0
Argila seca	6,0 a 8,0
Argila seca endurecida	10,0
Silte compactado com areia e pedra	8,0 a 10,0
Silte compactado com areia e muita pedra	10,0 a 12,0
Cascalho miúdo com areia fina	8,0 a 12,0
Cascalho médio com areia fina	10,0 a 12,0
Cascalho grosso com areia grossa	12,0 a 15,0
Cascalho grosso com pouca areia	15,0 a 20,0
Cascalho grosso com pouca areia compactada	20,0 a 25,0

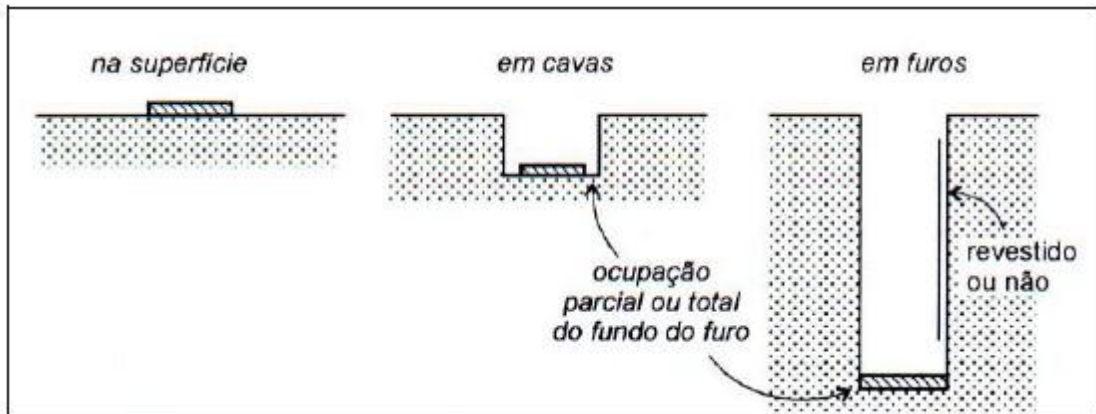
Fonte: Moraes (1976)

### 2.3.1.2 Ensaio de placa

O ensaio de placa ou prova de carga em placa é um ensaio de campo, realizado em superfície ou em cavas, cujo objetivo é a verificação do comportamento entre a placa (suposta fundação) e o solo, sob uma variável de carregamento, para assim se obter parâmetros característicos do solo, que no caso seria a resistência e deformabilidade (MORAES, 1976).

Esse ensaio visa simular uma situação real de comportamento entre estrutura e solo, tornando essencial preservar as características naturais do solo e as condições que a fundação será imposta. É comum ensaiar utilizando placas para se analisar o comportamento de vários tipos de fundações, com isso cada tipo de fundação deverá ser ensaiada de forma diferente, no caso de fundações superficiais (radiers), o ensaio é feito diretamente sobre a superfície do maciço de solo, para sapatas o ensaio é feito em cavas e para estacas em furos.

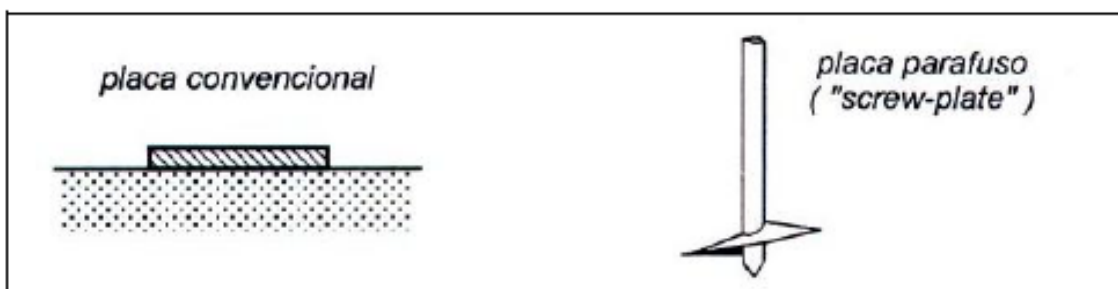
Figura 5: Classificação do ensaio de placa quanto a localização



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Outra variável dependente do tipo de fundação a ser ensaiada é o tipo de placa, no caso de ensaio de radiers e sapatas o mais racional é o uso de placas convencionais, devido a melhor semelhança geométrica. Já no caso de fundações profundas tipo estacas a placa parafuso “screw plate” é a mais recomendada.

Figura 6: Classificação do ensaio de placa quanto ao tipo de placa

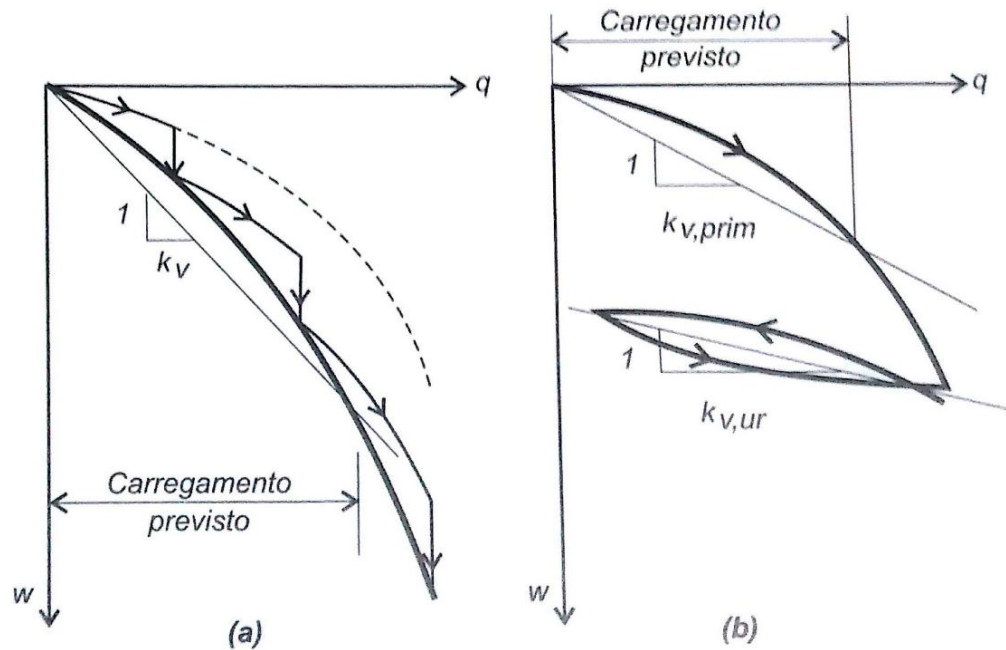


Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Segundo a norma de prova de carga direta sobre terreno de fundação NBR 6489 (1984), algumas condições do *ensaio de placa* precisam ser obedecidas, as condições principais que o ensaio deve obedecer são: a placa circular com área de  $0,5\text{m}^2$  ocupando todo o fundo da cava, a relação  $D/B$  igual à da fundação real e carregamento mantido até a estabilização.

Antoniuzzi (2011), lembra que, o ensaio é iniciado aplicando cargas verticais no centro da placa, aumentando gradativamente, medindo-se as deformações a cada incremento de carga. O ensaio objetiva reproduzir o comportamento da fundação sob a ação das solicitações provenientes da superestrutura, sendo a cota uma variável dependente da necessidade de projeto. Os resultados são apresentados através de gráfico pressão versus recalque.

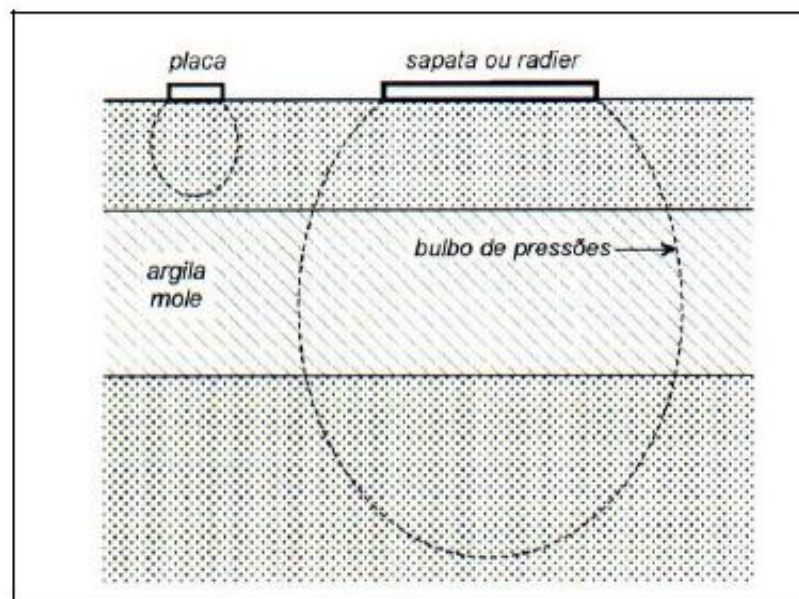
Figura 7: Gráfico ensaio de placa: pressão versus recalque



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Como o bulbo de tensões (Figura 8) gerado pela placa do ensaio é bem menor que o bulbo de tensão gerado por uma sapata ou radier com o mesmo carregamento, é aconselhável tomar cuidado na extrapolação de dados, já que é necessário ter conhecimento do solo a uma profundidade maior (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 8: Cuidado na interpretação dos ensaio de placas: Bulbo de tensões



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Como lembra Velloso (2011), elaborado o ensaio, a interpretação depende do objetivo do ensaio, os mais comuns são obter parâmetros de deformação (E), obter parâmetros de resistência ( $S_u$  ou  $\varphi'$ ), obter coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) e prever o recalque de uma fundação por extrapolação direta.

Os *parâmetros de deformação* geralmente se procedem a uma retroanálise por fórmulas da Teoria da Elasticidade. Quando o ensaio é feito utilizando um diâmetro apenas é possível aplica a Hipótese do meio homogêneo e aplicar a seguinte equação (ANTONIAZZI, 2011).

$$w = q B \frac{1-\nu^2}{E} I_s I_d I_h \quad (2)$$

Onde:

$q$  = pressão média aplicada;

$B$  = menor dimensão da sapata;

$\nu$  = coeficiente de Poisson;

$E$  = modelo de Young ou módulo de elasticidade;

$I_s$  = fator de forma da sapata e de sua rigidez;

$I_d$  = fator de profundidade/embutimento;

$I_h$  = fator de espessura de camada compressível.

Velloso e Lopes (2011), lembra que os *parâmetros de resistência* geralmente se procedem de a uma retroanálise por fórmulas de capacidade de carga. No caso de placas apoiada na superfície e solo não drenado a equação é a seguinte:

$$q_{ult} = S_u N_c \quad , \quad N_c = 6,2 \quad (3)$$

O *coeficiente de reação vertical* ( $k_v$ ) ou *coeficiente de rigidez do solo* ( $k$ ), é obtido através do ensaio de placa, onde através da interpretação do gráfico pressão versus recalque (Figura 7) obtém-se os dados necessários para a equação a seguir (VELLOSO, 2011).

$$k_v = \frac{q}{w} \quad (4)$$

Onde:

$k_v$  = coeficiente de reação vertical;

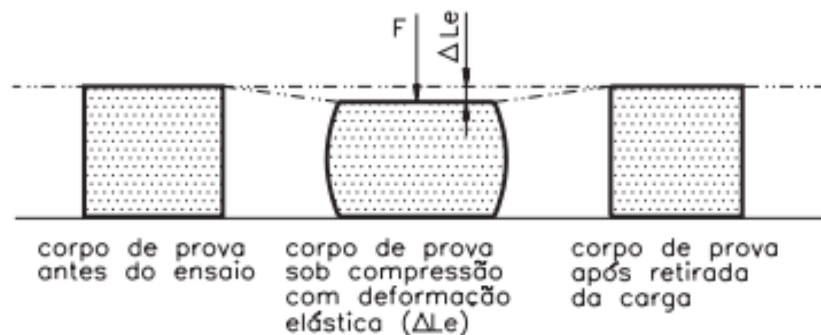
$q$  = carregamento previsto;

$w$  = recalque.

### 2.3.2 Módulo de elasticidade

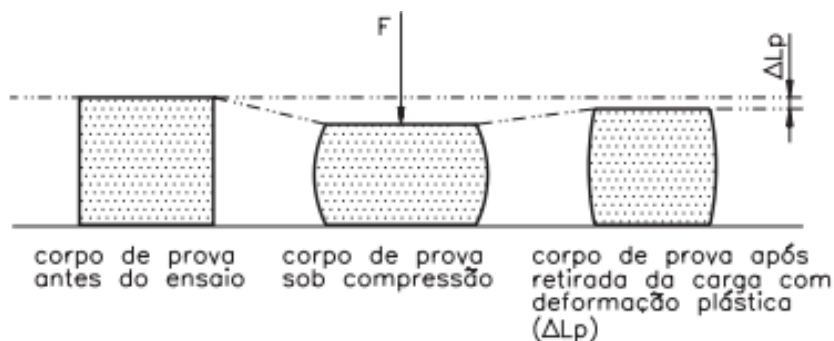
Segundo Pinto (1988), a relação entre tensões e deformações, na teoria da elasticidade é expressa por módulos, o parâmetro  $E$  do solo é conhecido como *módulo de elasticidade* ou *módulo de Young*. Esse módulo é medido através de deformações ensaiadas em um corpo de prova, no qual uma força de compressão é aplicada na amostra ela se deforma causando um encurtamento, podendo causar uma deformação elástica (Figura 9) ou uma deformação plástica (Figura 10).

Figura 9: Ensaio de compressão (deformação elástica)



Fonte: Pinto (1988)

Figura 10: Ensaio de compressão (deformação plástica)



Fonte: Pinto (1988)

A partir das variáveis do ensaio de compactação (comprimento inicial do corpo, força de compressão, área da seção do corpo), se obtém os resultados (tensão de compressão, variação do comprimento do corpo) necessários para se determinar o *módulo de elasticidade*, essas variáveis podem ser usadas para as equações encontradas na tabela a seguir.

Tabela 6: Fórmulas relacionados com o ensaio de compressão

RELAÇÕES VÁLIDAS PARA OS ESFORÇOS DE COMPRESSÃO	
FÓRMULA	SIGNIFICADO
$T = \frac{F}{S}$	T = tensão de compressão
	F = força de compressão
	S = área de seção de corpo
$\varepsilon = \frac{L_o - L_f}{L_o}$	$\varepsilon$ = deformação
	Lo-Lf = Variação do comprimento do corpo
	Lo = comprimento inicial do corpo
$E = \frac{T}{\varepsilon}$	E = módulo de elasticidade
	T = tensão
	$\varepsilon$ = deformação

Fonte: Caputo (2015)

Na falta de ensaio de compactação, existem tabelas que fornecem valores sugestivos para diferentes tipos de solos, sempre lembrando que usar valores tabelados necessitam uma severa caracterização do solo (item 4.3.1.1), para não afetar a precisão do dimensionamento. A Tabela 7 apresenta valores de “E” para diferentes tipos de solos.

Tabela 7: Valores de módulo de elasticidade para diferentes tipos de solo

Valores de E0 e E em kg/cm <sup>2</sup>	E0	E
Turfa	1 a 5	0,66 a 3,50
Argila molhada	15 a 40	9,9 a 22
Argila plástica	40 a 80	26 a 53
Argila endurecida - plástica	80 a 150	53 a 99
Areia solta	100 a 200	66 a 132
Areia compacta	500 a 800	330 a 530
E0 - módulo edométrico		
E - módulo de elasticidade		

Fonte: Moraes (1976)

Além desses fatores tabelados acima, é possível obter uma correlação entre módulo de elasticidade e coeficiente de rigidez, auxiliando quando por algum motivo



não se encontra algum dos dois parâmetros. A correlação é visualizada na tabela a seguir.

Tabela 8: Correlação entre módulo de elasticidade e coeficiente de rigidez

Módulo de elasticidade ( $E_s$ ) e coeficiente de Winkler ( $K_w$ ) para alguns tipos de solos		
Tipo de solo	Varição $E_s$ (MPa)	Varição $K_w$ (N/cm <sup>3</sup> )
Pedra quebrada, areia cascalho	55 - 65	90 - 150
Areia grossa	40 - 45	75 - 120
Areia média	35 - 40	60 - 90
Areia fina	25 - 35	45 - 75
Argila arenosa	15 - 25	30 - 60
Argila siltosa	10 - 30	30 - 45
Argila	15 - 30	25 - 45

Fonte: Mikhelson (2004)

## 2.4 Interação solo–estrutura

A expressão solo-estrutura engloba todos os tipos de estruturas que estão em contato com o solo, podem ser estruturas de prédios, pontes e muros. Caso seja feito algum tipo de análise de comportamento do solo em relação a estrutura, é denominada análise de *interação solo estrutura*.

Entre as ações que devem ser consideradas no cálculo das fundações estão, em primeiro lugar os esforços (axiais, momentos e cortantes) transmitidos pela estrutura. Seguindo a lógica de importância está o peso próprio da fundação, do solo e preenchimentos colocados sobre a mesma, a pressão da terra e, se houver água, o empuxo hidrostático (MONTROYA, 2000).

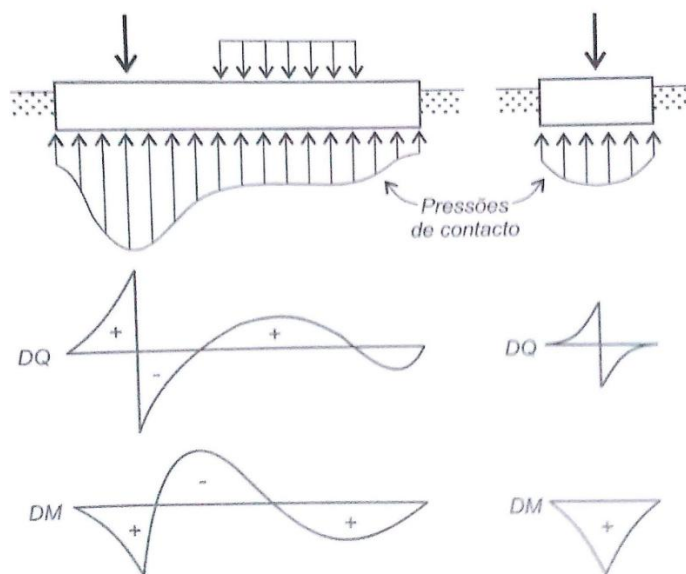
Todas as reações provenientes de qualquer tipo de estrutura, vão ser absorvidas pelo solo, mas antes disso descarregam nas fundações, através disso supõe-se que essa estrutura seja capaz de garantir a indeslocabilidade dos pilares. A partir dessa informação a maioria dos projetos são feitos considerando a estrutura apoiada sobre solo rígido e indeslocável.

### 2.4.1 Pressões de contato

A *análise de interação solo-fundação* tem como objetivo verificar e fornecer os deslocamentos reais da fundação, da estrutura (caso essa estiver inclusa na análise) e dos esforços internos. A interação pode fornecer os esforços diretamente, esses mesmos esforços podem ser obtidos indiretamente através das *pressões de contato* (VELLOSO, 2011).

As *pressões de contato* são pressões originadas na interface estrutura-solo (Figura 11), portanto, são muito complexas e sua distribuição depende da natureza do solo (argiloso ou arenoso), da rigidez da fundação e da profundidade. A pressão de contato é um parâmetro necessário para o cálculo dos esforços internos na fundação, a partir dos quais é feito seu dimensionamento estrutural (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 11: Pressões de contato



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

Sob *fundações flexíveis*, devido à flexibilidade das fundações, as pressões de contato são uniformes e idênticas as que são transmitidas pela estrutura de fundação, por outro lado os recalques não são uniformes. A característica do recalque das fundações flexíveis está ligado ao tipo de solo abaixo da fundação, se for coesivo (argila) a parte que mais sofrerá recalque será o centro (Figura 12a) e no caso de solos não coesivos (areias), o maior recalque é nas bordas (Figura 12b) (ANTONIAZZI, 2011).

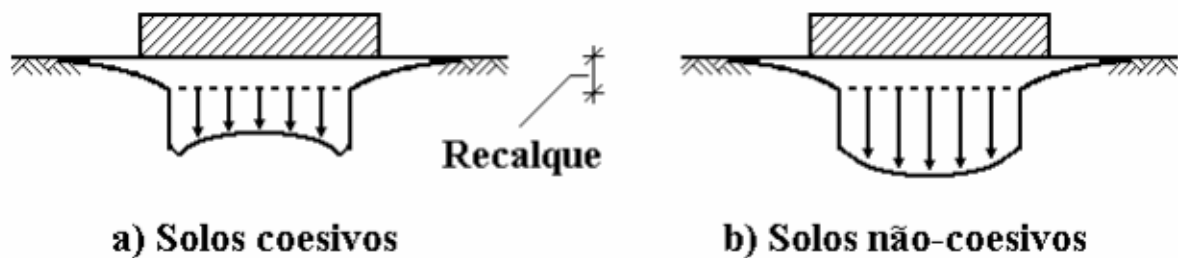
Figura 12: Comportamento de fundações flexíveis



Fonte: Disponível em: <<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/03/unidade-7-e28093-pressc3b5es-e-tensc3b5es-no-solo.pdf>>. Acesso em: 10 Maio 2016.

Sob *fundações rígidas*, o comportamento é diferente, por ser um tipo de fundação indeformável em relação ao solo, acaba impondo uma deformação cortante ao solo, tornando as pressões de contato não uniformes. Nesse caso o maior recalque acontecerá nas bordas para solos coesivos e para solos não coesivos será o inverso (Figura 13) (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 13: Comportamento de fundações rígidas

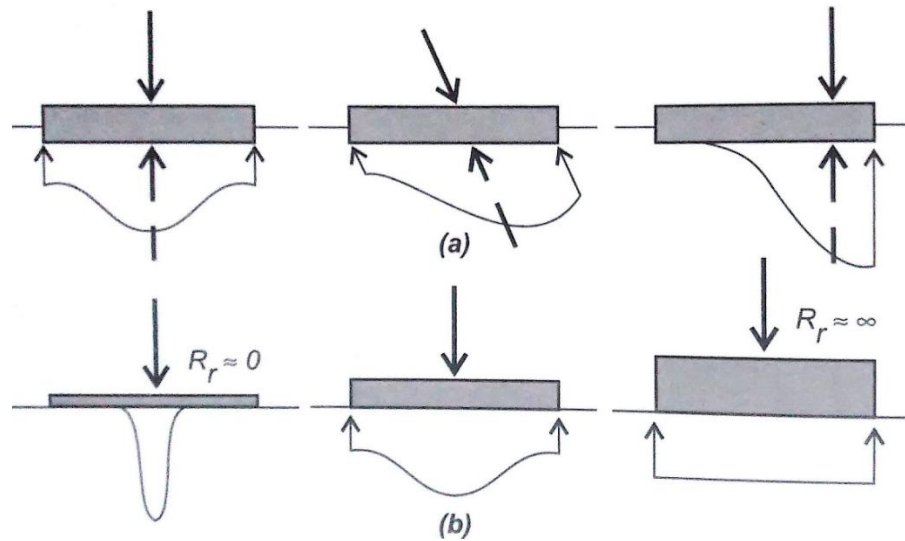


Fonte: Disponível em: <<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/03/unidade-7-e28093-pressc3b5es-e-tensc3b5es-no-solo.pdf>>. Acesso em: 10 Maio 2016.

#### 2.4.1.1 Características das cargas aplicadas

As características das cargas aplicadas (Figura 14) constituem o fator mais importante na definição das pressões de contato, já que a resultante dessas pressões geram uma força inversamente proporcional a resultante das cargas. Inclusive, a intensidade das cargas influem na distribuição das pressões de contato, já que com o aumento das cargas as pressões nas bordas se mantêm constantes e há um aumento de pressão de contato no centro (DÓRIA, 2007).

Figura 14: Características das cargas aplicadas



Fonte: Velloso e Lopes (2011)

#### 2.4.1.2 Rigidez relativa fundação-solo

Logo na sequência das características das cargas aplicadas vem a rigidez relativa fundação-solo ( $R_r$ ). A força do carregamento é refletida de volta em direção a estrutura, com isso quanto mais flexível o solo mais ele se deforma e conseqüentemente maior a força refletida.

Dória (2011), lembra que a forma de expressar a rigidez relativa depende do tipo de fundação, no caso de vigas, o método mais utilizado é o método de Hetenyi, já no caso de placas (*radiers*, sapatas), há algumas propostas, mas não aceita por unanimidade. No caso de fundações retangulares, por exemplo, Meyerhof (1953) propôs:

$$R_r = \frac{E_c I}{E B^3} \quad (5)$$

Onde:

$E_c$  = módulo de Young do material da placa (ex: concreto);

$I$  = momento de inércia da seção transversal da placa, por unidade de largura;

$E$  = módulo de Young do solo.

$B$  = largura da placa

### 2.4.1.3 Propriedades dos solos

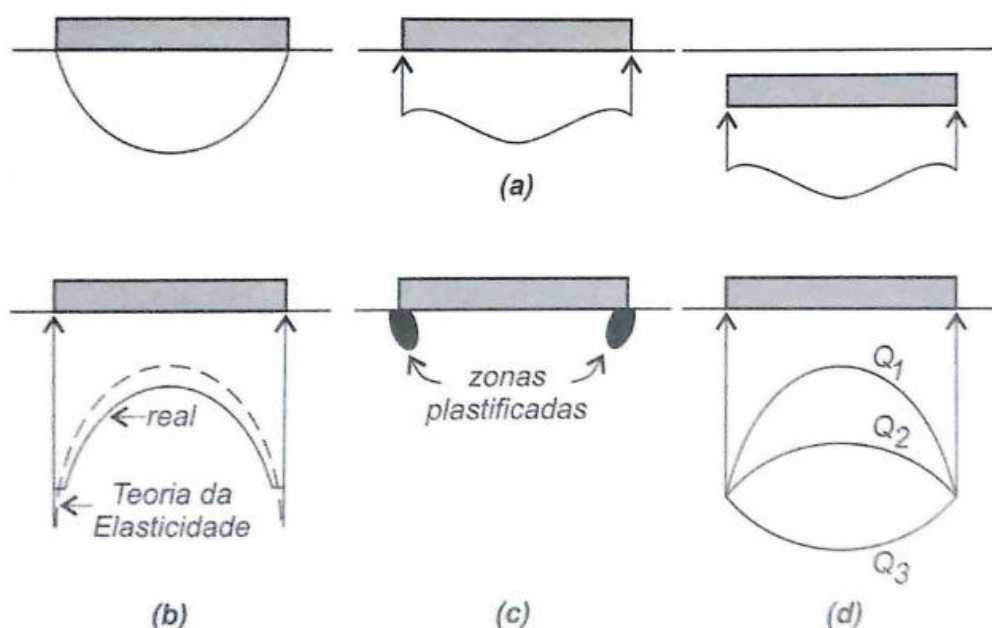
As propriedades dos solos influem diretamente na formação das *pressões de contato*, a caracterização do solo é indispensável, já que cada tipo de solo possui uma característica diferente, alguns mais suscetíveis ao carregamento ocasionando menos deformação e gerando menos resultante dessas pressões.

Outro ponto importante na característica de cada solo é o poder de compactação de cada tipo, no caso de argilas encontra-se um poder de compactação maior que nos demais solos, proporcionando uma resistência maior ao carregamento, sendo assim um tipo de solo com resistência superficial e subterrânea (PINTO 1998).

### 2.4.1.4 Intensidade das cargas

Segundo a Teoria da Elasticidade, as sapatas rígidas possuem pressões infinitas em seus bordos (Figura 15b). Por isso a plastificação nos bordos é inevitável mesmo para cargas de serviço (Figura 15c). A medida que as cargas aumentam as pressões nos bordos se mantêm inalteradas e as pressões no centro aumentam (Figura 15d) (VELLOSO 2011).

Figura 15: Intensidade das cargas

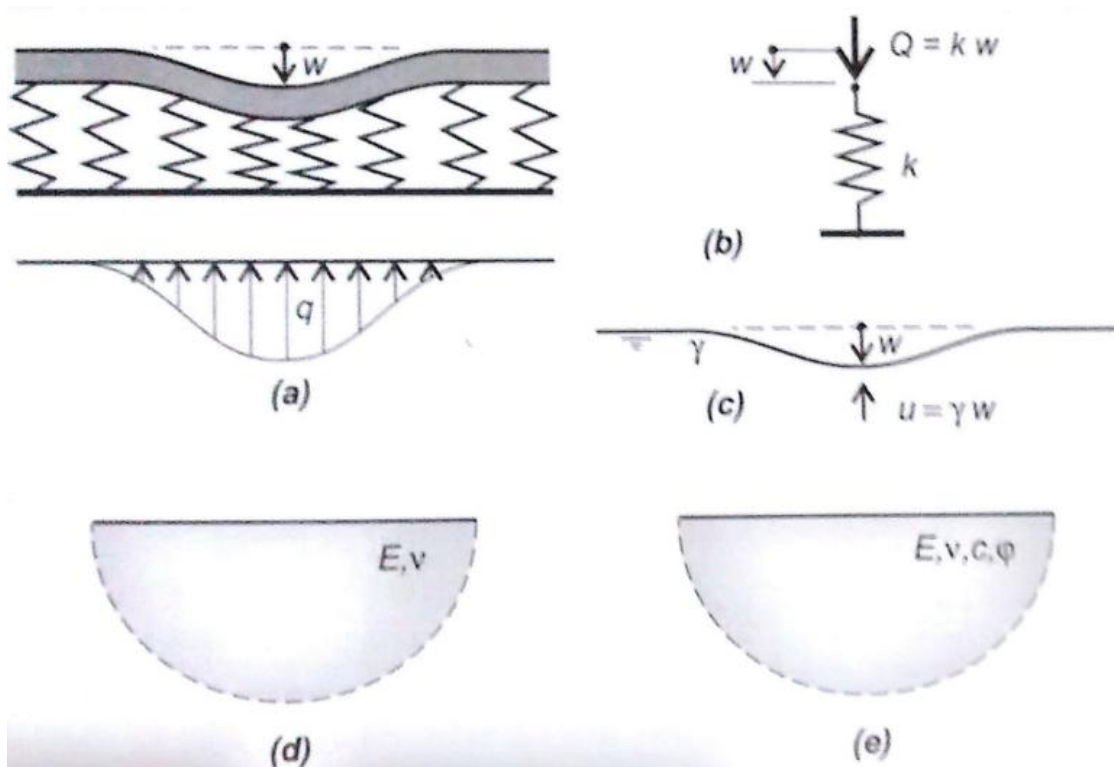


Fonte: Velloso e Lopes (2011)

## 2.5 Modelos de solo para análise da interação solo-fundação

Para a análise de interação solo-fundação existem dois modelos que representam um solo que é a *Hipótese de Winkler* (considera o solo como uma mola), por complexidade esse método se divide em 3 modelos de simulação de interação solo-estrutura (A, B e C) e a segunda modelo é o *meio contínuo* (teoria da elasticidade ou elastoplásticidade), melhor descritos nos itens a seguir.

Figura 16: Modelos de solo para análise

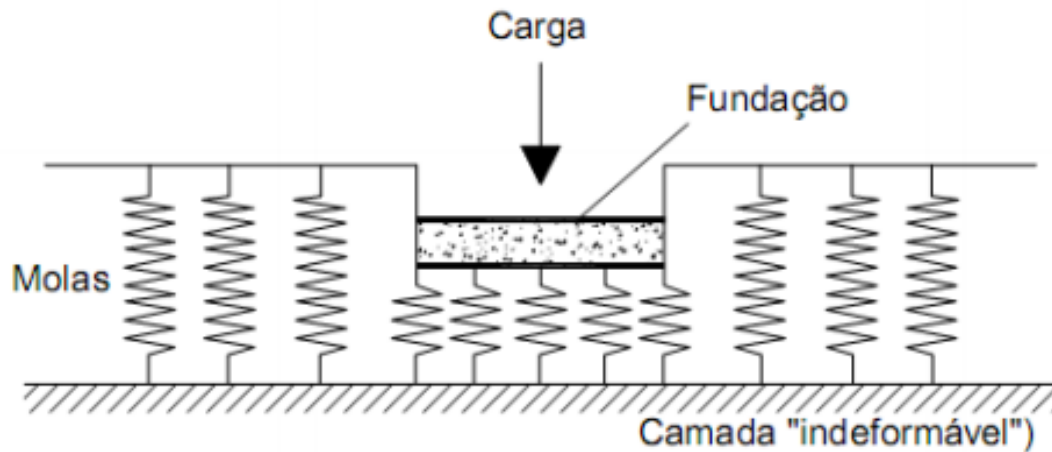


Fonte: Velloso e Lopes (2011)

### 2.5.1 Hipótese de Winkler

O sistema que representa o solo como uma mola com resposta linear é conhecido como *Hipótese de Winkler* (1867). O solo é visto como uma sequência de molas lineares e independentes entre si, onde são considerados somente as deformações na zona das fundações. A Figura 17 ilustra o solo se deformando somente na região do carregamento, sem considerar o carregamento ao entorno da estrutura (ANTONIAZZI).

Figura 17: Comportamento do sistema de molas



Fonte: Antoniazzi (2011)

Neste modelo as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos, comumente usados para deslocamentos verticais, assim sendo possível aplicar em elementos de fundação como, *radiers*, sapatas e vigas de fundação, como também para ações horizontais como estacas sob forças horizontais e escoramentos (ANTONIAZZI, 2011).

Assim se torna possível determinar um coeficiente de reação para cada tipo de solo e estrutura de fundação, para isso basta saber o *coeficiente de rigidez do solo* ( $k$ ), descrito no item 4.3.1 do trabalho. Ele pode ser parecido com o coeficiente de mola mas difere por ser relacionado a uma pressão e não uma força. As equações a seguir mostram a definição do coeficiente de mola ( $k_m$ ) e do coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ).

$$F = k_m \cdot d \quad (6)$$

$$P = k_v \cdot d \quad (7)$$

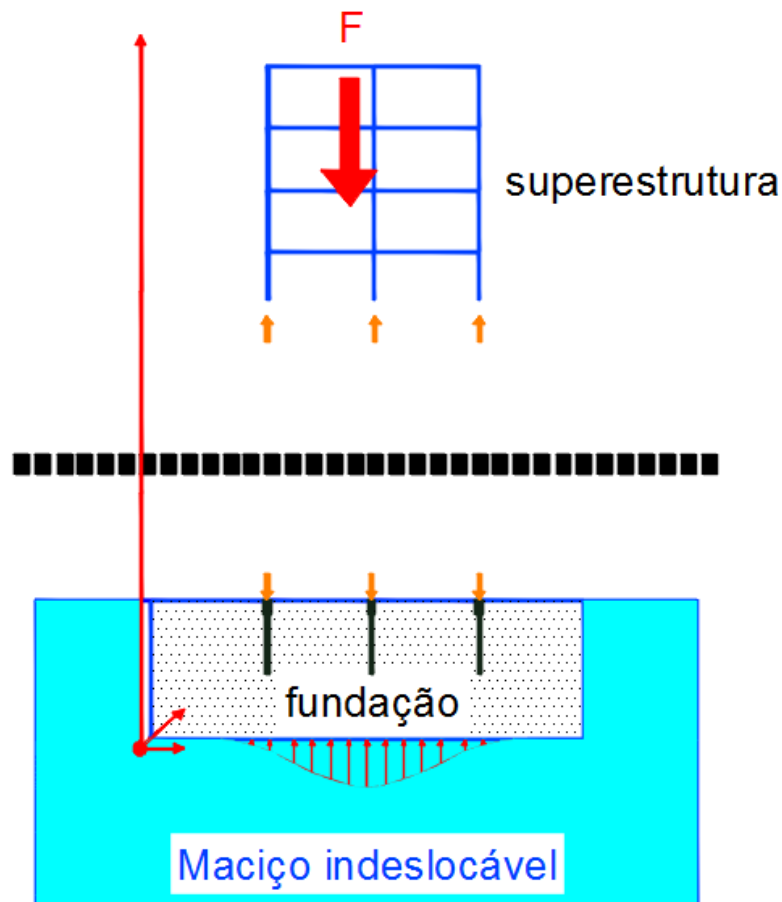
Antoniazzi (2011) lembra que, a principal vantagem do emprego do método é sua simplicidade, principalmente para o uso do projetista estrutural e por substituir os apoios indeslocáveis por molas. Porém ainda existem pontos negativos no método, pois ele não considera independência das constantes de mola (ou recalques) em relação as fundações vizinhas, não sendo considerado o fator de grupo no cálculo dos recalques.

### 2.5.1.1 Modelo A

Segundo Antoniazzi (2011), ao se analisar uma estrutura utilizando esse modelo pressupõe-se que a obtenção do resultado da estrutura chegou mais perto possível do real (da dedução perfeita), pois se trata de um modelo que utiliza métodos iterativos. Esse modelo estuda a estrutura separada dos recalques, buscando um equilíbrio através da compatibilização dos deslocamentos ocorridos na estrutura, considerando um equilíbrio no topo das fundações.

Esse modelo sempre é o preferido tanto em pesquisas quanto em escritórios quando se deseja estudar a interação solo-estrutura. Através da iteração as forças podem ser aplicadas nas fundações, gerando recalques e conseqüentemente deslocamentos na estrutura, dados que devem ser gerado pelo projetista de fundações e repassados para o projetista de estruturas (ANTONIAZZI, 2011).

Figura 18: Esquema Modelo A



Fonte: Antoniazzi (2011), adaptado pelo autor

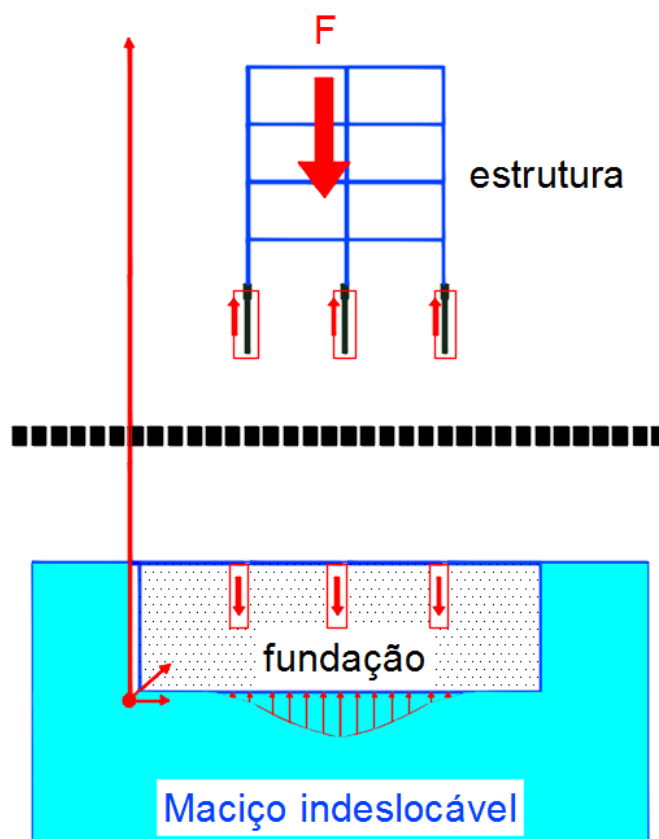


Esse modelo foi analisado por Chamecki (1954), que propôs um estudo de cálculo para a análise solo-fundação. A partir das reações de apoio (indeslocáveis) e dos coeficientes de transferência de carga calculam-se os recalques da fundação. A partir disso é aplicado o método iterativo considerando a rigidez da estrutura, no qual através do uso de expressões estabelecidas são definidas novas reações de apoio e novos recalques. Esse método só termina quando as reações de apoio e os recalques convergirem. Através desse método foi possível observar que os recalques diferenciais passaram a ser menos acentuados (ANTONIAZZI, 2011).

### 2.5.1.2 Modelo B

Antoniazzi (2011), lembra que esse modelo é analisado de forma que se considera a superestrutura interligada com a estrutura formando um elemento só, que por sua vez interage com o maciço de solo no contorno dos elementos de fundação, como ilustra a figura a seguir.

Figura 19: Esquema Modelo B



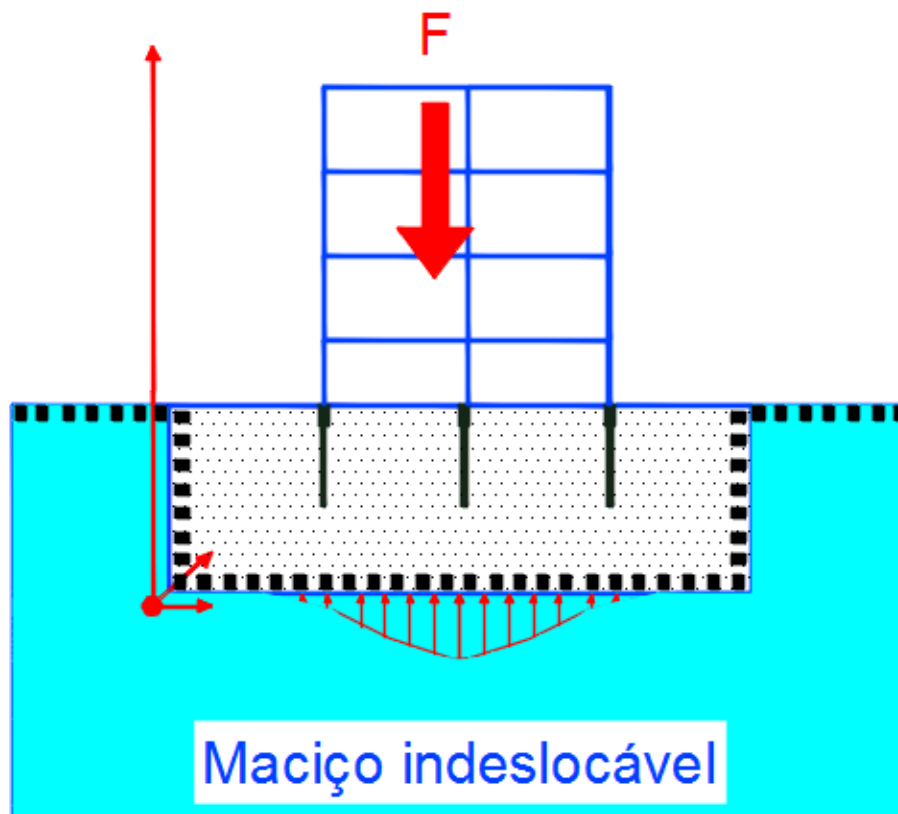
Fonte: Antoniazzi (2011), adaptado pelo autor

Nesse modelo o elemento de fundação é suprimido, porém em cada trecho em contato com o solo (cada nó de contorno), são aplicadas molas que representam o recalque de solo. Esse modelo é usado em softwares de cálculo como é o caso da TQS informática que utiliza o módulo SISEs (Sistema de interação solo estrutura), sistema no qual se utiliza “molas” em cada nó da estrutura (ANTONIAZZI, 2011).

### 2.5.1.2 Modelo C

Antoniazzi (2011), descreve esse modelo considerando a superestrutura, fundações (subestrutura) e o maciço de solo como um elemento só, sendo necessário o emprego do *método dos elementos finitos*, sendo possível analisar de forma que somente a superestrutura e fundações por elementos finitos e o maciço de solo por elementos de contorno. Devido a sua complexidade esse modelo é inviável de ser usado na prática, sendo usado na maioria das vezes somente para fins acadêmicos, como mostra a figura a seguir.

Figura 20: Esquema Modelo C



Fonte: Antoniazzi (2011), adaptado pelo autor

### 2.5.2 Hipótese de Westergard

Westergard (1926) adotou uma teoria simplificada para o estudo de distribuição de tensões e recalques quando a superfície de contato não é totalmente flexível. A teoria admite que que cada ponto da superfície carregada, a tensão vertical “ $f$ ” no solo, é proporcional ao recalque observado (Moraes, 1976).

$$f = K_v \cdot \Delta_h \quad (8)$$

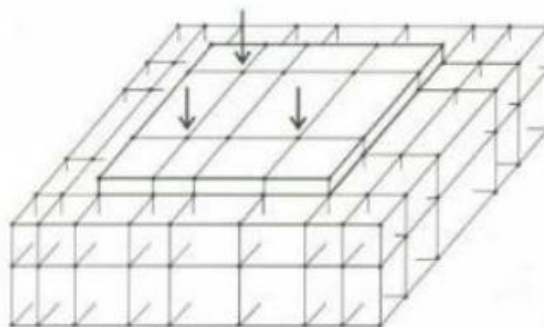
Onde  $K_v$  é o módulo de reação vertical, que corresponde a uma pressão dividida por um recalque, que é usual expressá-lo em  $\text{Kg/cm}^3$  (Tabela 4 e Tabela 5).

### 2.5.3 Meio Contínuo

O meio contínuo é um modelo de solo que analisa a interação solo-fundação de uma maneira mais fiel a realidade, onde representa recalques nas proximidades de contato da estrutura de fundação com o maciço de solo, resultando uma característica de recalque mais próxima de situações práticas quando comparado ao modelo de Winkler.

Netto (2014) lembra que, uma justificativa desse método ser mais realístico, é a possibilidade que ele proporciona em avaliar as tensões ao longo do solo de forma contínua. Para a modelagem o solo é considerado anisotrópico (varia com a direção), e possui camadas distintas. Esse modelo apresenta desvantagens no que se diz respeito a precisão, pois quanto mais próximo da borda do maciço de solo, maior a imprecisão.

Figura 21: Modelagem a partir do meio contínuo



Fonte: Velloso e Lopes (2004)

O modelo do meio contínuo é dividido em elástico ou elastoplástico, o primeiro apresenta algumas soluções para vigas e placas pela Teoria da Elasticidade, enquanto o segundo requer na maioria dos casos solução numérica, pelo método dos elementos finitos por exemplo (VELLOSO, 2011).

Colares (2006), define que o modelo elástico é constituído por duas constantes elásticas independentes, por isso é conhecido modelo elástico de dois parâmetros. Esse modelo é abordado de duas formas distintas, a primeira baseia na hipótese de Winkler (incorporação de molas individuais), enquanto a segunda se baseia nos conceitos do meio contínuo (simplificação na distribuição de tensão e deslocamento).

Na análise do comportamento do solo pelos modelos elásticos, não se leva em conta nenhuma característica elastoplástica do maciço de solo. A diferenciação entre os dois modelos pode ser feita em relação ao comportamento do solo, de modo que no comportamento elastoplástico as tensões e as forças impostas ao maciço de solo estão limitadas por um critério de ruptura, ocasionando uma aproximação de semelhança com a realidade (COLARES, 2006).

## **2.6 Métodos de cálculo**

Como lembra Campos (2015), para efetuar o dimensionamento de um radier aos esforços solicitantes, é necessário conhecer os carregamentos atuantes e solicitantes provocados nos radiers decorrentes da transferência de carga ao solo.

Segundo o item 14.7.8 da NBR 6118 (ABNT, 2014), a análise estrutural de lajes lisas e cogumelos deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, por exemplo, diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

### **2.6.1 Método da placa sobre o solo de Winkler**

Segundo Velloso e Lopes (2011), o problema da placa delgada sobre o solo, de Winkler, foi estudada por Schleicher (1926) e Hetenyi (1946). Baseado nesses

autores, o ACI (1966) recomenda que no cálculo de deformação de radiers seja adotado os seguintes procedimentos:

- Equação diferencial dos deslocamentos de uma placa delgada assente sobre sistema de molas (Hipótese de Winkler):

$$D \left( \frac{a^4 \cdot w}{a \cdot x^4} + \frac{2a^4 \cdot w}{a \cdot x^2 \cdot y^2} + \frac{a^4 \cdot w}{a \cdot y^4} \right) + k_v \cdot w = 0 \quad (9)$$

Onde:

$D = \frac{E_c \cdot t^3}{12(1-\nu^2)}$ , é a rigidez da placa;

$k_v$  é o coeficiente de reação vertical;

$t$  é a espessura da placa;

$E_c$  é o módulo de elasticidade do material da placa;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson do material da placa.

- Método do American Concrete Institute - Velloso e Lopes (2011), afirma que esse método é baseado na Hipótese de Winkler e pode ser aplicado a *radiers* lisos e flexíveis. Calculam-se os momentos fletores e esforços gerados por cada pela carga de cada pilar, na sequência somam-se as ações de cada pilar nos pontos de estudo. O método segue os procedimentos abaixo:

- Calcula-se a rigidez à flexão da placa  $D$ ;

$$D = \frac{E_c \cdot t^3}{12(1-\nu^2)} \quad (10)$$

-Calcula-se o raio de rigidez efetiva  $\beta$ ;

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{D}{k_v}} \quad (11)$$

- Escolhe-se um número de pontos da placa nos quais para o cálculo dos esforços internos;

- Calculam-se os momentos fletores radial e tangencial;

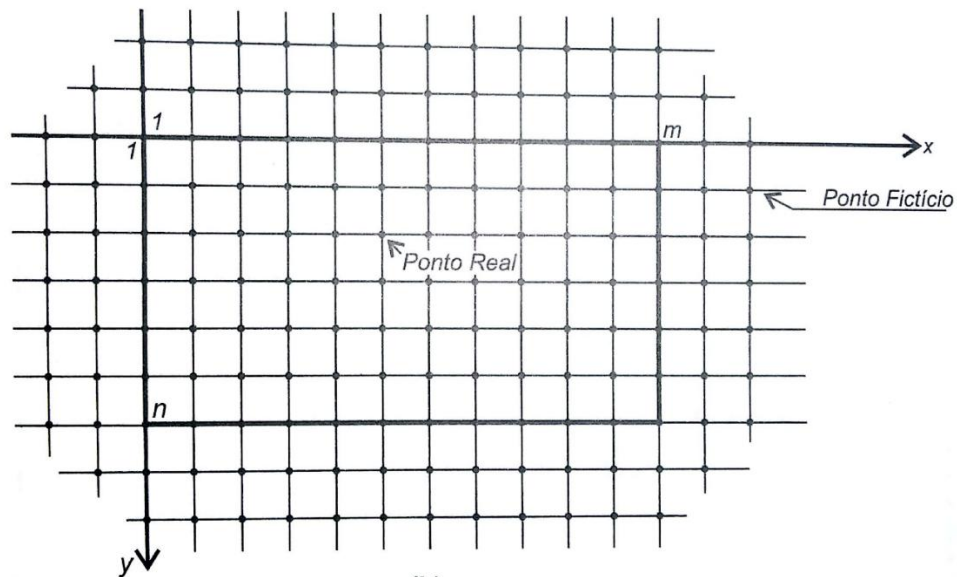
- Calcula-se o esforço cortante para coordenadas retangulares.

### 2.6.2 Método das diferenças finitas

Campos (2015), define esse método como uma resolução de equações diferenciais que se baseia na aproximação de derivadas por diferenças finitas. Pode-se utilizar a função derivada da série de Taylor para representar essa aproximação.

Velloso e Lopes (2011), menciona que no método das diferenças finitas substitui-se a equação diferencial por sistemas de equações algébricas que relaciona o deslocamento de um ponto com o de pontos vizinhos. Os pontos de estudo são os cruzamentos que são imaginados nas placas, como mostra a figura a seguir:

Figura 22: Malha para emprego do método das diferenças finitas



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

### 2.6.3 Método dos elementos finitos

O método dos elementos finitos é normalmente utilizado por meio de programas comerciais. Os programas fazem análises lineares bi e tridimensional de estruturas, preferencialmente com placas disponíveis e com possibilidade de apoio elástico (VELLOSO, 2011).

Campos (2015), lembra que, esse método estuda uma série finita de pontos, discretiza os elementos envolvidos, forma uma malha com cada cubículo chamado de elemento finito (Figura 23a). Os cubículos formam nós, cada nó resulta seis incógnitas

e necessita seis equações para resolvê-la. O resultado obtido simboliza o deslocamento de cada nó, consequentemente se obtendo os esforços solicitantes em cada ponto da malha.

$$\{F\} = [K] \{D\} \quad (12)$$

Onde:

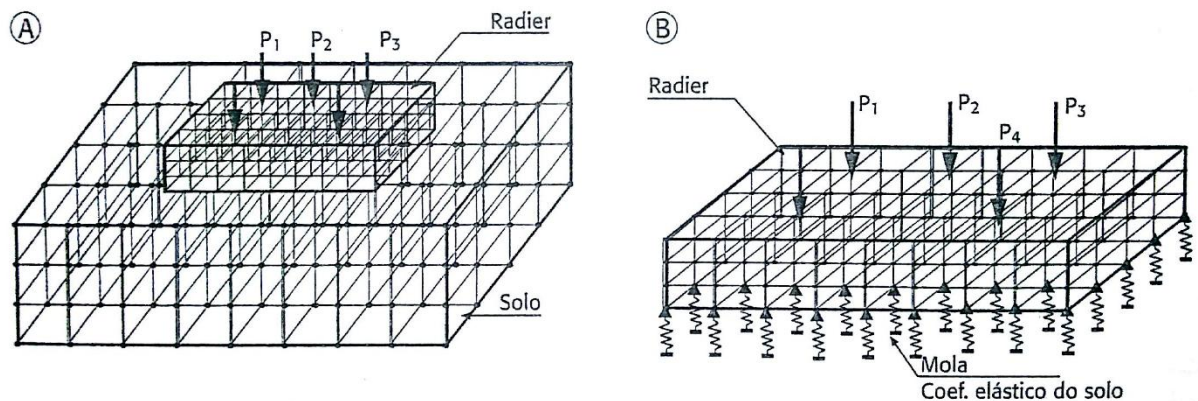
F = ações aplicadas em cada nó;

K = Matriz de rigidez.

D = deslocamentos dos nós;

Outro método consiste em apoiar a laje (radier) diretamente sobre o solo, desse modo o radier será discretizado em elementos finitos, e o solo será representado por uma série de molas (Figura 23b), característica estudada pela Hipótese de Winkler (CAMPOS, 2015).

Figura 23: Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF

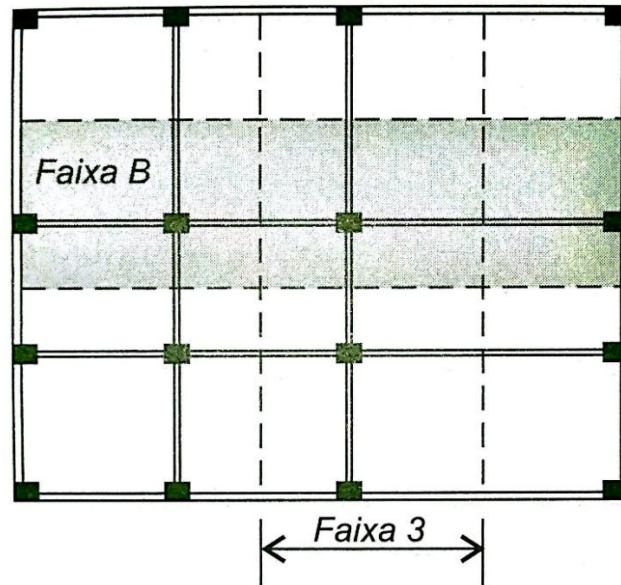


Fonte: Campos (2015).

#### 2.6.4 Método de placas sobre base elástica

Esse método consiste em separar o *radier* em um sistema de faixas (Figura 24). A partir disso cada faixa é considerada como uma viga de fundação independente e isolada sobre base elástica (a base geralmente é considerada com a Hipótese de Winkler). Em cada direção de estudo, deve-se tomar a totalidade de carga nos pilares (VELLOSO, 2011).

Figura 24: Possíveis modelos para análise de um radier pelo MEF



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

### 2.6.5 Método Estático

Segundo Campos (2015), de forma semelhante às vigas de fundação, nos quais os esforços podem ser calculados pelo método estático, as lajes apoiadas sobre o solo baseiam-se em algumas hipóteses de distribuição das pressões de contato:

- Pressões constantes e uniformes nas faixas de influência dos pilares;
- Pressões variando linearmente também nas faixas de pilares sobre o radier.

A primeira Hipótese se aplica a *radiers* mais rígidos, já a segunda, para radier mais flexíveis. Assim o cálculo referente a primeira hipótese pode ser chamado de *cálculo com variação linear de pressões*, enquanto a segunda hipótese é conhecida como *cálculo pela área de influência dos pilares* (VELLOSO, 2011).

Dória (2007), lembra que, o modelo de cálculo que utiliza a área de influência dos pilares é aplicado em *radiers* de rigidez relativa média, e este método segue os seguintes procedimentos:

- Determinar a área de influência de cada pilar,  $A_i$ ;
- Calcular a pressão média nesta área;



$$q_i = \frac{Q_i}{A_f} \quad (13)$$

- Determinar uma pressão média atuando nos painéis;
- Calcular os esforços nas lajes e vigas e as reações de apoios, se estas reações forem muito diferentes das cargas dos pilares, deve-se redefinir as pressões médias nos painéis.

## 2.7 Dimensionamento ao puncionamento

O puncionamento em uma placa é um fenômeno causado por uma alta tensão de cisalhamento, causando uma força de perfuração, análogo a um lápis furando uma folha de papel, efeito provocado por forças concentradas pontuais ou agindo em pequenas áreas. Esse efeito é crítico para estruturas laminares, já que é um dos fatores determinantes nas espessuras das lajes e/ou dos capitéis utilizados (Campos, 2015).

Melges (1995), explica que, alguns parâmetros são determinantes para a presença ou não de patologias causadas pelo efeito de punção. Os principais parâmetros são:

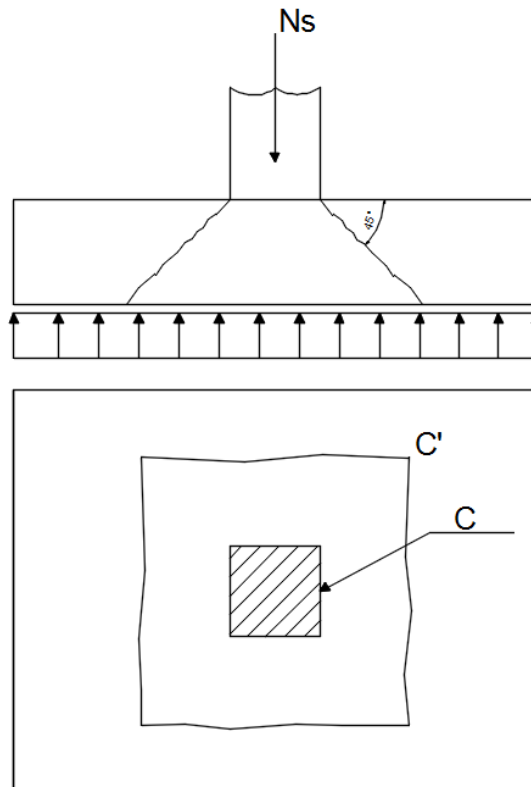
- Espessura da laje;
- Dimensões e forma da seção transversal dos pilares;
- Resistência do concreto;
- Relação momento fletor/força cortante na ligação laje-pilar;
- Taxa de armadura de flexão da laje;
- Presença ou não de armadura transversal de combate a punção.

### 2.7.1 Cálculo das tensões no concreto

Campos (2015), lembra que, a carga aplicada por um pilar diretamente sobre a laje, produz tensão tangencial no concreto distribuído na superfície crítica delimitada pela atura útil ( $d$ ) e também pelo:

- Perímetro de contorno C, se deve verificar a tensão de compressão diagonal do concreto e tensão de cisalhamento;
- Perímetro de contorno C', se deve verificar capacidade de ligação à punção associada à resistência à tração;
- Perímetro de contorno C''.

Figura 25: Efeito de punção



Fonte: Campos (2011), adaptado pelo autor.

### 2.7.1.1 Verificação da compressão do concreto no perímetro C

Ribeiro (2010), lembra que, a tensão de puncionamento do contorno C (localizado no contorno imediatamente ao pilar), é calculada da seguinte maneira:

$$T_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d} \leq T_{Rd2} \quad (14)$$

Sendo:

$$T_{Rd2} - \text{tensão resistente} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{F_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd}$$

$u = 2 \cdot (a + b)$  – perímetro de contorno C

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2$$

Onde k é o coeficiente referente a parcela  $M_{sd}$  transmitida ao pilar por cisalhamento, fornecido pela relação  $C_1/C_2$ , representada na tabela a seguir:

Tabela 9: Efeito de punção

C1/C2	0,5	1,0	2,0	3,0
Valor de K	0,45	0,60	0,70	0,80
em que:				
C1 é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força;				
C2 é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.				

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

### 2.7.1.2 Verificação da compressão do concreto no perímetro C'

Segundo Campos (2015), o perímetro C' corresponde a uma área de ruptura localizada nas redondezas do pilar, e pode ser calculada em duas situações distintas, demonstradas a seguir:

- Sem armadura de puncionamento:

$$T'_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu' \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W'_{rp} \cdot d} \leq TRd1 \quad (15)$$

Onde:

$u' = 2 \cdot (a + b) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d)$  – perímetro do contorno C'

k – Ver tabela 8;

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 + C_2 + 4 \cdot C_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot C_1;$$

$$TRd1 = 0,13 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot p \cdot f_{ck}}$$

- Com armadura de puncionamento:

$$T'_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu' \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W'_{rp} \cdot d} \leq TRd3 \quad (16)$$

Sendo:

$u' = 2 \cdot (a + b) + 2 \cdot \pi \cdot (2 \cdot d)$  – perímetro do contorno C'

k – Ver tabela 8;

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2;$$

$$T_{Rd3} = 0,13 \cdot \left(1 - \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot \sqrt[3]{100 \cdot p \cdot f_{ck}} + 1,5 \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{yw} \cdot \sin \alpha}{S_r \cdot u}$$

### 2.7.1.3 Verificação da compressão do concreto no perímetro C''

$$T''_{sd} = \frac{F_{sd}}{\mu'' \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W'p \cdot d} \leq T_{Rd1} \quad (17)$$

Sendo:

$$u'' = 2 \cdot (a + b) + 2 \cdot \pi \cdot (4 \cdot d) - \text{perímetro do contorno C'}$$

## 2.8 Dimensionamento a flexão

Segundo a NBR 6118 (ABNT,2014), o dimensionamento de armaduras de lajes deve ser feito considerando seções retangulares, onde largura  $b = 100$  cm e altura útil  $d = h - c - 0,5$ cm. O cobrimento “c” é determinado pela tabela 3 deste trabalho, onde o cobrimento varia conforme a classe de agressividade ambiental.

O dimensionamento da armadura de flexão simples deve ser calculada a partir das seguintes expressões:

$$x = \frac{d}{\lambda} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 m_d}{\alpha_c f_{cd} b d^2}} \right) \quad (18)$$

$$A_s = \frac{\alpha_c \lambda f_{cd} b x}{f_{yd}} \quad (19)$$

Onde:

x – altura linha neutra (tendo altura limite de 0,45 para concretos  $f_{ck} \leq 50$  MPa, e 0,35 para concretos entre  $50 \text{ Mpa} < f_{ck} \leq 90$  MPa);

$\lambda = 0,8$  para  $f_{ck} \leq 50$  MPa;

$\lambda = 0,8 - (f_{ck} - 50)/400$  para  $f_{ck} > 50$  MPa;

$\alpha_c = 0,85$  para concreto  $\leq C50$ ;

$$\alpha_c = 0,85 [1,0 - (f_{ck} - 50)/ 200].$$

A armadura mínima é determinada pelo dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo dado pela expressão a seguir, respeitada a taxa mínima de armadura absoluta de 0,15%:

$$M_{d,mín} = 0,8 W_0 f_{ctk, sup} \quad (20)$$

Onde:

$W_0$  – módulo de resistência da seção transversal bruta do concreto, relativo à fibra mais tracionada;

$f_{ctk, sup}$  - resistência característica superior do concreto à tração, conforme o item 8.2.5 da NBR 6118:2014.

Alternativamente, a armadura mínima pode ser considerada atendida se forem respeitadas as taxas mínimas de armadura, imposta pela tabela abaixo.

Tabela 10: Taxas mínimas de armadura de flexão

Função da seção	Valores de $p_{mín}^1$ (As,min/Ac)														
	%														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

<sup>1</sup> Os valores de  $p_{mín}$  estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50,  $d/h = 0,8$ ,  $c = 1,4$  e  $s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes,  $p_{mín}$  deve ser recalculado.

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014)

## 2.9 Dimensionamento ao esforço cortante

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), em alguns casos, as lajes maciças ou nervuradas, podem prescindir de armadura transversal para resistir as forças de tração oriundas da força cortante. As que não apresentam armadura podem ser chamadas de lajes sem armadura para força cortante, e as que possuem armadura de lajes com armadura para força cortante.

### 2.9.1 Lajes sem armadura para força cortante

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), uma laje não necessitará de armadura a esforço cortante, quando a força cortante de cálculo, a uma distância  $d$  da face de apoio, obedecer à seguinte expressão:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd1}$$

Sendo a força cortante resistente de cálculo dada por:

$$V_{Rd1} = [T_{Rd} k (1,2 + 40 p_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d \quad (21)$$

Onde:

$$T_{Rd} = 0,25 f_{ctd};$$

$$f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c;$$

$$p_1 = A_{s1}/b_w d, \text{ não maior que } |0,02|;$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd} / A_c;$$

$k = 1$ , quando 50% da armadura inferior não chega até o apoio;

$k = |1,6 - d|$ , para os demais casos;

$T_{Rd}$  – É a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento;

$A_{s1}$  – É a área da armadura de tração que se estende até não menos que  $d + l_{b,nec}$ ;

$b_w$  – É a largura mínima da seção ao longo da altura útil  $d$ ;

$N_{Sd}$  – É a força longitudinal na seção devida à protensão ou carregamento.

### 2.9.2 Lajes com armadura para força cortante

Segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), a resistência do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória, quando verificadas simultaneamente as seguintes condições:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (22)$$

Onde:

$V_{Sd}$  – é a força cortante solicitante de cálculo, na seção;

$V_{Rd2}$  – é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto;

$V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$  – é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, onde  $V_c$  é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça e  $V_{sw}$  a parcela resistida pela armadura transversal.

A resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida interpolação linear:

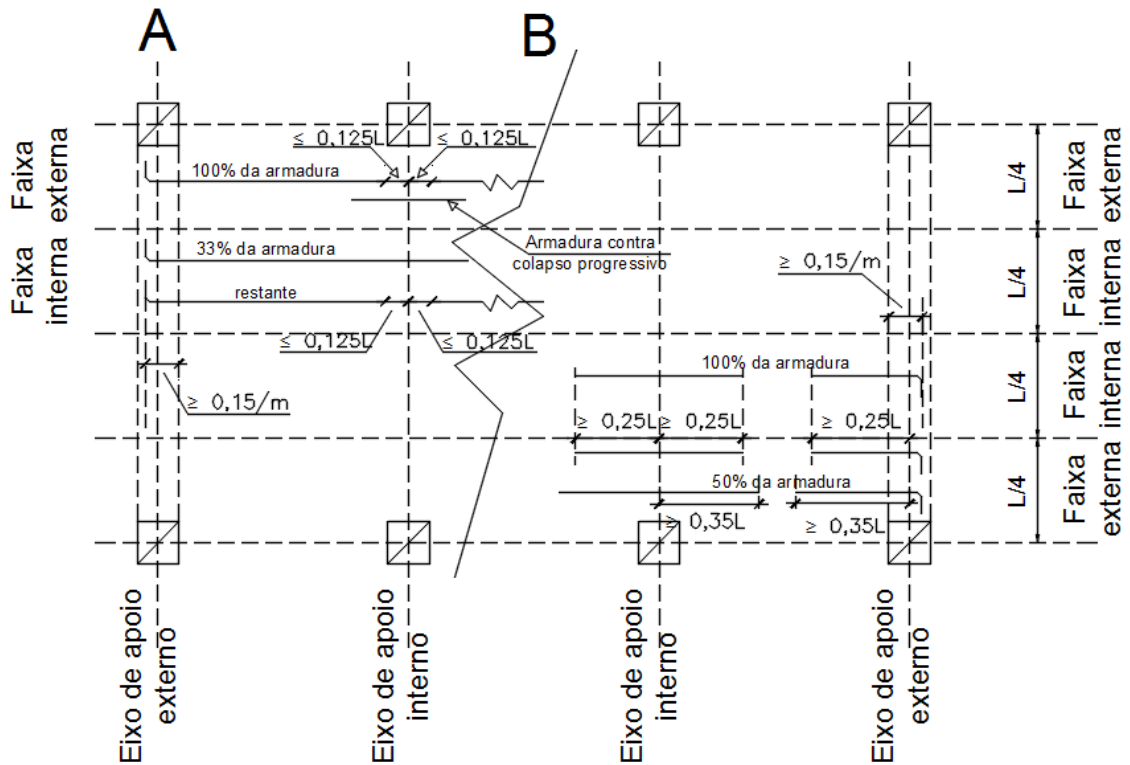
- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;
- 435 MPa ( $f_{ywd}$ ), para lajes com espessura maior que 35 cm.

### 3.0 Detalhamento

De acordo com o item 20.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), deve-se respeitar algumas condições para as armaduras de lajes quando calculados os esforços pelo método simplificado:

- No mínimo duas barras ou 33% das barras inferiores devem passar continuamente sobre apoios, respeitando armadura contra colapso progressivo;
- Em lajes com capitéis, as barras que forem interrompidas, devem atender às demais prescrições além de penetrar pelo menos 30cm ou  $24\phi$  no capitel.

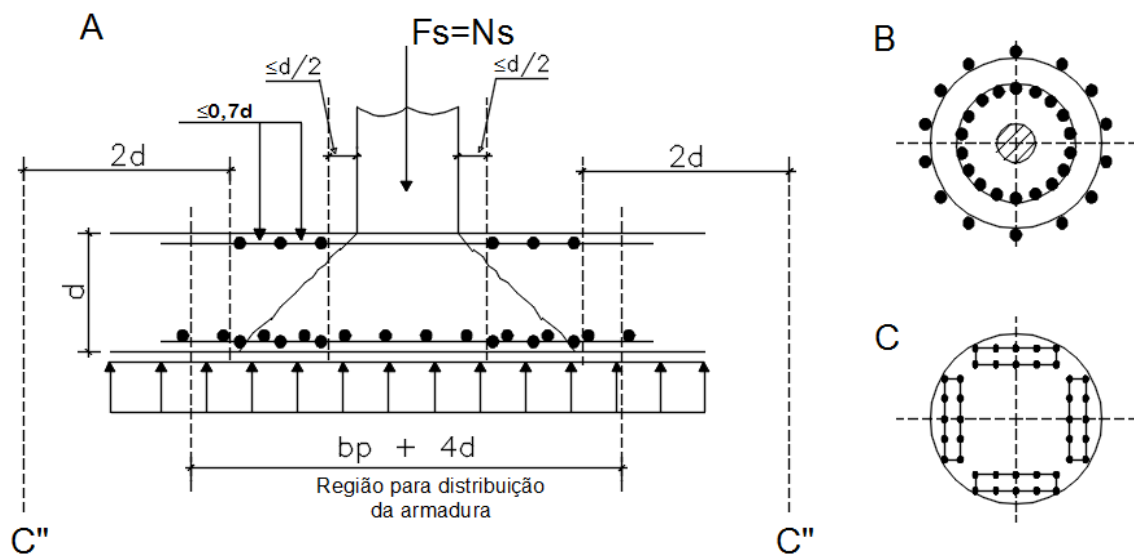
Figura 26: Distribuição da armadura da laje (a) positiva, (b) negativa



Fonte: Campos (2015), adaptado pelo autor

De acordo com o item 19.5.3.5 da NBR 6118 (ABNT, 2014), no caso da estrutura depender de resistência à punção, deve-se utilizar uma armadura de punção para equilibrar no mínimo 50% da  $F_{sd}$ , mesmo que a tensão  $T_{sd}$  seja menor do que  $T_{Rd1}$ , como mostra a figura a seguir.

Figura 27: (a) armadura de punção, (b) armadura anular, (c) armadura em gaiola



Fonte: Campos (2015), adaptado pelo autor



### 3. OUTRAS PESQUISAS

Algumas pesquisas já existentes relacionadas ao tema radier são muito úteis, pois servem de parâmetro para mais pesquisas de assuntos relacionados. O trabalho de Dória (2007) apresenta aspectos que relacionam a geometria e a rigidez e também, a análise estrutural de fundações do tipo radier em concreto armado e em concreto protendido. São discutidas algumas formas de modelagem do sistema estrutural, com foco na analogia de grelha sobre base elástica, tendo um enfoque direcionado a interação solo-estrutura. Para a analogia dos raders, foi implementado um sistema automatizado, onde é usado como ferramenta o software CAD/TQS. Um estudo de caso foi realizado comparando o emprego de cabo reto centrado na placa e parabólico, caso fosse adotado o radier em concreto armado, tendo como parâmetros o consumo e o custos de materiais. O resultado apontou que o radier em concreto protendido possibilitou uma redução da espessura da laje, porém, apresentou um custo mais elevado devido ao emprego de concreto de maior resistência, emprego de armadura passiva, ancoragens e custo com cordoalhas.

Buscando solicitações diferentes, Brandi (2004) modelou raders em fundação direta, construídos sobre solo mole, e comparou o comportamento teórico deles com o auxílio de dois protótipos feitos especialmente para isso. Além disso outro objetivo desse trabalho é justificar o uso de raders em habitações de baixo custo, onde a construção, carregamento e monitoramento foram acompanhados com um programa de elementos finitos chamado ELPLA 8.0. Os dois protótipos de raders foram projetados e carregados durante 4 meses, tendo o perfil de subsolo característico da geologia do local denominado argila mole, avaliado e constatado por ensaios in situ e laboratório. Um dos protótipos teve sua estrutura assente diretamente sobre o solo mole em estado natural, enquanto a outra teve sua estrutura assente sobre argila mole com reforço de colunas de areia. Além das previsões baseadas em parâmetros geotécnicos do solo e os recalques reais medidos topograficamente, foram feitas tentativas de avaliar a rigidez da estrutura submetida a carregamentos iguais ao dobro do normalmente previsto.

A pesquisa de Pezo (2013) analisa o comportamento carga-recalque, onde é analisado um banco de dados de estacas, de fundações em grupo de estacas e radier

estaqueados, executados no solo de João Pessoa/PB, solo que apresenta predominância de areia de várias camadas por conta de ser proveniente de região litorânea. O ensaio apresentou um número de 07 provas de cargas estáticas, em estacas do tipo Hollow Auger, construídas em escala real, com 300mm de diâmetro e 4,5m de comprimento. Os dados foram processados com o método dos elementos finitos (MEF), utilizando o programa CESAR-LPPC v4. Para a modelagem foi usado o modelo de Mohr-Coulomb, modelo que representa o comportamento tensão-deformação, uma vez que os parâmetros utilizados foram obtidos através de correlações e comparados com os resultados experimentais, medidos nas provas de cargas. Análises paramétricas foram executadas com o intuito de obter a reação mais próxima da real do comportamento da fundação em radier estaqueado, usando o referido modelo de Coulomb. Isso ocorre devido alterações da configuração que pode-se citar a espessura do radier, número, diâmetro, espaçamento e comprimento das estacas embutidas no solo. O recalque máximo, recalque diferencial e distorção angular do radier diminuem com o aumento da espessura do radier, do número, comprimento e diâmetro das estacas.

Já Carvalho (2015) focou a pesquisa de radier estaqueado de forma diferente, onde sua maior preocupação foi em obter resultados precisos, já que a análise por elementos finitos ainda apresenta limitação devido à capacidade de processamento de máquinas, quando analisada toda a fundação em três dimensões. Buscando saciar essa limitação, essa dissertação introduz a metodologia de criação do software Soil-Foundation Interaction Analysis, SoFIA, ferramenta híbrida que analisa o radier por meio de placas de Kirchhoff e o solo/fundação através de elementos finitos axissimétricos. A simplicidade da linguagem e a objetividade do programa justifica sua criação, além de apresentar bons resultados comparados aos métodos convencionais encontrados nas literaturas.

O trabalho de Antoniazzi (2011) trata da consideração da interação solo-estrutura (ISE), para projetos estruturais de concreto armado com fundações superficiais do tipo sapatas isoladas. Foram usados exemplos numéricos buscando representar a deformabilidade do solo e a sequência construtiva na análise estrutural. Esses exemplos numéricos também serviram como amostra dos dados e dos procedimentos de cálculo necessários para a consideração da ISE. Para o processamento dos cálculos foram usados programas como ESPECIAL\_ISE

(Programa desenvolvido em linguagem FORTRAN), este programa utilizou o método de Aoki e Lopes (1975), que utiliza as equações de Mindlin (1936) para o cálculo dos recalques, em conjunto com o procedimento de Steinbrenner (1934) para estimar a estratigrafia do maciço de solos. Em conjunto com foi utilizado o programa SISEs (sistema de interação solo-estrutura) – Desenvolvido pela TQS Informática – que permite a análise da estrutura e da fundação como um todo. Os resultados mostraram a importância da consideração da deformabilidade, mesmo que de forma simplificada, em substituição aos apoios indeslocáveis nos projetos estruturais. Para uma análise mais realista em prédios de múltiplos andares se recomenda a interação solo-estrutura seja considerada junto com a sequência construtiva.

Já a pesquisa de Ribeiro (2010) focou em comparar os principais métodos de cálculo das solicitações de radier, bem como projetar e detalhar o mesmo para alguns tipos de modelagens existentes. O estudo realizado na pesquisa se limitou a análise de um edifício de 20 pavimentos, empregando fundação em radier, onde foi usado o software SAP2000 para a realização dos cálculos. A metodologia de cálculo foi feita considerando quatro distintas formas de consideração de fundação, primeiro considerando o solo apoiado sobre molas (Hipótese de Winkler), segundo considerando fundação apoiada sobre molas com distribuição de acordo com a matriz condensada (estudo de Hampshire e Velloso), terceiro considerando fundação apoiada sobre elementos sólidos e quarto considerando a modelagem de acordo com o método das diferenças finitas. Os resultados apontaram que a metodologia de Hampshire e Velloso representa um comportamento mais próximo ao real, mesmo sendo uma metodologia mais complexa que requer um processamento maior de matrizes, porém é possível de ser feito simplificações tornando mais viável de analisar estruturas em radier.

## 4. METODOLOGIA

Posteriormente, encontra-se a metodologia utilizada para a concepção da presente pesquisa.

### 4.1 Classificação da metodologia

A abordagem metodológica deste trabalho é apresentada como comparativa, onde são analisados diferentes tipos de modelos de cálculo para *radier* em concreto armado, tornando possível a comparação de resultados, assim sendo viável a determinação de um método como o mais usual.

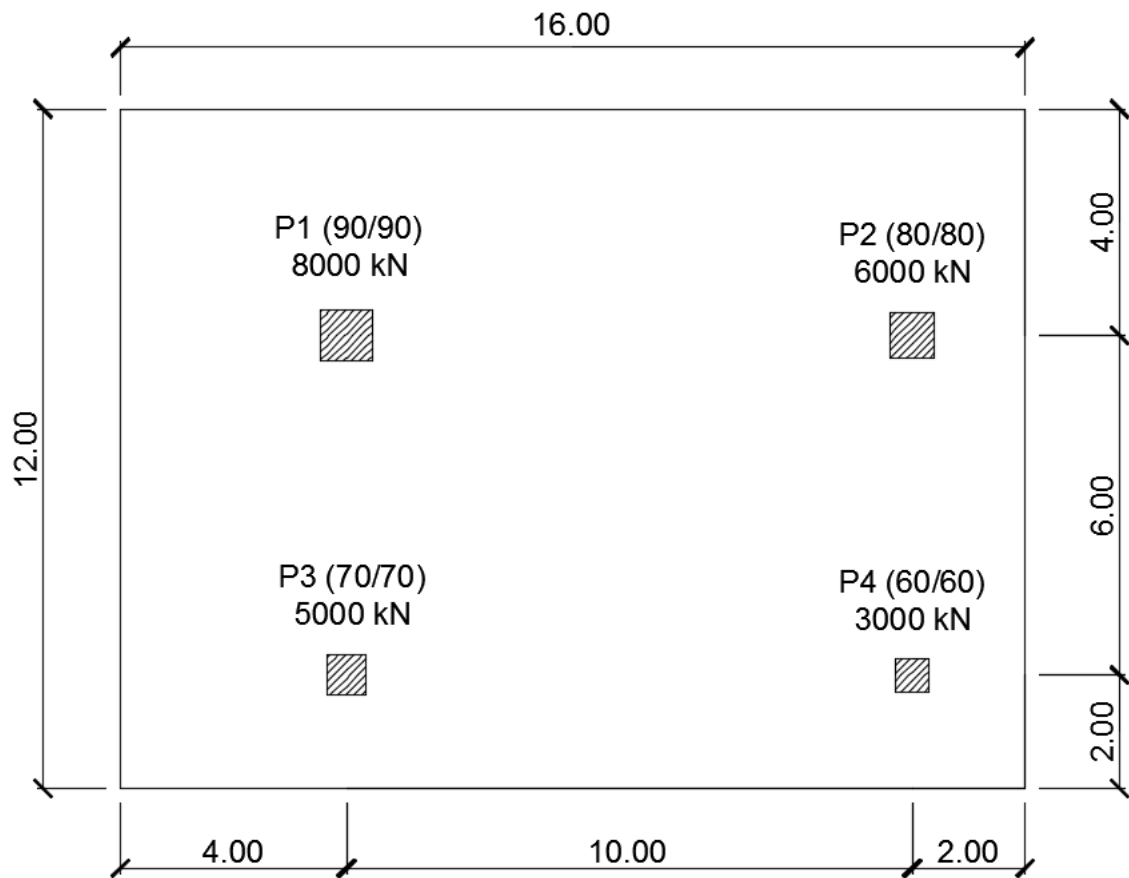
Primeiramente se determinou um modelo de radier de laje lisa apoiada sobre meio elástico, e aplicou-se dois métodos de cálculo, o método dos Pórticos Equivalentes, método dos elementos finitos, que posteriormente foram comparados entre si.

Com a comparação realizada analisou-se o método que melhor obteve resultados quanto a momentos fletores positivos e negativos, levando em conta a segurança.

### 4.2 Modelo de Radier

Para a realização do estudo, foi utilizado como protótipo o modelo de Velloso e Lopes (2010), modelo que utiliza laje rígida apoiada sobre meio elástico. O modelo conta com dimensões de 16m x 12m e recebe a carga de 4 pilares, a planta de carga e locação de pilares pode ser vista na imagem a seguir.

Figura 28: Planta de carga e localização dos pilares



Fonte: Velloso e Lopes (2010), adaptado pelo autor.

Os dados fornecidos pelo protótipo são:

- $K_s = 4.000 \text{ kN/m}^3$ ;
- $E_c = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ;
- $\nu_c = 0,2$

Através do coeficiente de rigidez do solo pode-se encontrar o tipo de solo estudado.

$$K_s = 4.000 \text{ kN/m}^3 = 4.000.000 \text{ N/m}^3 = 40 \text{ N/cm}^3$$

De acordo com a Tabela 8, considerando o valor de  $K_s$  encontrado, é possível obter o valor do módulo de elasticidade, que nesse caso corresponde a um solo argiloso pois apresenta módulo de elasticidade entre 15 a 30 MPa. Indo a favor da segurança e admitindo um valor de 15 MPa para o módulo de elasticidade do solo, o valor será:

$$15 \text{ MPa} = 15 \times 10^6 \text{ N/m}^2 = 15 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Segundo Mikhelson (2004), o coeficiente Poisson para solos argilosos varia entre 0,4 e 0,5, desse modo o coeficiente adotado para o trabalho foi 0,4. Através desses dados os parâmetros foram definidos.

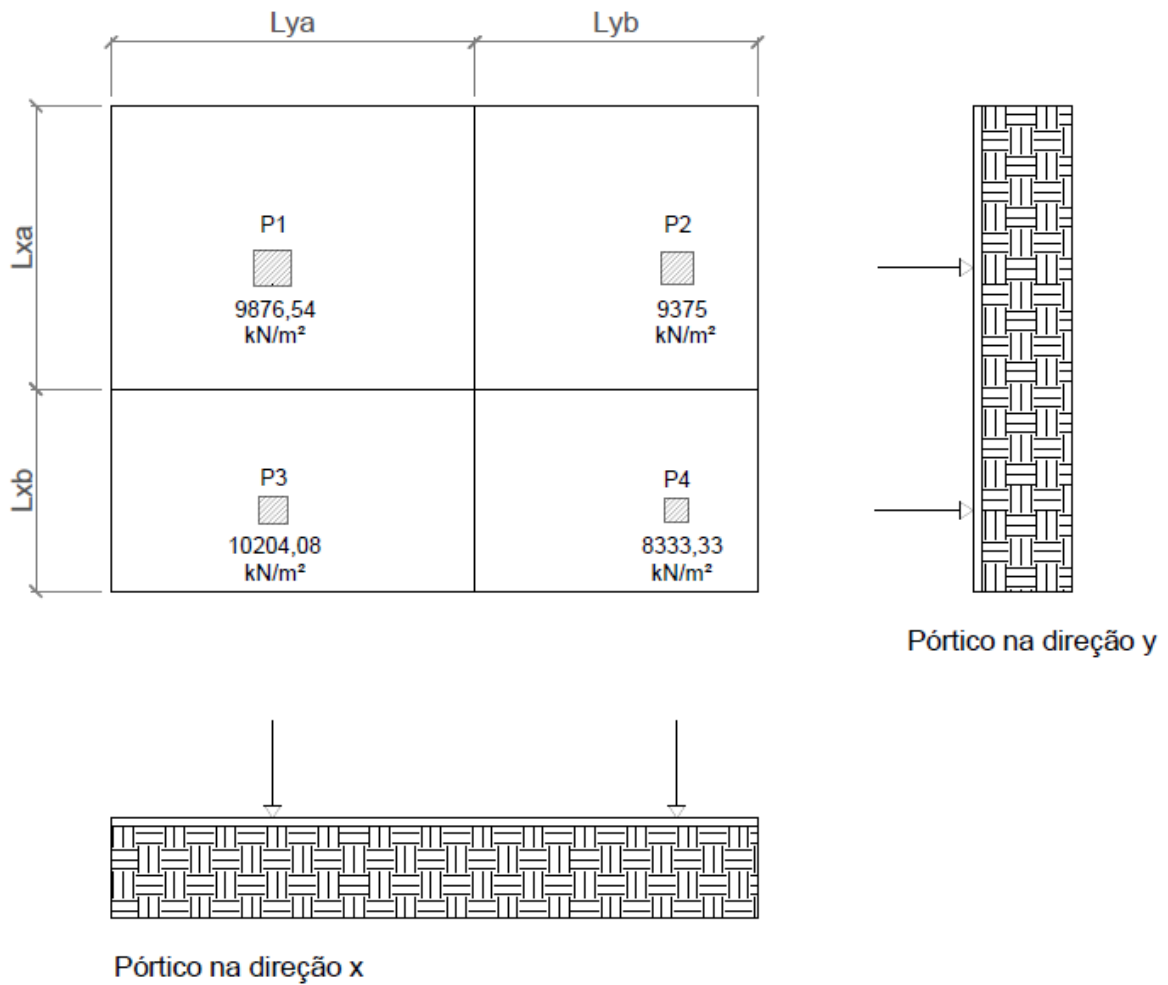
- $E_c = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ ;
- $\nu_c = 0,2$ ;
- $E_s = 15 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$ ;
- $\nu_s = 0,4$ .

### **4.3 Método dos Pórticos Equivalentes da NBR 6118/2014**

A NBR 6118 (2014), afirma que a análise estrutural de lajes lisas e cogumelo devem ser realizadas mediante emprego de procedimento numérico adequado, como por exemplo, método das diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

Porém quando se trata de lajes de concreto armado, em que os pilares se apresentarem em filas ortogonais, e que possuam vãos com pouca diferença de espaçamento, o cálculo pode ser realizado pelo processo elástico aproximado (melhor descrito no capítulo 4.6.4), com redistribuição, que consiste em adotar para cada direção pórticos múltiplos, para assim ser possível a obtenção dos esforços solicitantes.

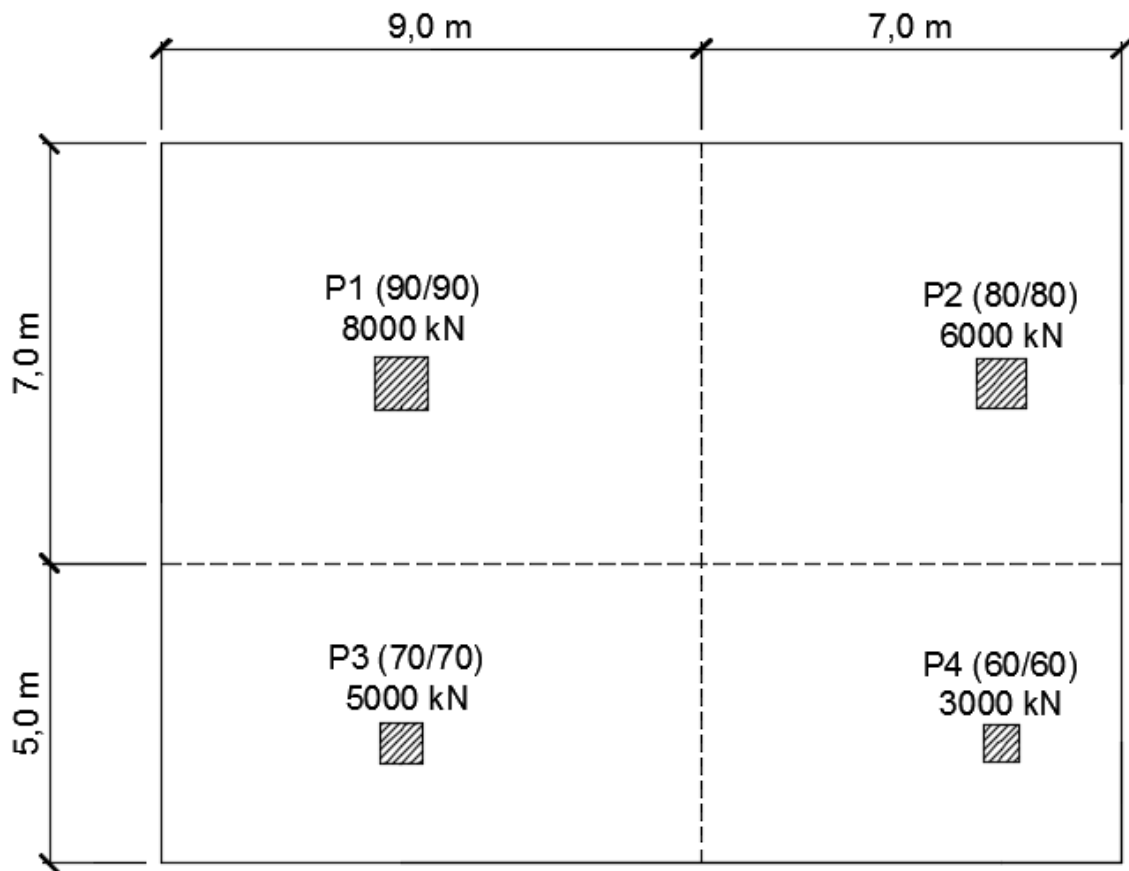
Figura 29: Definição dos Pórticos Equivalentes



Fonte: Autor

A partir dessa metodologia de divisão do radier em faixas, que consiste em adotar, para cada direção, pórticos múltiplos, é possível a obtenção de esforços solicitantes. A imagem a seguir ilustra a divisão em faixas.

Figura 30: Divisão por faixas

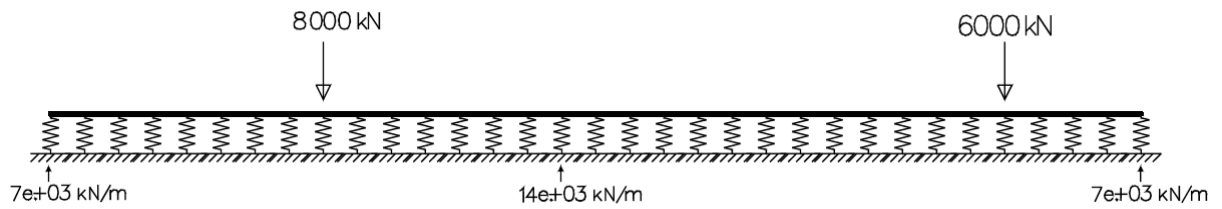


Fonte: Autor

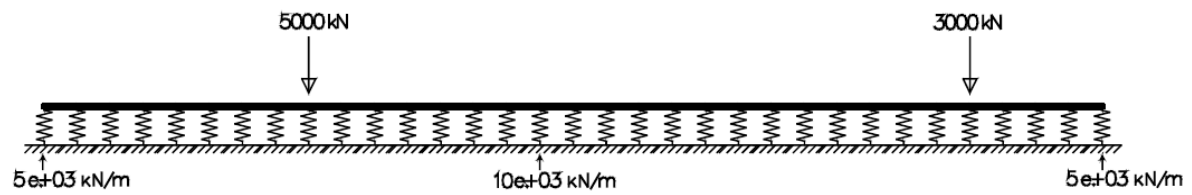
O analogia por pórticos equivalentes analisa cada faixa como um sistema de vigas, onde cada viga recebe a carga de dois pilares. Buscando simular a interação solo-estrutura foi aplicado molas na ligação entre estes dois volumes, para isso, foi utilizado o valor fornecido de “k” (coeficiente de rigidez do solo) do protótipo analisado.

Para descobrir esse coeficiente de mola foi utilizado o coeficiente “k”, a largura da faixa que está sendo analisada e o espaçamento entre cada mola. A concepção do valor desse coeficiente é muito importante pois ele representa a capacidade de carga do tipo de solo, influenciando diretamente nos recalques da fundação. As imagens a seguir representam como cada faixa foi disposta, bem como a carga aplicada e o valor do coeficiente de mola utilizado.

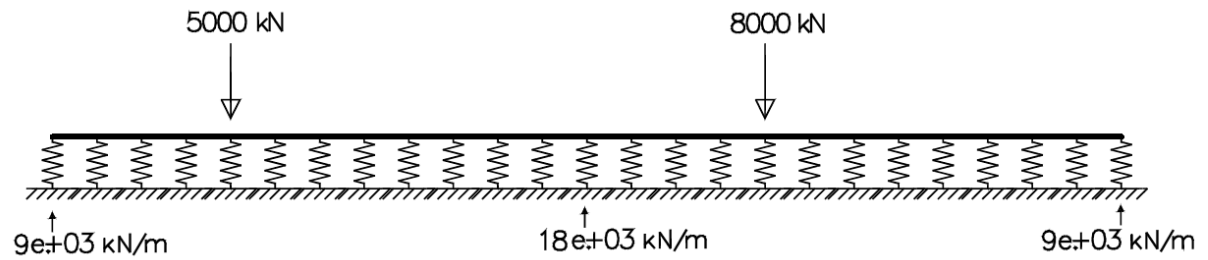


Figura 31: Faixa X<sub>A</sub>

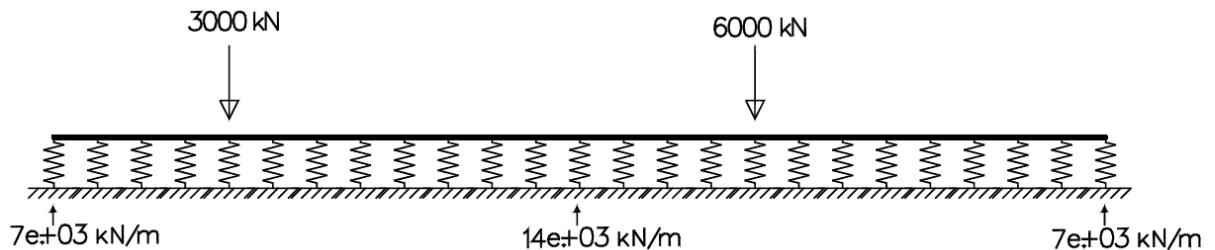
Fonte: Autor

Figura 32: Faixa X<sub>B</sub>

Fonte: Autor

Figura 33: Faixa Y<sub>A</sub>

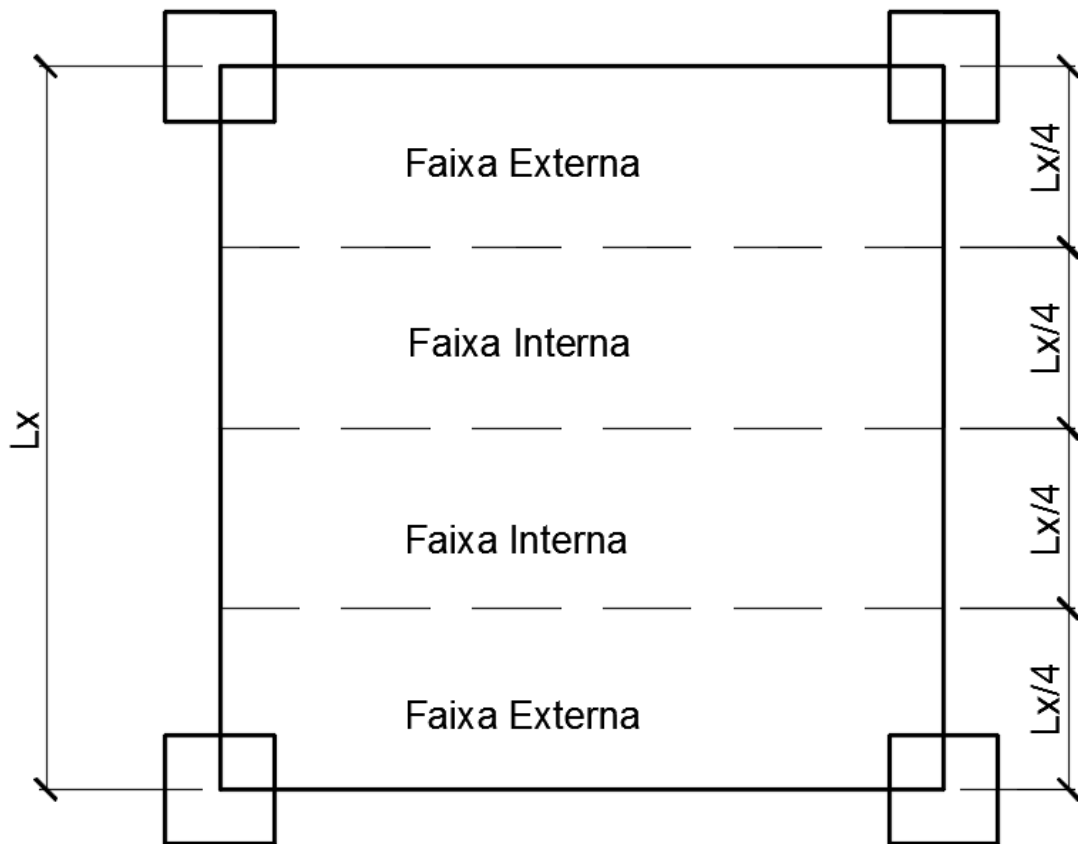
Fonte: Autor

Figura 34: Faixa Y<sub>B</sub>

Fonte: Autor

A NBR 6118 (2014), orienta que a distribuição dos momentos obtidos em cada sentido, deve ser feita em faixas, mais precisamente em quatro faixas iguais, como é demonstrado na imagem a seguir.

Figura 35: Divisão dos momentos por faixas



Fonte: Autor

Segundo a NBR 6118 (2014), a distribuição dos momentos fletores nas faixas é feita da seguinte maneira:

- 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

#### 4.4 Análise da Estrutura via Método dos Elementos Finitos utilizando o Programa Ansys

Quando se analisa uma estrutura sempre se busca desenvolver e/ou aplicar métodos que transmitam segurança e precisão. Dentre os métodos existentes, os que tem sido mais utilizados são os baseados na divisão de meios contínuos, onde

seguramente o método que é mais empregado para trabalhar nesse meio é o Método dos elementos finitos (MEF).

Dessa forma um dos métodos que será utilizado no presente trabalho é o MEF, sendo aplicado utilizando o software Ansys. Nos próximos capítulos será descrito como esse método foi empregado para a análise do radier escolhido.

#### **4.4.1 Definição dos parâmetros da estrutura**

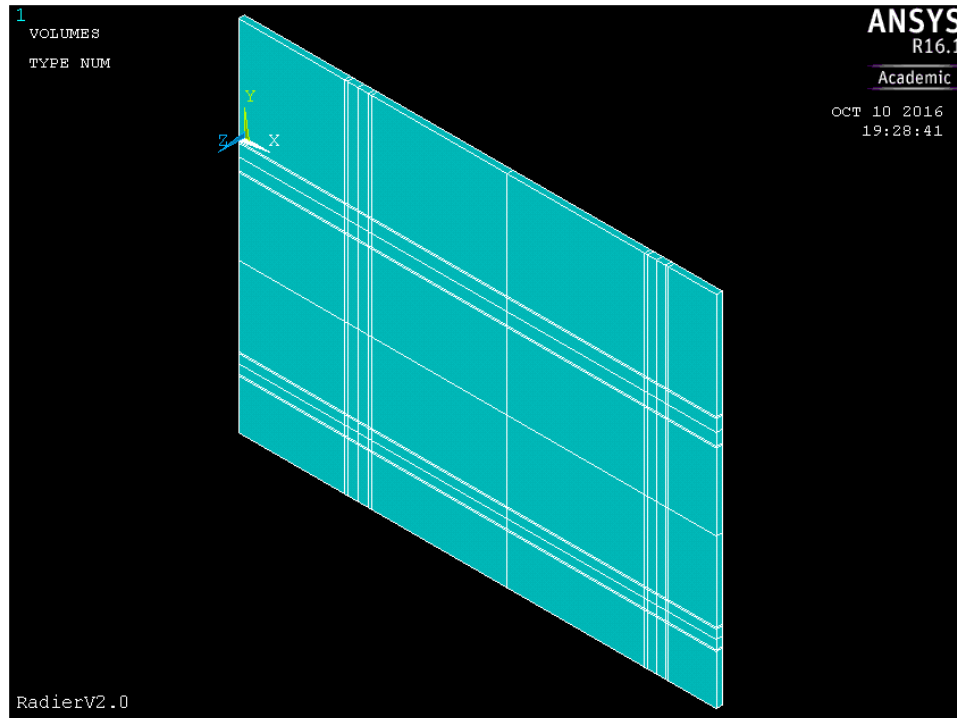
Um dos principais parâmetros a serem definidos pelo projetista é o tipo de elemento a ser empregado na solução. O elemento escolhido foi SOLID185, o qual é um elemento sólido e que é utilizado para modelagens tridimensionais (3D) de estruturas sólidas. Este elemento possui oito nós e três graus de liberdade por nó (translações ao longo dos eixos X, Y e Z local do elemento, e rotações ao longo dos eixos X, Y e Z).

A estrutura conta com uma interação de vários materiais, o que torna a definição desses parâmetros essenciais. A estrutura em questão conta com dois tipos de materiais distintos, o primeiro foi considerado como concreto estrutural e o segundo como solo argiloso.

Tendo em vista que o programa usa as propriedades desses dois materiais, o módulo de elasticidade e o coeficiente Poisson foram parâmetros especificados, como eles já foram definidos no capítulo 6.2, foram considerados como parâmetros nesse método.

A modelagem da estrutura foi realizada respeitando as dimensões do modelo de Velloso e Lopes, além de contar com uma espessura de 20 centímetros. A modelagem somente da placa pode ser vista a seguir.

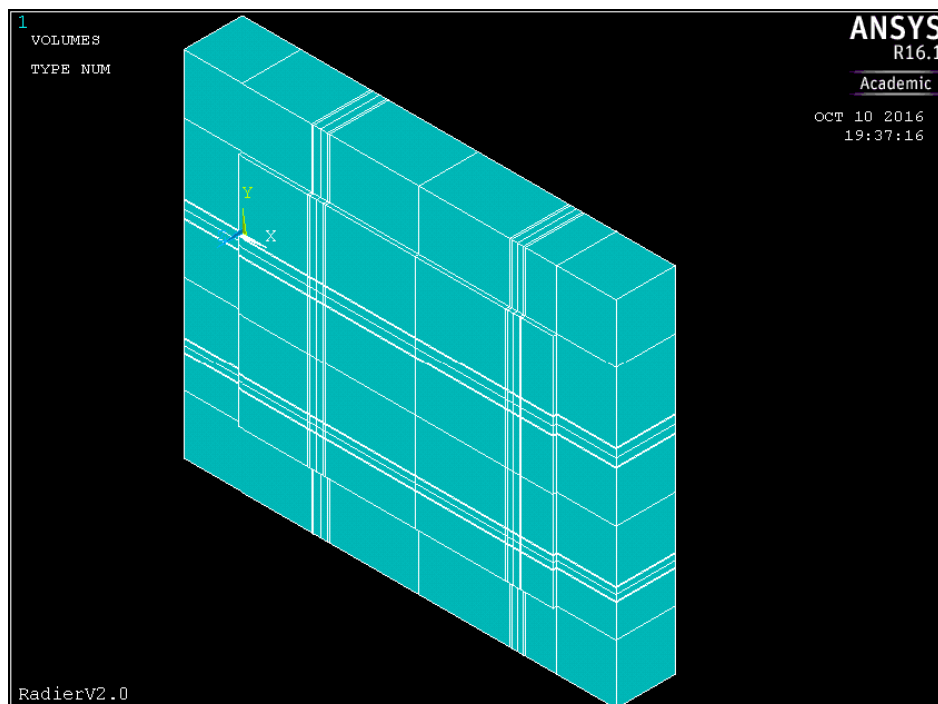
Figura 36: Modelagem da placa



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

Como a estrutura interage com o solo, a placa e o solo serão analisados como uma estrutura só, a modelagem contará com uma pequena parcela de solo na base da placa para a visualização dos esforços transmitidos do radier para o solo.

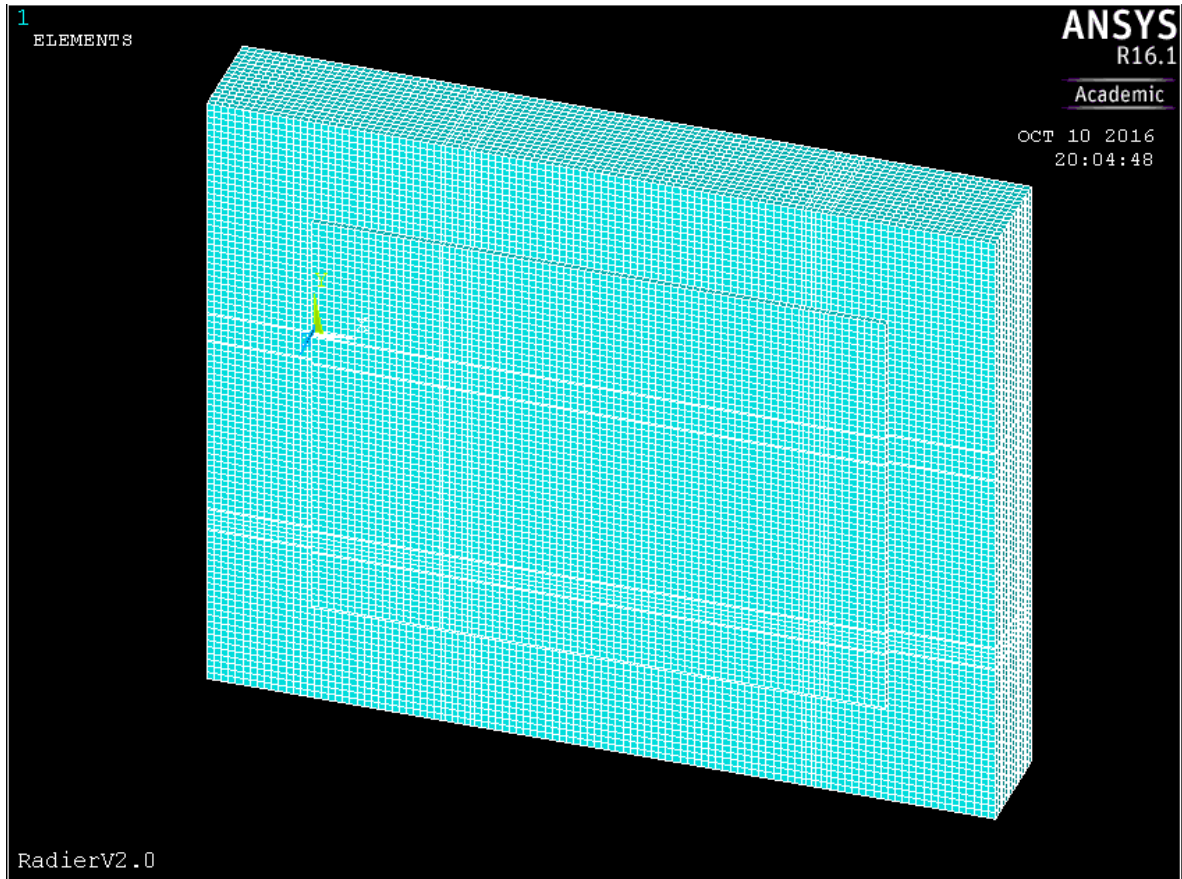
Figura 37: Modelagem da estrutura completa (radier e solo)



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

Com a estrutura já modelada foi definida a dimensão dos elementos finitos, a fim de discretizar o volume da estrutura. Para o seguinte caso optou-se após análise técnica a dimensão de 20 centímetros, de acordo com a análise de convergência (item 6.4.4). Após a definição dos elementos finitos a estrutura foi malhada, como pode ser visto na imagem a seguir.

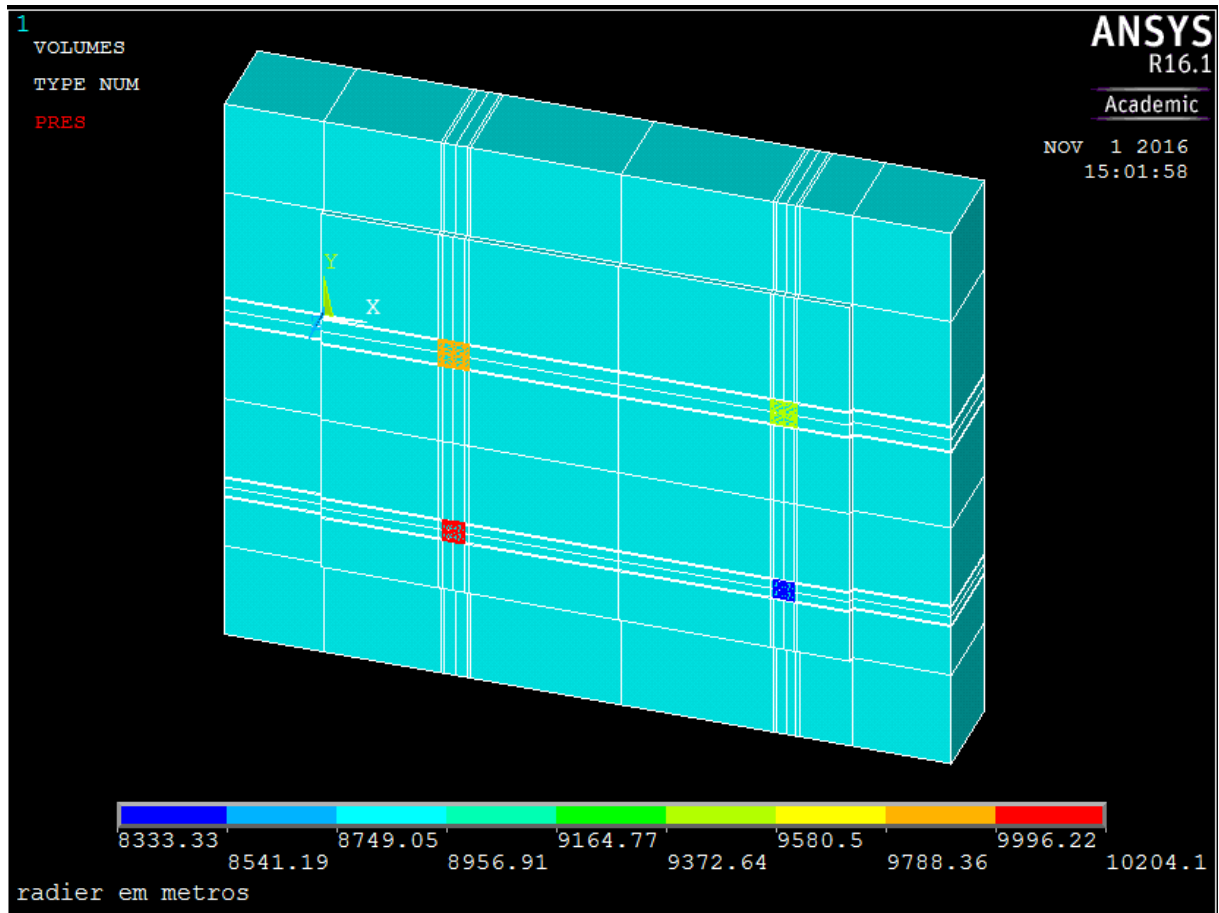
Figura 38: Visualização da malha de elementos finitos



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

A estrutura foi vinculada ao longo de toda a base, sendo restringidos os deslocamentos no eixo X, Y e Z. As cargas que foram consideradas na estrutura foi apenas o carregamento exercido pelos pilares, desprezando fatores como o peso próprio e carga acidental, visando simular o esquema estrutural de Velloso e Lopes, melhor descrito no item 6.3.

Figura 39: Radier carregado com a ação dos pilares



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

#### 4.4.2 Análise de Convergência

Um dos parâmetros mais importantes do programa de análise computacional Ansys é a dimensão dos elementos finitos, onde este é essencial para se alcançar a precisão desejada no resultado. Visando melhorar o resultado a análise de convergência é algo que irá somar positivamente para o aumento da precisão, além de tornar o resultado algo confiável.

Tendo em vista o objetivo de aplicar essa análise para o projeto que está em questão, foi optado em tornar um determinado nó da malha do radier em um ponto de estudo, onde ele será analisado variando a dimensão dos elementos finitos, de tal forma que com o resultado desse nó será possível chegar a um consenso de convergência. O ponto determinado para análise foi nó localizado na proximidade do pilar com maior carga.

Com o nó a ser analisado definido, o próximo passo é variar a dimensão dos elementos finitos e captar o valor de tensão correspondente ao nó analisado. Esse valor é facilmente retirado do programa através da lista de resultados gerado pelo Ansys.

Esse processo foi repetido para várias dimensões de elementos finitos, no qual a dimensão variou de 20 a 40 centímetros. Os valores captados foram o de quantidade total de nós, o valor de tensão no eixo x ( $\sigma_x$ ) e o valor de tensão no eixo y ( $\sigma_y$ ), valores representados na tabela abaixo.

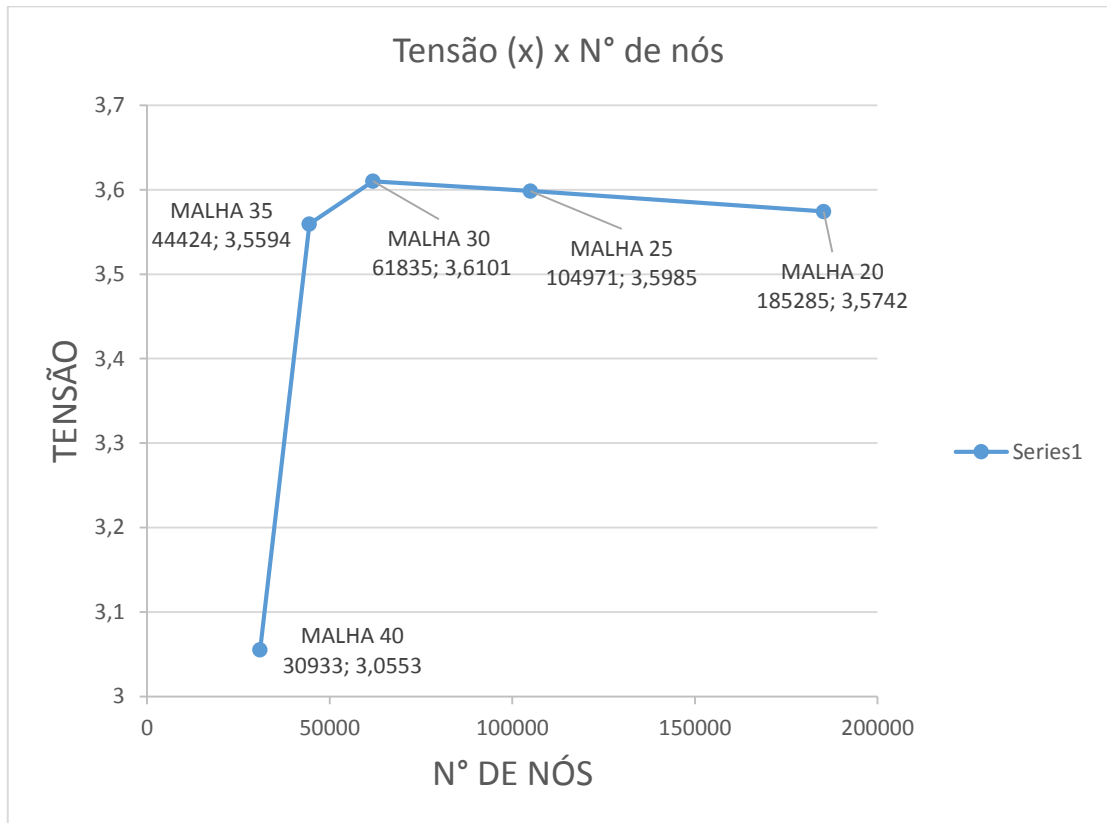
Tabela 11: Valores de tensão para diferente dimensões de malha

<b>Dimensão da malha (cm)</b>	<b>Quant. Total de nós</b>	<b>N° nó</b>	<b><math>\sigma_x</math> (kN/cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\sigma_y</math> (kN/cm<sup>2</sup>)</b>
20	185285	3270	-3,5742	-4,0303
25	104971	2370	-3,5985	-4,0416
30	61835	1614	-3,6101	-4,0338
35	44424	1274	-3,5594	-3,7707
40	30933	942	-3,0553	-4,3079

Fonte: Autor.

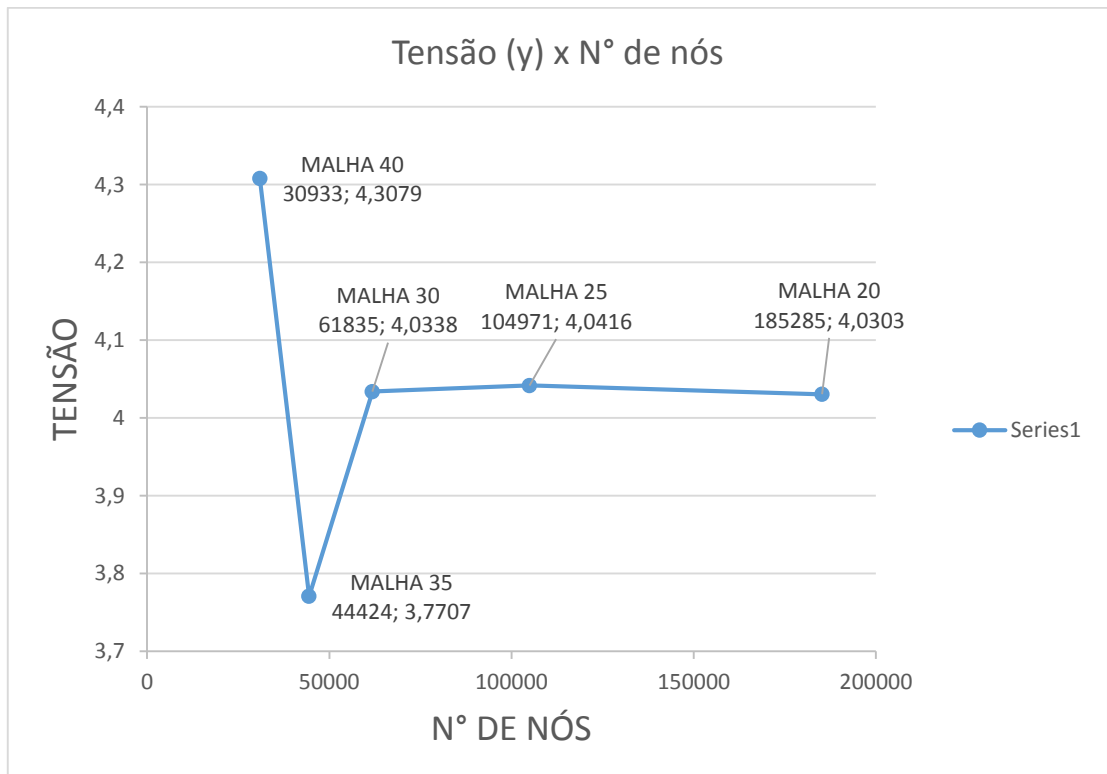
Com os resultados obtidos para diferentes dimensões de elementos finitos, é possível analisar o valor de tensão e a quantidade total de nós, e chegar a um consenso de convergência de valores. Para melhor visualização desses valores os gráficos a seguir foram elaborados.

Figura 40: Gráfico de Convergência da Tensão no eixo x.



Fonte: Autor.

Figura 41: Gráfico de Convergência da Tensão no eixo y.



Fonte: Autor.



A partir desses dois gráficos constituídos pelo valor de tensão e pela quantidade total de nós para cada malha, é possível visualizar a curva de convergência. Em ambos gráficos é notável a grande variação para os valores de dimensão 40 e 35 centímetros, logo é plausível considerá-los insuficientes e não confiáveis. Em contrapartida, a medida em que os elementos finitos são refinados é perceptível a pouca variação entre os pontos.

Com esses resultados é possível admitir que qualquer dimensão menor ou igual a 30 centímetros é considerada aceitável, pois esse é o ponto de convergência. Visando tornar os resultados do experimento mais confiáveis e com uma precisão maior foi optado em usar a dimensão de 20 centímetros, já que na versão educacional do software propriamente citado não foi possível refinar mais a malha de elementos finitos.

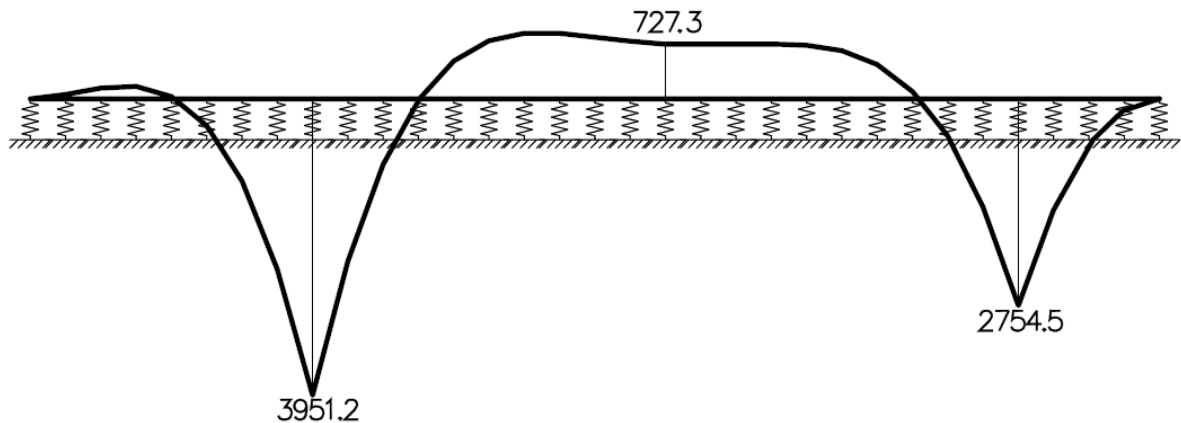
## 5. RESULTADOS

Esse capítulo é destinado para descrever os principais resultados obtidos nos diferentes tipos de cálculo para a obtenção dos valores dos momentos para as determinadas faixas. Lembrando que para cada tipo de método usado foram inseridos os mesmos parâmetros de características do material, buscando alcançar resultados lógicos.

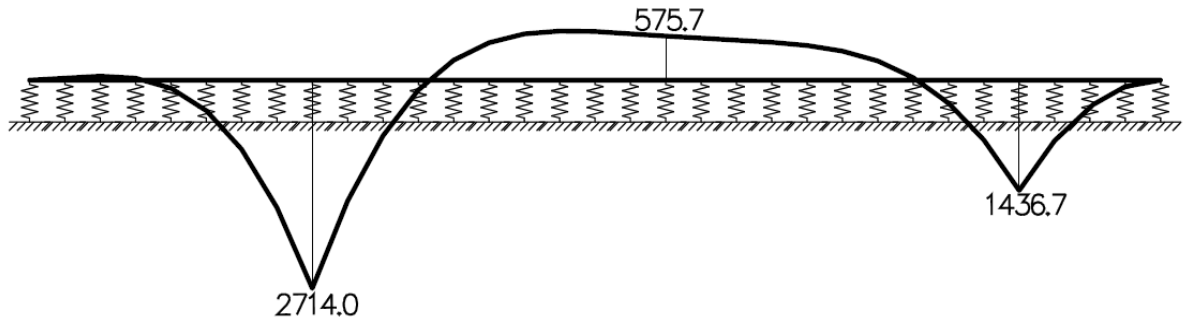
### 5.1 Resultados obtidos pela análise dos pórticos equivalentes

Esse método foi realizado com o auxílio do software Ftool, por onde foram obtidos os diagramas de momento fletor para cada pórtico. Lembrando que as seções são os pontos de interesse, esses pontos estão localizados no centro de cada pilar e no meio do vão entre eles, como pode ser visto nos diagramas a seguir.

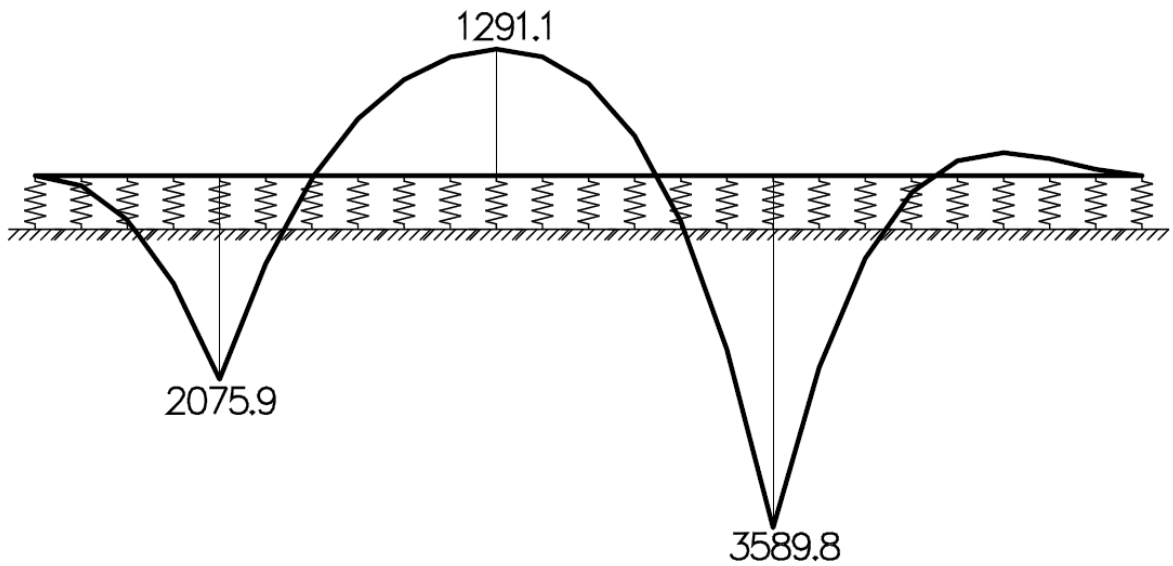
Figura 42: Diagrama de momento fletor da faixa X<sub>A</sub>



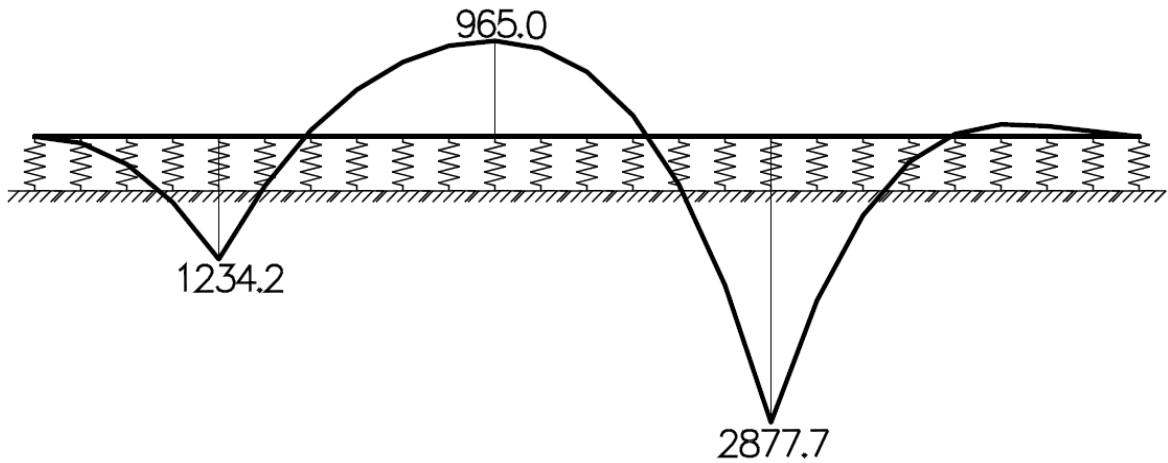
Fonte: Ftool

Figura 43: Diagrama de momento fletor da faixa X<sub>B</sub>

Fonte: Ftool

Figura 44: Diagrama de momento fletor da faixa Y<sub>A</sub>

Fonte: Ftool

Figura 45: Diagrama de momento fletor da faixa Y<sub>B</sub>

Fonte: Ftool

Através dos momentos máximos negativos gerados sobre os apoios e o momento máximo positivo gerado no meio do vão entre os apoios, foi possível distribuir os momentos para cada faixa do radier.

Tabela 12: Resumo dos resultados obtidos pelo método dos pórticos equivalentes

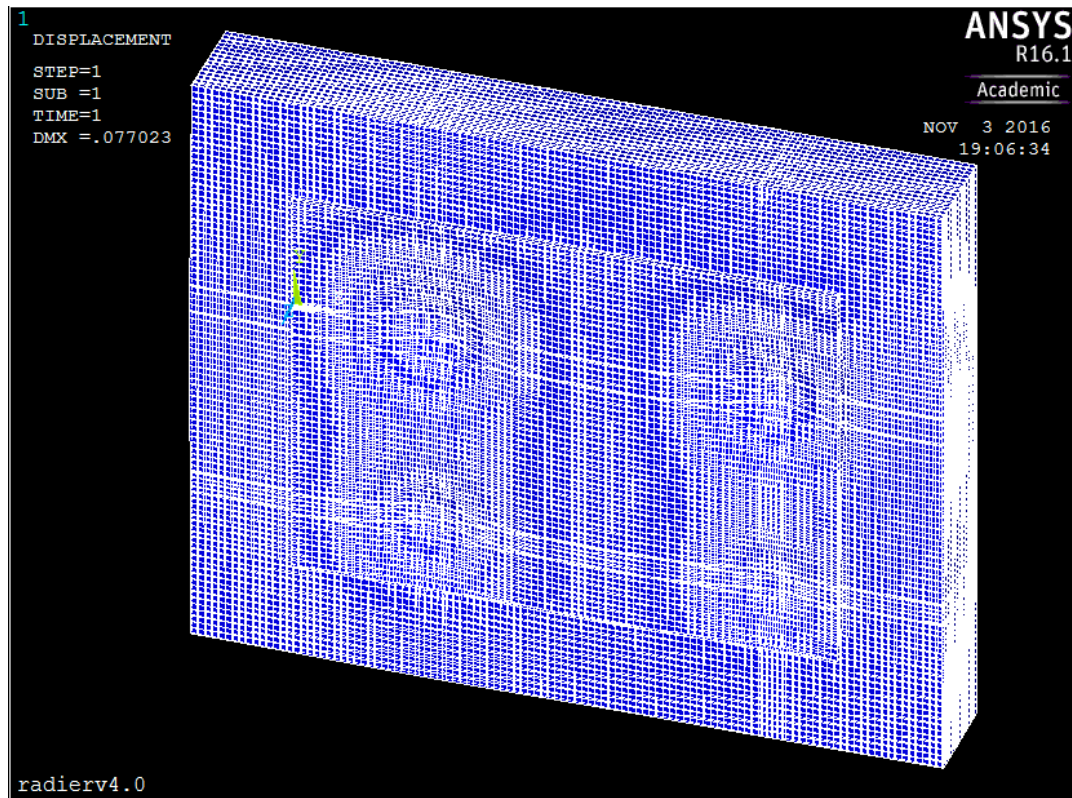
Faixa XA				
Seção (kN.m)	Faixa	Largura (m)	Percentual de momento	Momento (kN.m)
1	Externa	1,75	37,5	-1481,70
-3951,20	Interna	3,50	25	-987,80
2	Externa	1,75	27,5	200,01
727,30	Interna	3,50	45	327,29
3	Externa	1,75	37,5	-1032,94
-2754,50	Interna	3,50	25	-688,63
Faixa XB				
Seção (kN.m)	Faixa	Largura (m)	Percentual de momento	Momento (kN.m)
1	Externa	1,25	37,5	-1017,75
-2714,00	Interna	2,50	25	-678,50
2	Externa	1,25	27,5	158,32
575,70	Interna	2,50	45	259,07
3	Externa	1,25	37,5	-538,76
-1436,70	Interna	2,50	25	-359,18
Faixa YA				
Seção (kN.m)	Faixa	Largura (m)	Percentual de momento	Momento (kN.m)
1	Externa	2,25	37,5	-778,46
-2075,90	Interna	4,50	25	-518,98
2	Externa	2,25	27,5	355,05
1291,10	Interna	4,50	45	581,00
3	Externa	2,25	37,5	-1346,18
-3589,80	Interna	4,50	25	-897,45
Faixa YB				
Seção (kN.m)	Faixa	Largura (m)	Percentual de momento	Momento (kN.m)
1	Externa	1,75	37,5	-462,83
-1234,20	Interna	3,50	25	-308,55
2	Externa	1,75	27,5	265,38
965,00	Interna	3,50	45	434,25
3	Externa	1,75	37,5	-1079,14
-2877,70	Interna	3,50	25	-719,43

Fonte: Autor

## 5.2 Resultados obtidos via Método dos Elemento Finitos utilizando o Programa Ansys

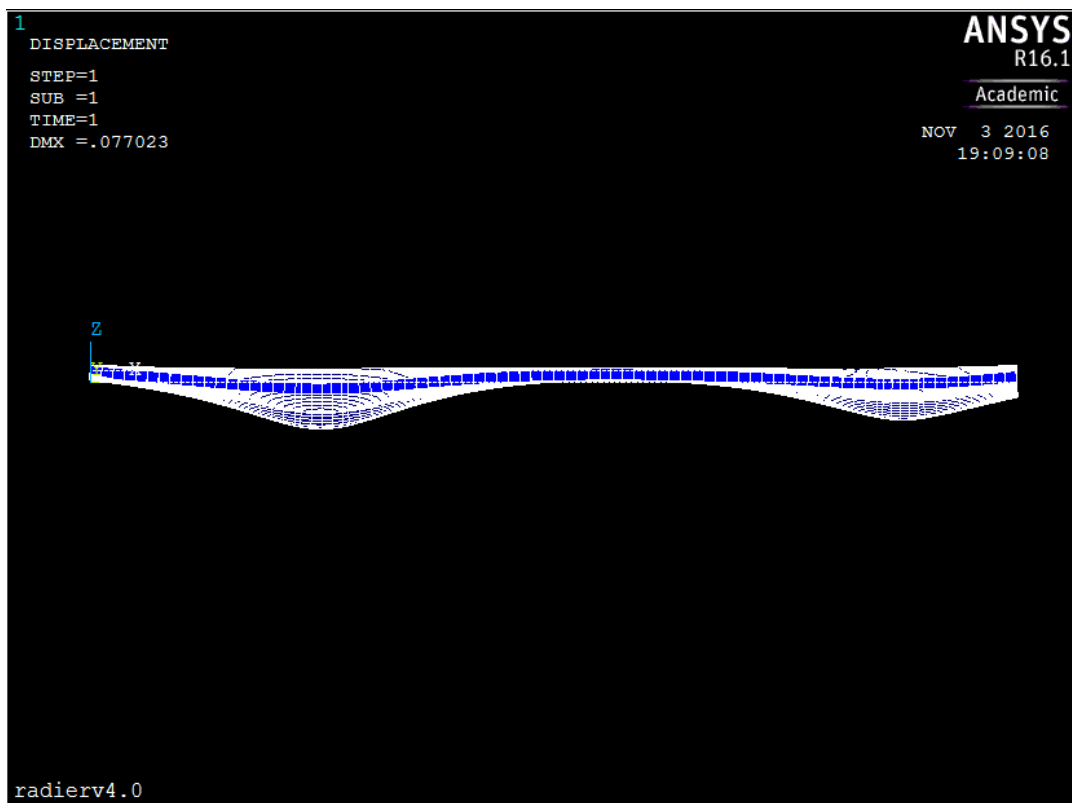
Esse método permite visualizar as deformações de uma maneira muito interessante, por onde é possível visualizar as deformações reais da estrutura. As imagens a seguir retrata de maneira perfeita a deformação gerada pelos quatro pilares, sendo possível visualizar a relação entre a magnitude da deformação e a intensidade da carga.

Figura 46: Deformação da estrutura sofrida pela aplicação das cargas dos pilares



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

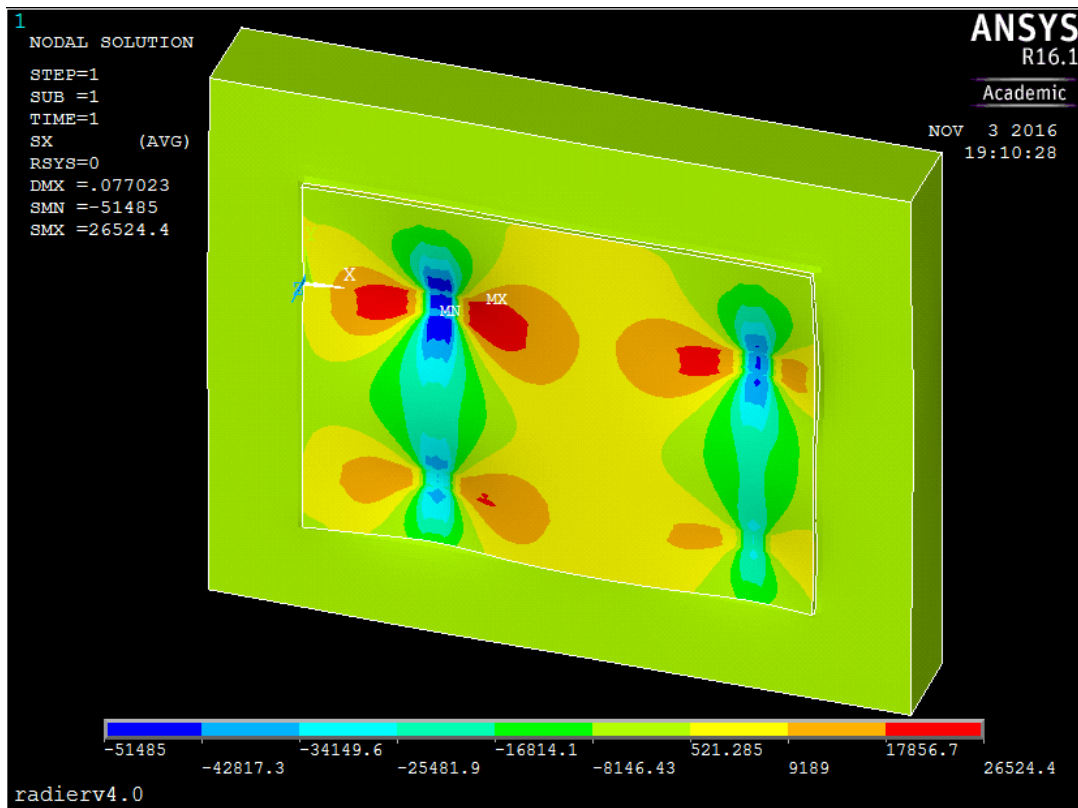
Figura 47: Visualização da deformação do radier sofrido pela carga dos pilares



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

Uma outra particularidade desse software é que é possível visualizar valores de tensão e deslocamento em qualquer ponto da estrutura. Obviamente a tensão máxima deu-se no ponto do pilar com maior carregamento, cujo valor de tensão máxima, mínima e deslocamento máximo são respectivamente: MÁX = 26524,4 kN/m, MÍN = -51485kN/cm e DMX = 0,077023 m.

Figura 48: Visualização da deformação do radier sofrido pela carga dos pilares



Fonte: Retirado do programa de análise computacional Ansys.

Como citado anteriormente é possível captar o valor de tensão em qualquer ponto da estrutura, sendo assim necessário obter valores de tensão correspondentes a cada faixa do radier. Cada faixa apresenta três seções, sendo que para cada seção foi captado o valor de tensão em três pontos, para ser possível obter um valor de tensão média.

Após definida a tensão média para cada seção de cada faixa, é possível transformar essa tensão em momento fletor, para isso foi calculado o momento de inércia para cada faixa.

A Tabela 13 demonstra que as faixas externas apresentam valores diferentes nesse método, diferença que só é possível visualizar através do MEF, pois esse

método é capaz captar a variação causada pela geometria desuniforme da placa e do carregamento dos pilares.

Tabela 13: Resumo dos resultados obtidos pelo MEF

<b>Faixa XA</b>				
<b>Seção</b>	<b>Faixa</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Média de Tensão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
1	Extremidade	1,75	-10838,37	-126,45
	Interna	3,50	-41951,50	-978,87
	Externa	1,75	-32868,00	-383,46
2	Extremidade	1,75	3578,04	41,74
	Interna	3,50	7690,18	179,44
	Externa	1,75	6325,60	73,80
3	Extremidade	1,75	-10473,87	-122,20
	Interna	3,50	-36301,00	-847,02
	Externa	1,75	-27738,00	-323,61
<b>Faixa XB</b>				
<b>Seção</b>	<b>Faixa</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Média de Tensão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
1	Extrema	1,25	-22556,67	-187,97
	Interna	2,50	-32736,00	-545,60
	Extremidade	1,25	-25926,00	-216,05
2	Extrema	1,25	4781,63	39,85
	Interna	2,50	5249,23	87,49
	Extremidade	1,25	4350,17	36,25
3	Extrema	1,25	-18236,33	-151,97
	Interna	2,50	-23377,75	-389,63
	Extremidade	1,25	-18792,67	-156,61
<b>Faixa YA</b>				
<b>Seção</b>	<b>Faixa</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Média de Tensão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
1	Extremidade	2,25	-9522,93	-142,84
	Interna	4,50	-25755,75	-772,67
	Externa	2,25	-7444,33	-111,67
2	Extremidade	2,25	6422,47	96,34
	Interna	4,50	20060,58	601,82
	Externa	2,25	1654,60	24,82
3	Extremidade	2,25	-12151,44	-182,27
	Interna	4,50	-30604,75	-918,14
	Externa	2,25	-9876,27	-148,14
<b>Faixa YB</b>				
<b>Seção</b>	<b>Faixa</b>	<b>Largura (m)</b>	<b>Média de Tensão (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Momento (kN.m)</b>
1	Extrema	1,75	-3299,57	-38,49
	Interna	3,50	-12458,23	-290,69
	Extremidade	1,75	-17561,20	-204,88
2	Extrema	1,75	-1080,76	-12,61
	Interna	3,50	10901,07	254,36
	Extremidade	1,75	17684,00	206,31
3	Extrema	1,75	-5244,30	-61,18
	Interna	3,50	-21079,35	-491,85
	Extremidade	1,75	-26109,67	-304,61

Fonte: Autor

## 6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo destina-se a comparar os principais resultados obtidos na concepção deste trabalho. Busca analisar os resultados obtidos para cada pórtico, comparando os métodos utilizados, tendo como resultado o momento fletor distribuído por faixas ao longo do radier. Essa análise busca definir o método que apresenta valores de momento mais próximos do real, ou seja, valores que auxiliem para o dimensionamento da armadura dessa estrutura.

### 6.1 Análise dos momentos fletores por faixas

Para ilustrar a diferença de resultados entre os dois métodos nada melhor que sobrepor diagramas, para que fique claro a pequena variação entre os métodos. A Figura 49 apresenta os diagramas de momento gerados para a faixa de maior interesse, que é a faixa interna onde estão localizados os pilares.

O diagrama do pórtico  $X_A$  apresenta valores que se equivalem, pois os momentos gerados na seção 1 são praticamente iguais, além disso, a diferença do momento positivo localizado na seção 2 e a diferença do momento negativo situado na seção 3 se equivalem, pois onde o MEF deu um valor menor para momento positivo deu maior para momento negativo na seção 3.

O diagrama do pórtico  $X_B$  apresenta valores um pouco mais dispersivos em relação ao pórtico  $X_A$ , porém apresenta valores aceitáveis, pois analisando o diagrama do MEF percebe-se que na seção 1 e 2 o valor de momento é menor em relação ao diagrama dos pórticos equivalentes, porém na seção 3 a situação se inverte onde o MEF apresenta valor de momento menor, o que torna os dois diagramas equivalentes.

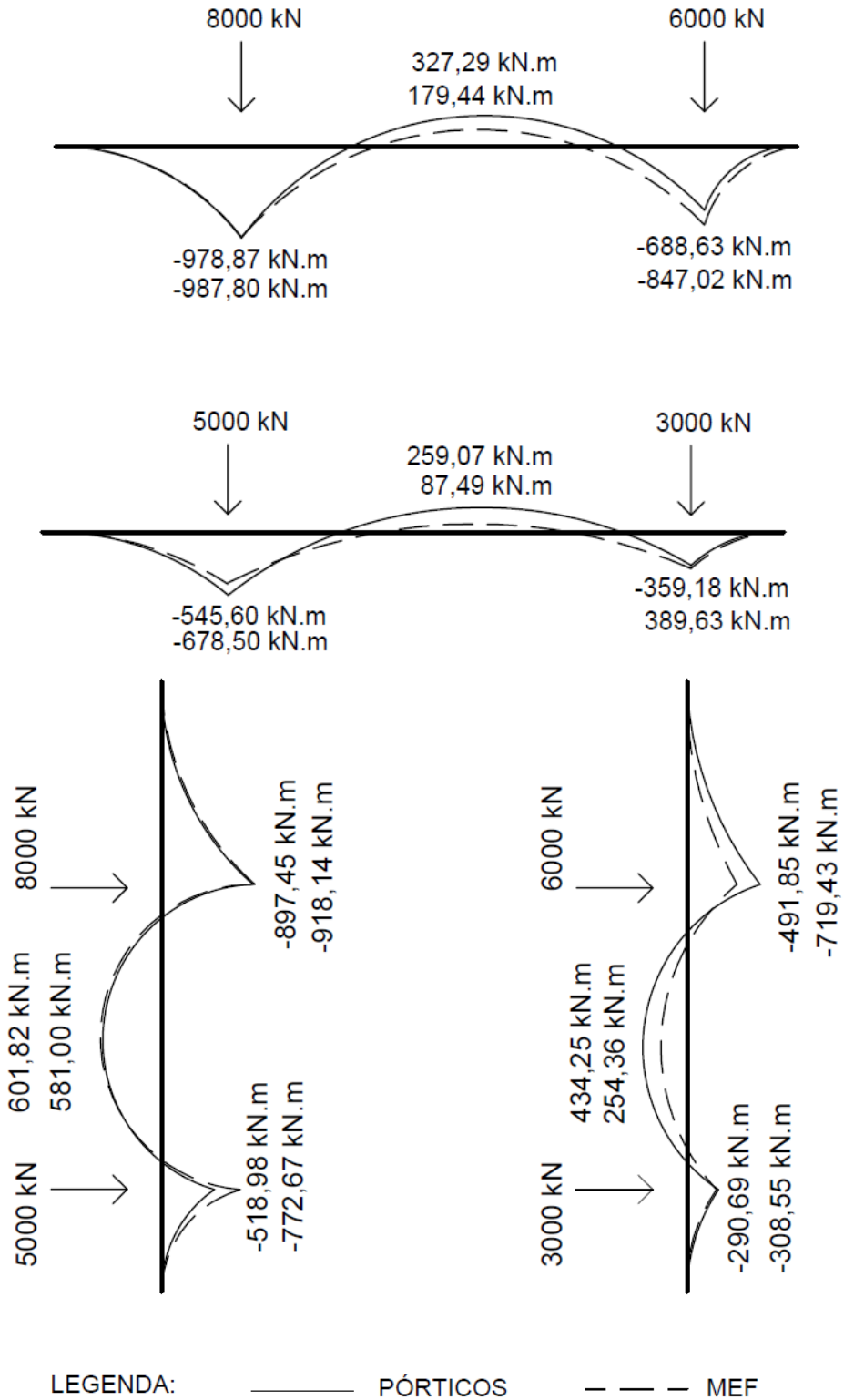
Já o diagrama do pórtico  $Y_A$  é o que apresenta valores mais próximos quando comparados os métodos, pois apresenta leves diferenças de momento, a única seção que apresenta uma diferença notável é a seção 1 que apresenta uma diferença de aproximadamente 32%.

O diagrama do pórtico  $Y_B$  apresenta uma variação parecida com o diagrama do pórtico  $X_B$ , onde a seção 1 do pórtico  $Y_B$  apresenta variação de 6% entre os métodos



e a variação da seção 3 do pórtico  $X_B$  apresenta variação de 7%. Já a diferença em percentual das outras seções apresentam valores similares, o que torna os resultados lógicos.

Figura 49: Comparação entre os métodos



Fonte: Autor

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Apesar da fundação do tipo radier em concreto armado apresentar uma concepção estrutural simples, é um tipo de fundação mais complexa que parece, pelo modo que interage com o solo. A análise dessa interação é um ponto crucial para o bom desempenho dessa estrutura, tornando ensaios de caracterização do tipo de solo em questão essenciais para o dimensionamento.

Pesquisando em bibliografias encontrou-se várias metodologias de cálculo, através do estudo e análise de algumas e através do modelo encontrado na bibliografia, tornou-se possível arbitrar métodos mais convenientes com o modelo escolhido. Para a análise e comparação dos métodos de cálculo os que se mostraram mais acessíveis foram o método dos Pórtico Equivalentes e o Método dos Elementos Finitos.

Os dois métodos de cálculo empregados apresentaram resultados satisfatórios, pois ambos resultados obtiveram valores aproximados, através do resultado encontrado neste trabalho é possível dizer que os dois métodos se mostraram confiáveis para esse modelo de estrutura.

Nota-se no desenvolvimento do trabalho que apesar dos resultados se mostrarem equivalentes, o método dos Elementos Finitos trabalha com um sistema muito mais complexo e preciso de análise, por onde considera todas as características do material, toda a geometria da estrutura, além de conseguir realizar uma interação solo-estrutura. Outro aspecto importante desse método é a capacidade de refinamento e aumento de precisão do resultado, pois, através da redução do tamanho dos elementos finitos é possível alcançar um resultado cada vez mais próximo da realidade.

Por outro lado, aplicando o método dos Pórticos Equivalentes é possível de chegar num resultado satisfatório para esse modelo de estrutura, porém é indispensável o uso do coeficiente de mola, visando representar a deformação do solo. Além de tudo, esse método se mostra mais acessível, já que não necessita usar softwares avançado de cálculo, como é o caso do Método dos Elementos Finitos.

Quando comparado um método a outro, em algumas situações houve pequenas divergências de resultados, fruto da diferença de metodologia de análise entre os

métodos. Com o Método dos elementos finitos é possível captar valores de tensão em qualquer ponto da estrutura, assim tornando viável a distribuição de momentos de acordo com a posição dos carregamentos, já o método dos Pórticos Equivalentes trabalha com a distribuição de momentos de acordo com o American Concrete Institute (ACI), onde a distribuição é feita por percentagem para cada faixa do radier, o que torna esse método não preciso, mas aproximado.

Após toda esse analogia pode-se concluir que o MEF se apresentou mais preciso para essa estrutura, tornando-o mais confiável para o seu dimensionamento. Esse método se mostrou capaz de solucionar estruturas complexas, através de um programa computacional de alto padrão, que permite a modelagem perfeita da estrutura, leva em consideração a interação solo-estrutura e a propriedade dos materiais, resultando em resultados mais próximos do real. Porém, para se afirmar qualquer constatação com certeza, seria imprescindível um estudo mais aprofundado na área, além de aplicar esses métodos de cálculo em mais modelos de radier.

Como sugestão para trabalhos futuros, sugere-se a aplicação e comparação de mais métodos de cálculo, aplicá-los em estruturas variando a geometria, além da verificação da necessidade de armadura de punção e dimensionamento da armadura para o radier.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 360R-92: Design of Slabs on Grade. Farmington Hills, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. NBR 6122: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2014.

\_\_\_\_\_. NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação: Procedimento. Rio de Janeiro, 1984.

\_\_\_\_\_. NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado: Especificação. Rio de Janeiro, 2007.

ANTONIAZZI, Juliana Pippi. *Interação Solo-Estrutura de edifícios com fundações superficiais*. 2011. 139f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

BRANDI, José Luiz Gonçalves. *Previsibilidade e controle de recalques em radiers sobre solo mole*. 2004. 182f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Construção Civil). Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2004.

CAMPOS, João Carlos de. *Elementos de Fundações em Concreto*. São Paulo: Oficina de textos, 2015.

CAPUTO, H.P.; CAPUTO, A.N.; RODRIGUES, J.M. *Mecânica dos solos e suas aplicações*, volume 1: Fundamentos. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CAPUTO, H.P.; CAPUTO, A.N.; RODRIGUES, J.M. *Mecânica dos solos e suas aplicações*, volume 2: mecânica das rochas, fundações e obras de terra. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2015.

CARVALHO, Sofia Leão. *Metodologia híbrida aplicada em uma ferramenta numérica para análise de radier estaqueado*. 2015. 144f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, estruturas e Construção Civil). Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2015.

COLARES, George Moura. *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. 2006. 83f. Dissertação de mestrado (Escola de engenharia de São Carlos, mestrado em engenharia de estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

CRAIG, Robert F. Craig. *Mecânica dos Solos*. 7. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2007.

DÓRIA, Luís Eduardo Santos. *Projeto de estrutura de fundação em concreto do tipo radier*. 2007. 108f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Alagoas, Maceió, 2007.

MIKHELSON, Ilya, *Structural Engineering Formulas*. Ed. McGraw-Hill, 2004.

MELGES, José Luiz Pinheiro. *Punção em Lajes: Exemplos de Cálculo e análise teórico-experimental*. 1995. 252f. Dissertação de mestrado (Escola de engenharia de São Carlos, mestrado em engenharia de estruturas). Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

MONTOYA, P.; MESEGUER, A.; CABRÉ, F. *Hormigón Armado*. 14. ed. Barcelona: Editora Gustavo Gili, 2000.

MORAES, Marcelo da Cunha. *Estruturas de Fundações*. São Paulo. Editora McGraw-Hill, 1976.

NETTO, Wilson Rodrigues Lourinho. *Análise de interação solo-estrutura aplicada à galerias de concreto armado*. 2014. 152f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

PEZO, Oscar Bartra. *Análises numéricas de provas de carga em radier estaqueado utilizando o método dos elementos finitos*. 2013. 151f. Dissertação de mestrado (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2013.

RIBEIRO, Marco Antônio Amancio. *Análise comparativa de métodos utilizados no cálculo da interação Solo-Radier*. 2010. 101f. Trabalho de conclusão de curso (Graduação em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

VELLOSO, D.A; LOPES, F.R. *Fundações*, volume 1: Critérios de projeto: investigação de subsolo: fundações superficiais. 2. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011.

ENGENHARIACIVILFSP. São Paulo. Disponível em:  
<<https://engenhariacivilfsp.files.wordpress.com/2013/03/unidade-7-e28093-pressc3b5es-e-tensc3b5es-no-solo.pdf>>. Acesso em: 10 Maio 2016.