



UNIVERSIDADE FEDERAL RURAL DO SEMI-ÁRIDO
PRÓ-REITORIA DE GRADUAÇÃO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIAS
CURSO DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL

IGOR JOSÉ NASCIMENTO DE MEDEIROS

**ESTUDO DO EFEITO DO ACRÉSCIMO DE CARGAS NO TEMPO EM
EDIFICAÇÃO DE PEQUENO PORTE UTILIZANDO O SOFTWARE CYPECAD**

ANGICOS

2020

IGOR JOSÉ NASCIMENTO DE MEDEIROS

**ESTUDO DO EFEITO DO ACRÉSCIMO DE CARGAS NO TEMPO EM
EDIFICAÇÃO DE PEQUENO PORTE UTILIZANDO O SOFTWARE CYPECAD**

Trabalho Final de Graduação apresentado à
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Marcilene Vieira da Nóbrega,
D.Sc.

ANGICOS

2020

© Todos os direitos estão reservados a Universidade Federal Rural do Semi-Árido. O conteúdo desta obra é de inteira responsabilidade do (a) autor (a), sendo o mesmo, passível de sanções administrativas ou penais, caso sejam infringidas as leis que regulamentam a Propriedade Intelectual, respectivamente, Patentes: Lei nº 9.279/1996 e Direitos Autorais: Lei nº 9.610/1998. O conteúdo desta obra tomar-se-á de domínio público após a data de defesa e homologação da sua respectiva ata. A mesma poderá servir de base literária para novas pesquisas, desde que a obra e seu (a) respectivo (a) autor (a) sejam devidamente citados e mencionados os seus créditos bibliográficos.

J488e JOSÉ NASCIMENTO DE MEDEIROS, IGOR.
ESTUDO DO EFEITO DO ACRÉSCIMO DE CARGAS NO
TEMPO EM EDIFICAÇÃO DE PEQUENO PORTE UTILIZANDO O
SOFTWARE CYPECAD / IGOR JOSÉ NASCIMENTO DE
MEDEIROS. - 2020.
78 f. : il.

Orientadora: MARCILENE VIEIRA DA NÓBREGA.
Monografia (graduação) - Universidade Federal
Rural do Semi-árido, Curso de , 2020.

1. Fundações. 2. Dimensionamento. 3. Análise
Estrutural. 4. Distribuição de Cargas. 5. Software
CYPECAD. I. VIEIRA DA NÓBREGA, MARCILENE, orient.
II. Título.

IGOR JOSÉ NASCIMENTO DE MEDEIROS

**ESTUDO DO EFEITO DO ACRÉSCIMO DE CARGAS NO TEMPO EM
EDIFICAÇÃO DE PEQUENO PORTE UTILIZANDO O SOFTWARE CYPECAD**

Trabalho Final de Graduação apresentado à
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

Defendida em: 11 de Dezembro de 2020

BANCA EXAMINADORA

MARCILENE VIEIRA DA

NOBREGA:83932895487

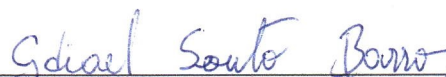
Assinado de forma digital por
MARCILENE VIEIRA DA

NOBREGA:83932895487

Dados: 2020.12.16 15:43:00 -03'00'

Prof(a). Dra. Marcilene Vieira da Nóbrega (UFERSA)

Orientadora/Presidente da Banca


Eng. Gdrael Souto Barros (Prefeitura Municipal de Carnaúba dos Dantas / RN)
Examinador Externo


Prof(a) Especialista Maria Cristina Cavalcante Belo (UFERSA)
Examinadora Interna

AGRADECIMENTOS

Quero agradecer primeiramente a Deus pelo dom da vida e por Ele não ter me deixado faltar nada nessa vida.

Aos meus pais - José Estevam de Medeiros Neto e Jeane Simone do Nascimento -, os quais têm sido a base para me dar o melhor que eles puderam, pela educação fornecida, pela oportunidade de estudar e por ter dado o melhor que eu poderia ter. Sem eles, eu jamais chegaria aonde cheguei.

A todos os meus familiares e amigos que estiveram comigo em todos esses momentos.

A todos os meus professores, professoras e mestres desde o ensino infantil até à Universidade, por todos os ensinamentos, paciência e pelos conhecimentos repassados.

À professora Marcilene por ter aceitado ser minha orientadora deste trabalho, por toda paciência, pelos ensinamentos repassados desde as disciplinas ministradas durante o curso e até o final da graduação.

Ao meu amigo e supervisor de Estágio Supervisionado Gdrael Souto Barros, por ter me ajudado nos ensinamentos das práticas de estágio, pela paciência em passar os conhecimentos envolvendo a engenharia e por ter dado uma grande ajuda no desenvolvimento deste trabalho.

Não se limite. Muitas pessoas se limitam ao que eles acham que podem fazer. Você pode ir tão longe quanto sua mente permite. O que você acredita, lembre-se, você pode alcançar.

Mary Kay Ash

RESUMO

O dimensionamento estrutural de um edifício é um dos projetos mais importantes, principalmente na área das fundações. O mesmo, se estiver falha ou erro, poderá ocasionar a ruptura total da edificação e, em últimos casos, ocasionar danos permanentes às pessoas que ali residem. Dessa forma, para obter segurança e economia, é importante existir o bom senso do engenheiro estrutural e geotécnico na preparação e execução das fundações. Além de que, é preciso ter um estudo do solo, a fim de minimizar os recalques que venham a ocorrer no futuro, seja este de forma rápida (como ocorre em solo arenoso) ou que ocorra ao longo do tempo (como ocorre em solo argiloso). Desta forma esse trabalho realizou o redimensionamento das fundações do tipo sapata de uma edificação com aproximadamente 2 (dois) anos, utilizando o software de cálculo estrutural CYPECAD. A edificação possui três pavimentos com quatro apartamentos cada, sendo o térreo uma garagem. Foram simulados nesse novo dimensionamento um acréscimo de carga na superestrutura e analisou-se quais as modificações ocorreriam nas sapatas. Os resultados obtidos após o redimensionamento das fundações foram de dimensões um pouco maiores quando comparadas às originais, principalmente nas sapatas localizadas no centro e na parte anterior da edificação. No entanto, para as sapatas isoladas localizadas na frente da edificação, não houve mudança significativa.

Palavras-chave: Fundações. Dimensionamento. Análise Estrutural. Distribuição de Cargas.

LISTA DE FIGURAS

(1).....	20
(2).....	21
(3).....	26
(4).....	27
(5).....	28
(6).....	34
(7).....	34
(8).....	35
(9).....	35
(10).....	35
(11).....	35
(12).....	36
(13).....	36
(14).....	37
(15).....	37
(16).....	37
(17).....	39
(18).....	39
(19).....	39
(20).....	39
(21).....	40
(22).....	42
(23).....	42
(24).....	42
(25).....	43
(26).....	44
(27).....	44
(28).....	44
(29).....	45
(30).....	45
(31).....	45
(32).....	45
(33).....	46

(34).....	47
(35).....	50
(36).....	50
(37).....	51
(38).....	52
(39).....	53
(40).....	53
(41).....	53
(42).....	53
(43).....	53
(44).....	53
(45).....	54
(46).....	54
(47).....	55
(48).....	56
(49).....	56
(50).....	56
(51).....	57
(52).....	57
(53).....	57
(54).....	58
(55).....	58
(56).....	58
(57).....	59
(58).....	59
(59).....	59
(60).....	59
(61).....	59

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVO GERAL	13
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	13
2 REFERENCIAL TEÓRICO	14
2.1 FUNDAÇÕES - CONSIDERAÇÕES GERAIS	14
2.1.1 Tipos de fundações superficiais.....	16
2.1.2 Tipos de fundações profundas	17
2.2 FATORES QUE AFETAM A ISE	18
2.2.1 Influência do tempo.....	18
2.2.2 Influência da rigidez relativa estrutura-solo	20
2.2.3 Influência do número de pavimentos.....	22
2.2.3 Influência das edificações vizinhas	23
2.2.5 Influência do processo construtivo.....	23
2.3 RECALQUE	25
2.3.1 Efeitos dos recalques em fundações rasas	28
2.4 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA (ISE)	30
2.5 DIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES RASAS	32
2.5.1. Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo de Flexão	33
2.5.2. Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo das Bielas	40
2.5.3 Dimensionamento de sapata corrida (contínua)	42
2.5.4 Dimensionamento de sapata submetida à compressão excêntrica	46
2.5.5 Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em uma direção	48
I) Situação em que toda área da base está em contato com o solo (caso de ação na forma de compressão).....	49
II) Situação em que só uma parte da base da sapata está em contato com solo	52
III) Verificação das tensões nas bielas comprimidas.....	53

IV)	Dimensionamento à flexão.....	54
I)	Região 1.....	55
II)	Região 2.....	56
III)	Região 3.....	57
IV)	Região 4.....	58
V)	Verificação das tensões no concreto	59
VI)	Dimensionamento à flexão.....	59
3	METODOLOGIA DA PESQUISA.....	61
3.1	DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO ESTUDADA	61
3.2	PROCEDIMENTO PARA SIMULAÇÃO DO ACRÉSCIMO DE CARGAS NO SOFTWARE CYPECAD	61
3.3	APRESENTAÇÃO DAS PLANTAS BAIXAS DO PAVIMENTO TIPO E DAS FUNDAÇÕES UTILIZADAS NO PROJETO ORIGINAL DA EDIFICAÇÃO PESQUISADA.	61
3.4	CARGAS ADOTADAS NO REDIMENSIONAMENTO, SEGUNDO A NBR 6120:2019	66
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	67
4.1	RESULTADOS OBTIDOS COM O REDIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DA EDIFICAÇÃO UTILIZANDO O SOFTWARE CYPECAD.....	67
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	74

1 INTRODUÇÃO

Nos últimos anos a construção civil têm passado por várias mudanças devido ao avanço tecnológico. As formas de construir e os materiais que têm sido empregados no setor da engenharia facilitaram o modo de execução, muitas vezes até diminuindo a procura por mão de obra. Devido a esse avanço, a necessidade de se construir grandes edifícios em um limitado espaço físico fez com que os grandes construtores e empresários procurassem uma solução mais viável: a construção de prédios. Com isso, houve um grande incentivo em desenvolver softwares que pudessem auxiliar os engenheiros em elaborar projetos com mais segurança e rapidez. No entanto, muitos têm negligenciado a atuação do engenheiro nos projetos, achando desnecessário tal investimento.

Ao se projetar um edifício altos, é preciso considerar diversos fatores, principalmente o da infraestrutura, como o tipo de solo e sua capacidade de suporte, quais tipos de fundações serão empregadas, etc. Assim, considera-se indispensável a atuação de um engenheiro geotécnico e/ou estrutural que trabalhem nessa área.

Antes da era tecnológica, os apoios dos grandes edifícios eram considerados como rígidos, pois não existiam programas de computadores que modelassem tal situação. Posteriormente, com a atual tecnologia, foi possível fazer uma análise estrutural que tivesse resultados mais próximos da realidade. Com isso, foi possível analisar as fundações considerando-as flexíveis, pois essa flexibilidade se reflete devido ao maciço do solo sobre o qual a superestrutura está assentada.

Estruturas com apoios rígidos são aquelas consideradas indeslocáveis, como engastes e rótulas, já as estruturas com apoios flexíveis são aquelas que consideram os deslocamentos, sendo estas dificilmente consideradas antes da evolução tecnológica devido demandar grandes cálculos quase impossíveis de serem resolvidos sem o auxílio dos programas computacionais.

De acordo com Souza e Reis (2008), a análise de uma estrutura considerando efeitos de deslocamentos é conhecida por Interação Solo-Estrutura (ISE) e deve ser realizada por uma parceria entre engenheiros de estruturas e engenheiros de fundações ou geotécnico. O fenômeno da ISE traduz o comportamento da superestrutura, infraestrutura e o maciço de solo. Com isso, os apoios são considerados elásticos, sofrendo deslocamentos e rotações, gerando resultados de esforços internos bem diferentes daqueles quando se analisa apenas a estrutura de forma rígida.

Segundo Iwamoto (2000), a ISE permite que seja estimado esforços distribuídos sobre os elementos estruturais de forma que possam amenizar todos os possíveis efeitos desfavoráveis, incluindo o recalque diferencial, o qual pode comprometer bastante toda a

estrutura do edifício. Esses recalques dependem bastante do tipo de solo sobre o qual as fundações estão assentadas. Se caso o solo não tenha uma capacidade de suporte adequada, poderá recalcar, ou seja, a fundação terá uma queda devido ao rebaixamento do solo devido ao seu adensamento.

O estudo da ISE representou um grande avanço na engenharia, pois fornece uma maior segurança e durabilidade nas estruturas que serão construídas com base nesses métodos. Além do mais, a análise elástica dos apoios amenizará de forma muito considerável futuras manifestações patológicas em função de possíveis recalques, já que intuitivamente o solo sofre recalque com o tempo independentemente de qualquer coisa, porém essa análise permite diminuir bastante esses efeitos inesperáveis (ANTONIAZZI, 2011).

Desta forma este trabalho busca realizar um estudo comparativo entre o projeto original das fundações de uma edificação de pequeno porte com três pavimentos e um projeto proposto para as fundações da mesma edificação redimensionado considerando fatores que afetem diretamente nas dimensões dessas fundações para entender quais fatores são determinantes nesses projetos.

1.1 Objetivo Geral

Realizar estudo comparativo entre o projeto estrutural original das fundações de uma edificação de pequeno e um novo projeto obtido utilizando simulações em software de cálculo estrutural.

1.2 Objetivos Específicos

- Elaborar o projeto estrutural da fundação da edificação considerando as cargas previstas originalmente no projeto da edificação, utilizando métodos analíticos e através do software CYPECAD;
- Comparar as dimensões das sapatas projetadas originalmente e as dimensões das sapatas obtidas com o novo dimensionamento.
- Identificar os fatores externos que interferem em projetos de fundações.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

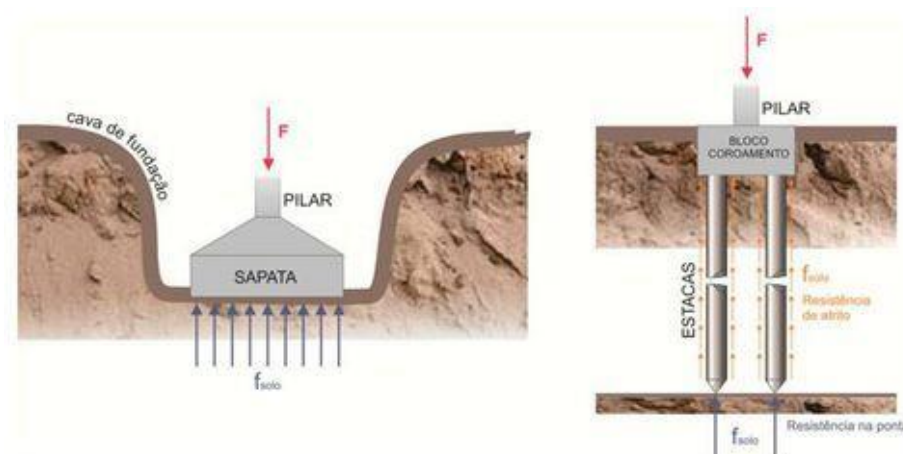
2.1 Fundações - Considerações Gerais

De acordo com a NBR 6122 (2019), as fundações superficiais (ou rasas) são definidas como elementos que possuem altura de assentamento menor do que duas vezes a sua menor dimensão em planta, possuindo como característica principal a transmissão das cargas oriundas da superestrutura para o terreno pela sua base. Ademais, esse tipo de fundação deverá possuir lados, no mínimo, de 60 cm.

Contudo, as fundações profundas – também conhecidas como fundações indiretas – deverão ter sua altura de assentamento maior do que oito vezes a sua maior dimensão e essa profundidade deve ser maior que 3 m. A distribuição dos esforços da superestrutura para o solo se dá por meio de sua base (resistência de ponta) e por meio do atrito lateral (resistência de fuste).

A Figura 1 representa a diferença entre uma fundação superficial e uma fundação profunda.

Figura 1 - Fundação Rasa e Fundação Profunda



Fonte: <https://construfacilrj.com.br/tipos-de-fundacoes-de-edificios/> (2017)

A escolha do tipo de fundação a se utilizar em um projeto estrutural dependerá de fatores, principalmente quanto ao tipo de solo presente no local onde se deseja construí-las. Esse tipo de análise é feito por meio de uma investigação geotécnica, a qual é feita por meio de sondagens. As sondagens podem ser de vários tipos, sendo o ensaio conhecido como *Standard Penetration Test* (SPT), o mais utilizado devido à sua alta eficiência, baixo custo para realizá-lo e a facilidade para coletar amostras do solo em locais de difícil acesso.

Na Figura 2 é possível observar um exemplo de relatório de uma sondagem do tipo SPT.

Figura 2 - Relatório de Sondagem SPT

GEOPROSPEC Geologia e Projetos Ambientais		RESULTADO DE SONDAAGEM			
DESCRIÇÃO: SPT-115 Duplicado - LOCALIZAÇÃO: SPT-115 Km 222 Quilômetro - 102 CONDIÇÃO: CONDUTA Condutividade da Rede de Água (Ponto Água 21A)		DATA: 15/04/22 HORARIO: 15:04:02			
PERFIL DE SONDAAGEM Nº SP01		COTA (m):		DATA	
NÚMERO DE GOLPES PARA PENETRAÇÃO DE 30 cm DO AMOSTRADOR		☒ AMOSTRADOR SPT ☐ AMOSTRADOR SPT 150		PESO = 65 Kg DIÂMETRO: 1.25" (31.8 mm) DIÂMETRO: 2" (50.8 mm) REVESTIMENTO: 1.25"	
1ª e 2ª 2ª e 3ª		PREF. (m)		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL (sondagem a percussão)	
1ª e 2ª	2ª e 3ª	10	20	30	40
4	3	1	2	3	4
3	3	2	3	4	5
6	5	3	4	5	6
20	25	4	5	6	7
20	29	5	6	7	8
13	17	6	7	8	9
15	19	7	8	9	10
14	13	8	9	10	11
15	21	9	10	11	12
19	27	10	11	12	13
16	21	11	12	13	14
25	33	12	13	14	15
21	29	13	14	15	16
21	27	14	15	16	17
27	28	15	16	17	18
36	20/5	16	17	18	19
43	15/5	17	18	19	20

SONDADOR:	RE SPONSAVEL:	NA/HT	INICIAL:	FINAL:	COORDENADAS:	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
BERNARDINO DO SANTO 8	GEOL. EDUARDO C. B. CARVALHO	NA/HT	INICIAL: Não Detectado	FINAL: 2.45 m	COORDENADAS:	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL

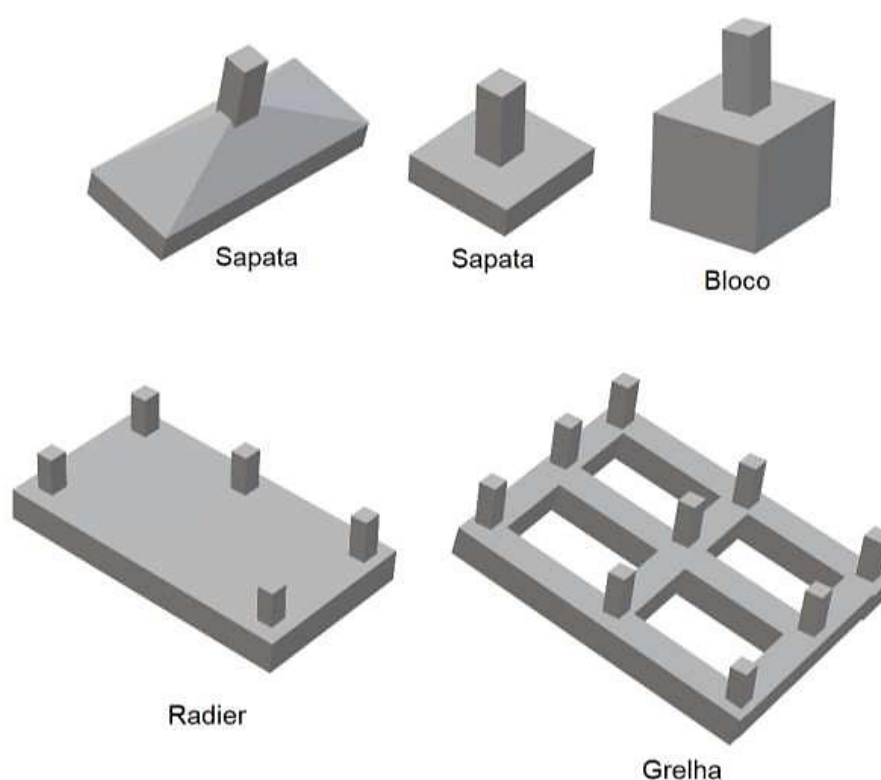
Fonte: <https://www.guiadaengenharia.com/resultado-ensaio-spt/> (2018)

Posteriormente, após a coleta de amostras deformadas, o solo é levado ao laboratório e feito um relatório de sondagem, o qual mostra todo o perfil do solo, incluindo se o mesmo suportará as cargas que ali serão inseridas em certa profundidade, analisando das menores profundidades até as maiores, muitas vezes até mais baixo que o nível d'água. Se as menores cotas do solo não forem suficientes para suportar as cargas impostas pelas fundações, será necessário fazer uma fundação maior, muitas vezes tendo que partir para as fundações profundas, ou seja, por meio de estacas ou tubulões.

2.1.1 Tipos de fundações superficiais

Como foi esclarecido anteriormente, as fundações rasas são aquelas que distribuem todos os seus esforços por meio da sua base e, segundo a NBR 6122 (2019), elas são divididas em: blocos, sapatas, radiers e grelhas, conforme é mostrado na Figura 3.

Figura 3 - Tipos de fundações superficiais



Fonte: (VALE, 2020)

Dentre esses tipos de fundações, a NBR 6122 (2019) classifica as fundações rasas da seguinte forma:

- **Sapata:** elemento de fundação superficial de concreto armado de formato retangular ou quadrado, a qual fornece resistência à tração devido às armaduras impostas na parte inferior de sua base (VALE, 2020);
- **Bloco:** elemento de concreto simples ou de outros materiais, como alvenarias ou pedras, não possuindo armadura, com formato cúbico ou piramidal, sendo bastante

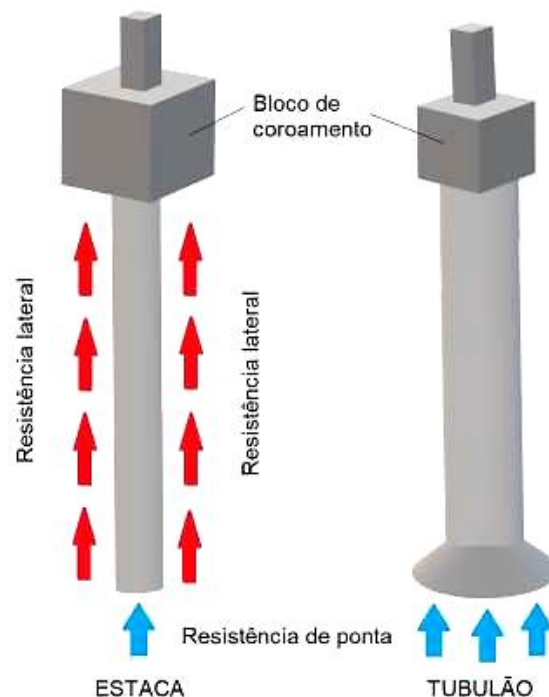
rígido de modo que os seus esforços de tração são resistidos pelo próprio concreto (VALE, 2020);

- **Radier:** elemento de fundação superficial semelhante a uma laje em contato direto com o solo e que recebe as cargas dos pilares e/ou paredes da edificação, transmitindo-as para o solo. O radier é moldado *in loco* e é feito de concreto armado, concreto protendido ou concreto reforçado com fibras; o radier é dotado de rigidez para receber e distribuir mais do que 70% das cargas da estrutura sobre ele (VALE, 2020);
- **Grelha:** é um elemento de fundação superficial composto por elementos lineares de concreto armado – espécies de vigas de fundação – interligados e apoiados no solo, podendo receber cargas concentradas ou distribuídas (VALE, 2020).

2.1.2 Tipos de fundações profundas

A NBR 6122 (2019) define dois tipos de fundações profundas: estacas e tubulões (Observar a Figura 4).

Figura 4 - Tipos de fundações profundas



Fonte: (VALE, 2020)

Segundo Vale (2020), elas possuem as seguintes características:

- **Estacas:** são elementos de fundação profunda feitos por meio de equipamentos ou ferramentas, sem que em qualquer fase de sua execução ocorra trabalho manual. Essas estacas possuem resistência de fuste e de ponta, sendo aquela a principal responsável pela capacidade de fundação, e esta como um adicional de segurança. Ademais, elas podem ser fabricadas de materiais como: aço, madeira, concreto armado, pré-moldado ou de forma mista;
- **Tubulões:** são escavados com equipamentos mecânicos ou de forma manual, sendo que, pelo menos na etapa final de sua preparação, haja a descida de um operário no interior do tubulão para realizar o alargamento da base e a sua limpeza no fundo. Esse tipo de elemento possui como seu principal suporte a resistência de ponta, promovida através da sua base alargada. Contudo, esse tipo de fundação é pouco utilizado devido ao alto custo para a sua execução.

Como já foi esclarecido os diversos tipos de fundações e suas características, será levado em consideração no presente trabalho o estudo envolvendo as fundações superficiais, com ênfase nas sapatas, pois a edificação que será estudada foi executada utilizando sapatas.

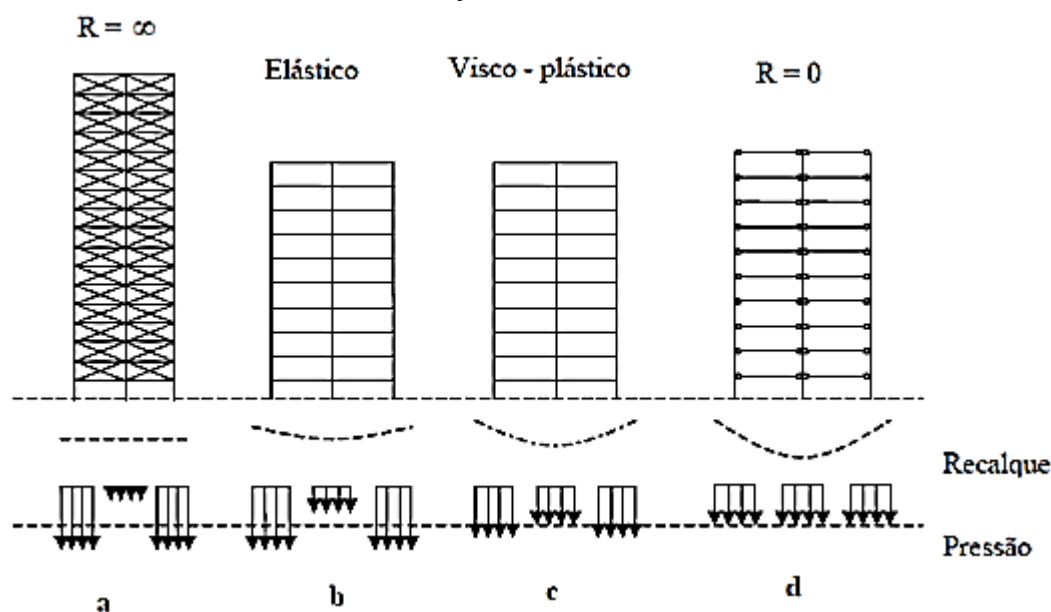
2.2 Fatores que afetam a ISE

Quanto à –ISE, Antoniazzi (2011) cita que essa interação pode ter seu comportamento influenciado por diversos fatores. Com isso, pode-se citar algumas variáveis que interferem em tal comportamento, sendo estas: o tempo, rigidez relativa da estrutura-solo, geometria dos primeiros pavimentos, número de pavimentos, presença de edificações vizinhas, processo construtivo, formato em planta da edificação, entre outros.

2.2.1 Influência do tempo

Na literatura são apontados quatro casos em que são possíveis observar o comportamento da transferência de cargas da edificação para o solo ao longo do tempo em função da rigidez da estrutura, como pode ser observado na Figura 5 (CHAMECKI, 1969 apud MENDES, 2016).

Figura 5 - Casos da interferência do tempo na ISE.



Fonte: (CHAMECKI, 1969)

O comportamento de cada caso da figura, na sequência de a, b, c e d, pode ser explicado, por Mendes (2016), da seguinte maneira:

- **Caso a:** ilustra o caso de uma estrutura hipotética com rigidez infinita e com recalques uniformes. Neste caso, haverá a tendência do solo se deformar mais no centro do que nas bordas dessa estrutura, devido à continuidade do solo. Com isso, a distribuição das pressões de contato é menor no centro e maior nas extremidades, sendo este um comportamento similar ao apresentado por uma sapata rígida apoiada sobre um meio elástico. Para estruturas deste tipo, o seu comportamento não depende do tempo. Ademais, quanto maior a rigidez de uma estrutura – como estruturas de contraventamento, pilares-parede -, mais parecido será do comportamento desta estrutura apresentada;
- **Caso b:** ilustra uma estrutura perfeitamente elástica, a qual apresenta uma rigidez que independe da velocidade em que os recalques diferenciais ocorrem. Se esses recalques ocorrerem mais rápidos ou mais lentos, não influenciarão nos resultados. Os recalques diferenciais são menores do que para o caso de rigidez nula (**caso d**) e a distribuição das pressões de contato com o solo varia menos durante o processo de recalque. O comportamento de estruturas de aço apresenta semelhança com este caso;

- **Caso c:** ilustra uma estrutura visco-plástica. Neste caso, assim como as estruturas de concreto armado, elas apresentam rigidez que depende da velocidade em que os recalques diferenciais ocorrem. Assim, o comportamento desse tipo de estrutura depende do tempo. Para recalques que ocorrem em um curto espaço de tempo, a estrutura apresenta comportamento elástico (**caso b**), entretanto, se os recalques ocorrerem de forma lenta, o comportamento será semelhante a de um líquido viscoso. Essa viscosidade da estrutura ocorre devido ao fenômeno de fluência do concreto, a qual promove uma redistribuição dos esforços internos entre os elementos do concreto armado;
- **Caso d:** este caso é o inverso do **caso a**, pois a estrutura não apresenta rigidez aos recalques diferenciais. Com isso, a estrutura se adaptará completamente às deformações que ocorrem no maciço de solo e a distribuição de pressões de contato não se modificarão durante a progressão dos recalques, sendo, portanto, independente do fator tempo. Tal comportamento pode ser visualizado em estruturas isostáticas e/ou cujo seu comprimento na direção horizontal seja muito grande;

2.2.2 Influência da rigidez relativa estrutura-solo

A união e solidariedade entre os elementos estruturais em uma edificação em concreto armado – como lajes, vigas e pilares – promovem uma rigidez em toda estrutura e que tende a apresentar recalques diferenciais bem menores à medida que essa rigidez aumenta e, consequentemente, gerando uma deformada de recalques mais suaves e menos acentuadas (MENDES, 2016).

Lopes e Gusmão (1991) estudaram e avaliaram a ordem de grandeza dos recalques de um pórtico de concreto armado modelado sobre um solo considerado como um meio elástico. Dessa forma, foi definido o parâmetro de rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) para avaliar a variação da ordem de grandeza dos recalques. O elemento K_{ss} pode ser definido por meio da seguinte equação (1):

$$K_{ss} = \frac{E_c \cdot I_b}{E_s \cdot l} \quad (1)$$

Onde:

K_{ss} : rigidez relativa estrutura-solo

E_c : módulo de elasticidade do material da estrutura;

I_b : momento de inércia da viga típica;

E_s : módulo de elasticidade do solo;

l : vão entre os pilares.

Entretanto, Meyerhof (1953) (você tem a referência??? Se não tem faça apud propôs e elaborou uma equação mais detalhada da rigidez relativa estrutura-solo, a qual relaciona a rigidez do solo e da superestrutura (observar a equação 2).

$$K_{ss} = \frac{K_e}{K_s} = \frac{n \cdot \sum \frac{E_c \cdot I_b}{l^4}}{E_s} \quad (2)$$

Onde:

K_e : rigidez da superestrutura;

K_s : rigidez do solo;

n : número de pavimentos;

E_c : módulo de elasticidade do material da estrutura;

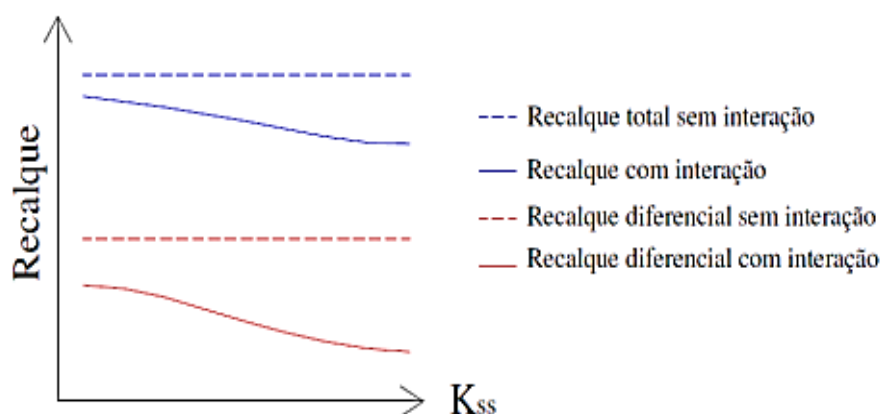
E_s : módulo de elasticidade do solo;

l : vão entre os pilares.

Quanto à viga típica ou equivalente, com momento de inércia I_b , Mendes (2016) afirma que a mesma possui resistência à flexão igual à soma das rigidezes à flexão de todas as barras que constituem o pórtico avaliado, sendo a rigidez do solo expressa pelo seu módulo de elasticidade.

Os recalques ficarão menores com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), como pode ser observado no Gráfico 1 (LOPES e GUSMÃO, 1991).

Gráfico 1 - Relação entre o recalque e a rigidez relativa estrutura-solo



Fonte: Adaptado de Lopes e Gusmão (1991)

2.2.3 Influência do número de pavimentos

Inicialmente, é importante ter em mente que a rigidez de uma edificação aumenta com o número de pavimentos, mas não de forma linear. Com isso, Antoniazzi (2011) afirma que os primeiros pavimentos são os que possuem e atuam com maior influência na interação solo-estrutura.

Lopes e Gusmão (1991) realizou um procedimento que, ao fixar o valor do coeficiente da rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) e aumentar o número de pavimentos de um edifício, haverá uma redução considerável dos recalques diferenciais, procedimento este que mostrou uma evidência da influência dos primeiros pavimentos na ISE.

O valor da rigidez relativa estrutura-solo só vai ter um aumento significativo até um certo limite. A partir desse limite, o número de pavimentos não altera mais a parcela de força atuante nos pilares que surge devido à ISE. Dessa forma, a partir desse ponto os recalques não dependerão mais da rigidez da estrutura, mas sim da magnitude dos carregamentos (MENDES, 2016).

Edificações acima de oito pavimentos, a rigidez do conjunto solo-estrutura pode provocar uma diminuição de 30 a 60% dos recalques diferenciais e distorções angulares em relação aos valores encontrados por meio da forma convencional (FILHO, 2002).

Quanto aos efeitos envolvendo a interação solo-estrutura (ISE), os esforços internos envolvendo momentos fletores em vigas e pilares são mais relevantes e importantes nos primeiros pavimentos e, continuamente, vão diminuindo à medida que vai sendo aumentado os pavimentos superiores (CRESPO, 2004).

2.2.3 Influência das edificações vizinhas

Os primeiros estudos envolvendo a influência das construções vizinhas no comportamento dos recalques, permitiu que os tipos de carregamentos provenientes dessas edificações vizinhas fossem divididos em quatro tipos, como colocados a seguir (COSTA NUNES, 1956 apud MENDES, 2016)

- **Tipo 1:** edifícios construídos em um mesmo período de tempo. Neste caso, haverá uma superposição das tensões no encontro do bulbo de tensões oriundos sob as fundações dos dois prédios. Dessa forma, na região em comum dos bulbos de tensões ocorrerá recalques maiores e há uma tendência de tombamento dos prédios um em direção ao outro;
- **Tipo 2:** edifícios construídos em períodos diferentes. Pode-se verificar um pré-adensamento do solo causado pelo prédio que foi executado primeiro. Já na segunda edificação, o peso da mesma provoca um aumento de tensões no maciço de solo e aumenta os recalques do primeiro prédio construído inicialmente;
- **Tipo 3:** construção de um edifício entre dois já existentes. A nova construção de um edifício provocará aumento das tensões do solo, ocasionando em aumento de recalques dos prédios já existentes. Posteriormente, tais prédios tenderão a tomar-se em direções opostas;
- **Tipo 4:** construção de dois novos edifícios ao lado de um já existente. O pré-adensamento gerado pelo carregamento do primeiro prédio construído fará com que os novos recalques gerados pelas edificações que serão construídas sejam ainda maiores próximo ao edifício já existente. Com isso, esses novos edifícios tenderão a tomar-se em direção à primeira edificação.

2.2.5 Influência do processo construtivo

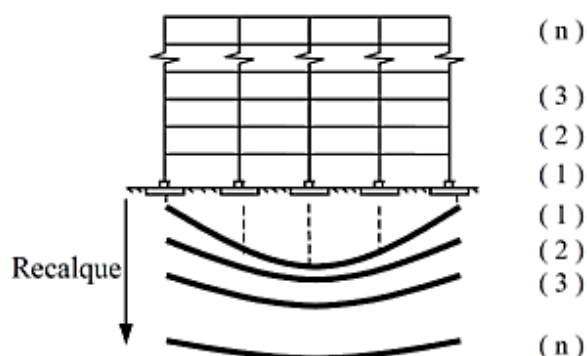
O processo construtivo de uma edificação influencia diretamente na análise ISE. Dessa forma, é importante saber que o carregamento do edifício e a sua rigidez crescem gradualmente ao longo do tempo, principalmente com cada etapa construtiva do prédio.

À medida que se aumenta o número de pavimentos, os recalques e a redistribuição dos esforços devido ao aumento gradual da rigidez da estrutura vão sendo uniformizados, ou seja,

esse processo fará com que os recalques diferenciais diminuam à medida que cada pavimento vai sendo executado, de tal modo que ocorra uma suavização da deformada de recalques (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994).

Na Figura 6 é possível observar todo esse processo de redução dos recalques e aumento da rigidez na estrutura conforme aumenta-se o número de pavimentos construídos, até “n” pavimentos, se possível.

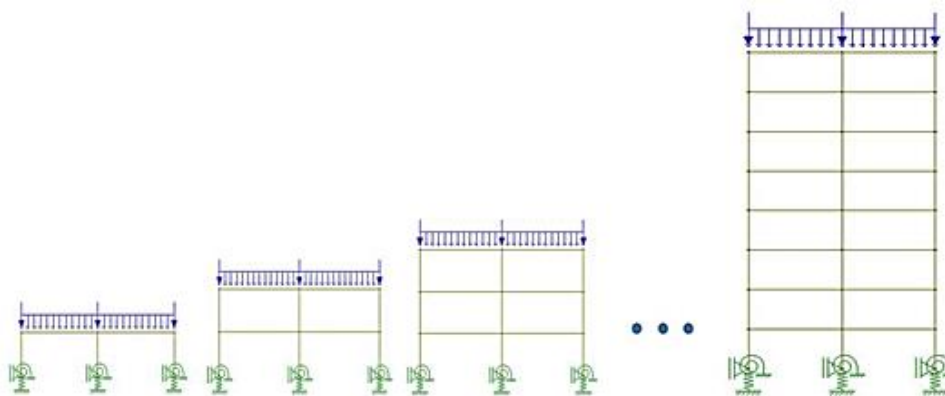
Figura 6 – Efeitos do processo construtivo



Fonte: (GUSMÃO E GUSMÃO FILHO, 1994)

Para ser realizado um modelo estrutural e inserir os efeitos do processo construtivo, é necessário que as cargas oriundas das estruturas do edifício sejam aplicadas de forma gradativa, ou seja, inseridas à medida que cada pavimento vai sendo executado. Posteriormente, as cargas de cada pavimento vão sendo somadas e, ao final, os esforços solicitantes totais serão obtidos (MENDES, 2016). É possível verificar um exemplo esquemático desta metodologia na Figura 7. Nesta figura, é possível observar que os apoios inseridos para análise são elásticos, facilitando, assim, a análise detalhada da influência dos recalques que estarão atuando no edifício.

Figura 7 - Modelo de aplicação dos carregamentos para análise incremental considerando o ISE



Fonte: (ANTONIAZZI, 2011)

Uma comparação entre os recalques obtidos em campo (*in loco*) para um edifício de quatorze pavimentos sobre fundações rasas, feitas por sapatas, obtidas por meio de modelagem numérica estrutural foi realizado. Esse estudo foi realizado com e sem a consideração da interação solo-estrutura (ISE). Para o modelo considerado com os apoios indeslocáveis (rígidos), os recalques diferenciais foram maiores dos que os medidos em campo (*in loco*), pelo fato de não levar em consideração a rigidez da estrutura (FONTE *et al.* (1994).

Entretanto, para o modelo que considerava o ISE, os recalques diferenciais foram bem menores dos que foram medidos *in loco*, pois fora considerado toda a rigidez da estrutura, gerando, portanto, uma redução bem significativa dos recalques diferenciais. Portanto, o modelo que apresentou resultados mais próximos e compatíveis com os medidos em campo foi o que considerava a ISE e também o que considerava o aumento de carregamento em função das etapas construtivas do edifício. Assim, essa rigidez da estrutura muda e aumenta a cada etapa de carregamento.

Portanto, tendo em vista todos esses estudos envolvendo os recalques, é notória a importância de estudar e monitorar os recalques desde a fase inicial da construção.

2.3 Recalque

Em linhas gerais, o recalque pode ser entendido como um deslocamento vertical sofrido pelo solo quando sujeito a cargas externas. Esse fenômeno deve ser estudado com muito detalhe, pois o mesmo provoca trincas e fissuras nas edificações nas quais ele atua.

Uma fundação quando submetida a um carregamento externo sofrerá recalques que podem ser diferenciados de duas formas ou etapas. A primeira acontece imediatamente após o

carregamento, sendo conhecido como recalque imediato – geralmente ocorre em solos instáveis, fofos e areias – e, posteriormente, ocorre no decorrer do tempo – geralmente em solos argilosos, pois há a expulsão da água presente no mesmo -, geralmente levam-se anos para acontecer (VELLOSO e LOPES, 2012),

Contudo, segundo Souza e Reis (2008), os recalques nas fundações são classificados em recalque imediato, recalque por adensamento primário e recalque por adensamento secundário. Com isso, é possível obter o recalque total por meio da equação **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

$$W = W_i + W_a + W_s \quad (3)$$

Onde:

W_i : é o recalque imediato, o qual o ocorre no instante da aplicação do esforço, com deformações e volume constantes, ou seja, sem alterar o índice de vazios. Esse tipo de recalque ocorre, na maioria das vezes, em solos não-coesivos;

W_a : é o recalque por adensamento primário, o qual é caracterizado por promover a expulsão gradual da água presente nos vazios no solo à medida que se submete à carga imposta. Esse tipo de adensamento ocorre lentamente com o tempo, fenômeno que ocorre em solos coesivos, ou seja, os argilosos e siltosos;

W_s : é o recalque por adensamento secundário se dá através da variação do volume, após a dissipação total das tensões neutras. Esse recalque representa o deslocamento por meio da deformação lenta do solo. A Figura 8 ilustra como funciona esses tipos de recalques.

I_h – fator de espessura da camada compressível;

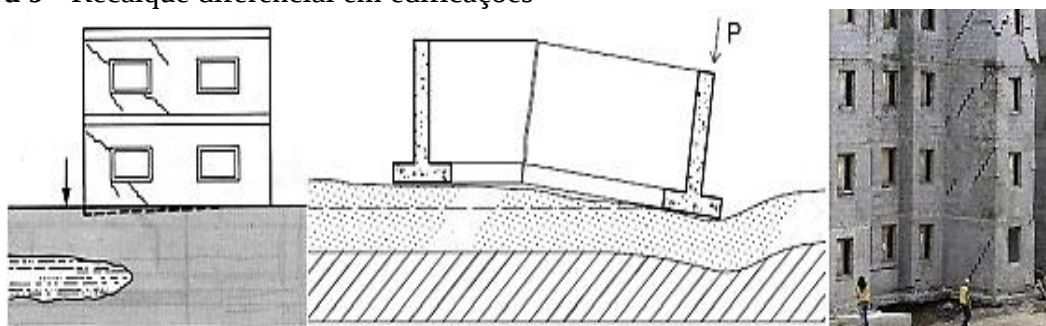
Segundo Cintra et al. (2011), a tensão admissível (ou média) em fundações diretas por sapatas, em função do índice de resistência à penetração do SPT (Sondagem à Percussão), pode ser obtida pela Equação 3

$$\sigma = \frac{N_{SPT}}{50} + q \quad (5)$$

2.3.1 Efeitos dos recalques em fundações rasas

Nem todos os recalques atuantes nas fundações são uniformes devido a locais e pontos que recalcam mais do que outros. Com isso, surge o conceito de recalques diferenciais, sendo um dos tipos de recalques mais importantes (Caputo, 2016). Entende-se por recalque diferencial a diferença entre os recalques absolutos entre dois pontos, como mostra a Figura 9.

Figura 9 - Recalque diferencial em edificações



Fonte: Imagem retirada de um site sobre georreferenciamento¹ (eu acho que não é assim que referencia)

Os recalques diferenciais nas fundações provocam danos estéticos e estruturais nas edificações, como fissuras, trincas, por exemplo. No entanto, um edifício que apresente, em suas fundações, recalques uniformes – também conhecido como recalques imediatos –, observa-se que não há novos esforços introduzidos na estrutura, somente haverá um certo comprometimento nas ligações de água e esgoto, escadas e rampas (VELLOSO E LOPES, 2012).

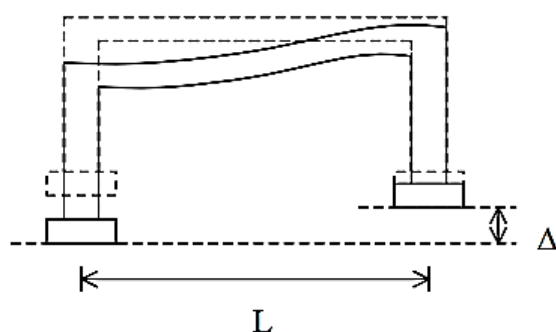
Souza e Reis (2008) demonstra que os recalques diferenciais e os danos apresentados nas edificações sujeitas a tais efeitos não podem ser previstos por modelos teóricos analíticos

¹ Disponível em: www.geosensori.com.br

ou computacionais, pois o comportamento da edificação depende de alguns fatores, os quais incluem a variação das propriedades mecânicas dos materiais ali empregados, os efeitos da distribuição das cargas – geralmente não são lineares, considerando as variações que ocorrem -, entre outros.

As fissuras que ocorrem em painéis de alvenaria de edifícios que se comportam como pórticos ocorrem para distorções angulares da ordem de 1/300, sendo que os danos estruturais para essas mesmas distorções angulares são da ordem de 1/150. A distorção angular tem por definição como sendo a relação entre o recalque diferencial e o comprimento do vão entre dois pilares vizinhos (observar a Figura 10) (MENDES, 2016).

Figura 10 - Distorção angular

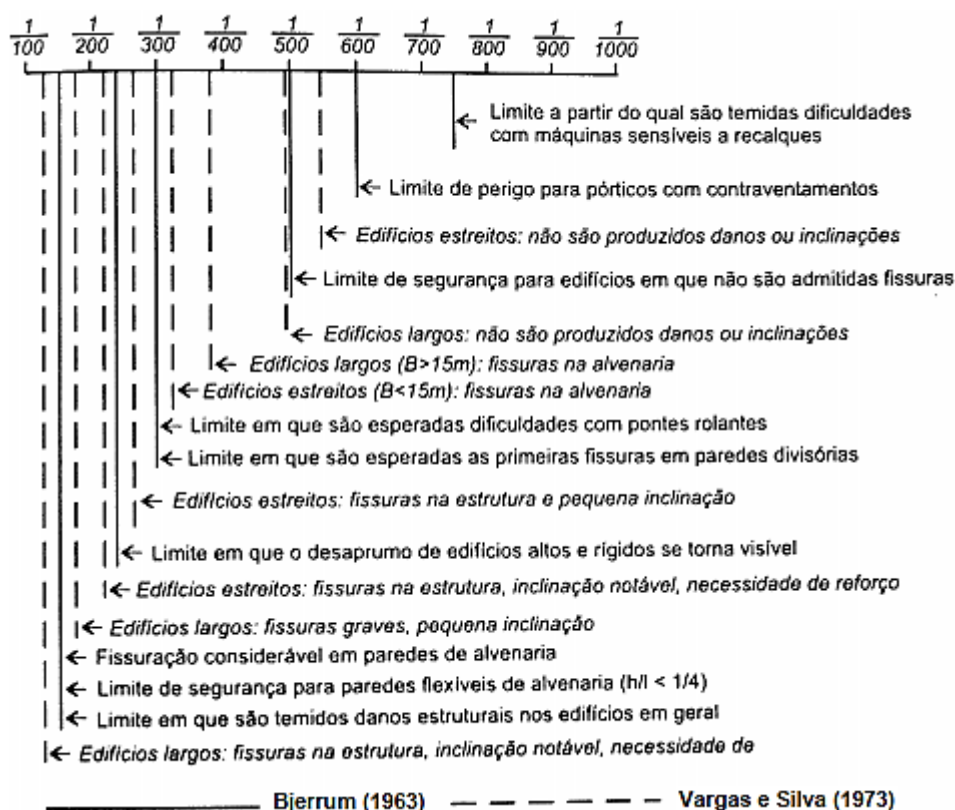


$$\delta = \frac{\text{Recalque diferencial}}{\text{Dist. entre os elementos}} = \frac{\Delta}{L}$$

Fonte: (IWAMOTO, 2000)

Os recalques diferenciais máximos considerados não prejudiciais à superestrutura de edifícios comerciais estão compreendidos para distorções angulares entre 1/400 a 1/250 (MORAES, 1976 apud SOUZA E REIS, 2008).

Levantamento detalhado foi realizado por Bierrum, (1963) apud Souza e Reis, (2008) para identificar os danos que ocorrem nos edifícios devido aos recalques diferenciais. Após observar as grandes edificações nas cidades de Santos e São Paulo. Esse levantamento pode ser observado na Figura 11.

Figura 11 – Distorções limites associadas aos danos em edificações

Fonte: (VELLOSO E LOPES, 2004)

Caso as estruturas de um certo edifício sejam consideradas como hiperestáticas, sendo estas apoiadas sobre fundações superficiais, elas não sofrerão danos que comprometam à sua estabilidade devido aos recalques diferenciais, desde que o solo apresente uma taxa admissível de, no mínimo, 0,15 MPa (SOUZA; REIS, 2008).

Ainda segundo Souza e Reis (2008), uma medida para amenizar esses recalques seria fazer uma análise da estrutura considerando que o recalque seja um fator que atue de forma externa, a qual atua na estrutura. Posteriormente, conforme essa análise, seja feito o dimensionamento das sapatas. No entanto, adotar esse método de dimensionamento não é algo tão simples, mesmo em estruturas simétricas e com carregamentos simples e/ou uniformes.

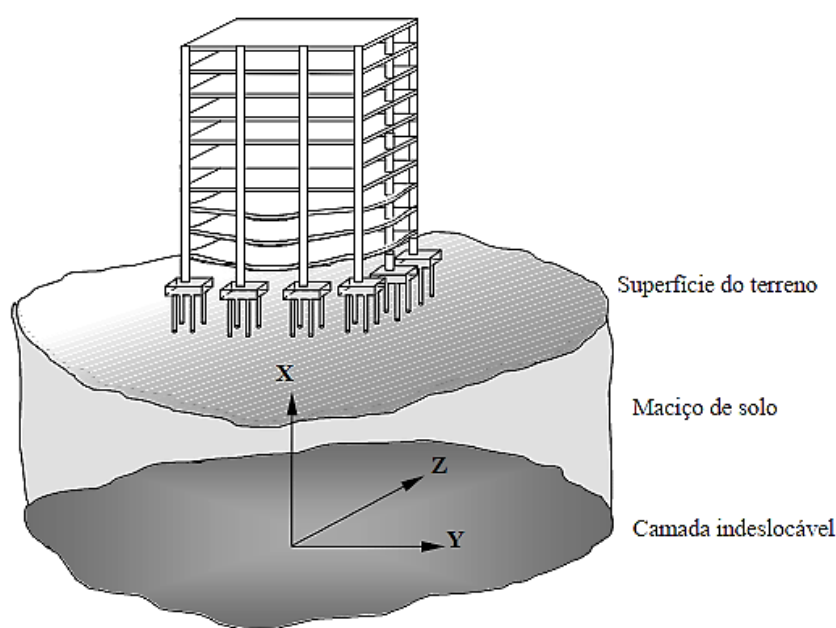
2.4 Interação Solo-Estrutura (ISE)

O termo interação solo-estrutura, também apresentada pela sigla ISE, compreende o estudo que envolve todos os tipos de estruturas que mantêm contato com o solo, ou seja, estruturas como prédios, pontes, muros de arrimo, entre outros (COLARES, 2006).

As reações de apoio de uma estrutura devem passar pelas fundações antes de serem absorvidas pelo solo. Com isso, é imprescindível garantir que as bases dos pilares não sofrem deslocamentos. Tendo embasamento neste fato, os projetos estruturais devem ser feitos considerando a estrutura sobre uma base rígida e indeslocável (ANTONIAZZI, 2011).

Umas das principais divergências entre o engenheiro de estruturas e o geotécnico ocorre devido à escolha do sistema de referência, ou seja, considera-se o ponto da base da estrutura como sendo a origem global do sistema, sendo na visão estrutural o sentido considerado para cima e, na geotécnica, o sentido para baixo. Resumindo: o sentido para cima é a estrutura e, para baixo, é a fundação. É possível observar na Figura 12 como funciona a observação da ISE, considerando o sistema de referência indeslocável (IWAMOTO, 2000).

Figura 12 - Sistema de referência indeslocável



Fonte: (IWAMOTO, 2000)

É importante ter em mente que, para se projetar, deve-se conhecer o tipo de solo e o seu modo de deformação. Daí a importância de existir uma comunicação entre o engenheiro de estruturas e o engenheiro geotécnico. Sabe-se que, a depender do tipo de solo, as fundações poderão se movimentar devido a possíveis recalques - como já foi tratado anteriormente -, fato este que não pode ser admitido em função de que, na interação solo-estrutura, dos apoios devem ser considerados rígidos e indeslocáveis.

Antoniazzi (2011) aponta que, uma sapata rígida – elemento de fundação superficial, a qual será o alvo do nosso estudo – na hipótese de possuir apoios indeslocáveis, significa que

haverá absoluta restrição quanto às movimentações verticais e horizontais devido aos recalques e ao engaste nas extremidades dos pilares, respectivamente. Esse conceito é mais significativo e bem sucedido quando o edifício está assente sobre um solo com pouca deformabilidade, caso este que ocorre no presente trabalho, pois a região que será feita a comparação dos dimensionamentos da fundação possui um solo rígido, rochoso. Entretanto, se caso não houver essa consideração de deformabilidade do solo, poderá ocorrer efeitos negativos, do ponto de vista econômico, de segurança e estética, pois, com recalques ou momentos que venham a ocorrer nas extremidades dos pilares provocarão diversas manifestações patológicas na edificação. Holanda Jr (1998) demonstra que o desempenho estrutural de um edifício tem total vinculação entre a interação dos seus elementos estruturais e o solo.

A interação solo-estrutura, basicamente, pode ser definida como a ligação entre a estrutura, as fundações e o solo. Esse processo tem início na fase inicial da construção do edifício e vai até ao ponto em que as tensões e deformações do solo se estabilizam e se equilibram. Ademais, para compatibilizar as deformações envolvidas na ISE gera uma uniformização dos recalques, a depender do conjunto solo-estrutura. Com a redução da curvatura da deformada dos recalques, as distorções angulares também são reduzidas, evitando a ocorrência de patologias na edificação (ANTONIAZZI, 2011).

Há diversos modelos para a análise da ISE, sendo o mais conhecido aquele que representa a deformabilidade do solo como molas elásticas no contorno estrutura-solo, por meio da imposição de deslocamentos verticais estimados, compatibilização dos recalques e considerando as propriedades mecânicas do maciço do solo.

Para inserir as molas na base da estrutura é necessário obter alguns parâmetros essenciais deste elemento, como o coeficiente de mola ou módulo de reação vertical, o qual representará o modo de deformação do solo sob a edificação. O módulo de reação vertical pode ser obtido por alguns ensaios, como: ensaio de placa, correlações com o módulo de elasticidade, ensaio de penetração dinâmica (SPT), ensaios triaxiais, entre outros (ANTONIAZZI, 2011).

Alguns dos métodos mais conhecidos na literatura para se estimar os deslocamentos verticais e para a previsão de recalques são: método da camada infinita, teoria da elasticidade, método de Schmertmann, método de Aoki-Lopes, entre outros.

2.5 Dimensionamento das Fundações Rasas

O procedimento para o dimensionamento das sapatas isoladas e das sapatas corridas, que são utilizadas no projeto estrutural deste trabalho, segue Arceno (2018). Será abordado o

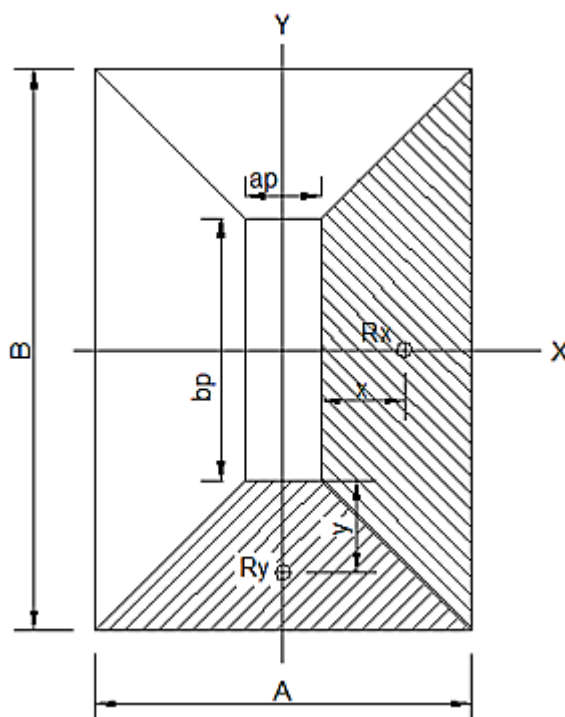
dimensionamento das sapatas pelo modelo da flexão, o qual é o mais usado e mais simples no meio técnico. Ademais, será abordado, também, o método das bielas, o qual tem sido elaborado com base em resultados de muitos ensaios experimentais.

2.5.1. Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo de Flexão

O dimensionamento por flexão se resume em calcular o momento fletor atuante na sapata, enquanto o esforço cortante é verificado na seção adjacente à face do pilar. Quanto às armaduras nas sapatas - como já foi especificado anteriormente no conceito de sapatas -, as mesmas são calculadas para resistir aos esforços de tração. Com isso, a mesma resistirá aos momentos fletores atuantes e devem ser distribuídas uniformemente nas duas direções.

Neste dimensionamento pelo método da flexão, será adotado o critério que considera para o cálculo a área da base da sapata na forma de elementos trapezoidais, engastados nas faces do pilar, promovendo uma independência entre um elemento e outro.

Figura 13 - Modelo de cálculo utilizado para dimensionamento de uma sapata



Fonte: Spernau (s.d)

Neste método de dimensionamento, serão avaliadas sapatas formadas por base retangular, com reação distribuída uniformemente em toda área da base. Assim, seria uma forma de simplificação para sapatas rígidas (observar a Figura 13).

I) Dimensões em planta

Sabe-se que a área da sapata é o produto de seus lados. Dessa forma, a área da sapata S_{sap} deve ser dimensionada garantir que as pressões ou tensões no solo sejam inferiores à tensão admissível σ_{solo} . Assim, para se estimar as dimensões da sapata, tem que considerar a tensão axial do pilar e o peso próprio da sapata. De acordo com a NBR 6122:2019, o peso próprio das fundações pode ser estimado como sendo 5% da carga vertical permanente. Essa estimativa será considerada para fins de cálculo.

Assim, será possível escrever a tensão atuante no solo da seguinte forma:

$$\sigma_{solo} = 1,05 \cdot \frac{N}{S_{sap}} \leq \sigma_{solo} \quad (6)$$

II) Determinação da altura da sapata (h)

A altura deve ser adotada para que a sapata seja rígida e suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares ($I_{b, nec}$), definido pela NBR 6118:2014.

Para Bastos (2016), h_0 pode ser adotado da seguinte forma:

$$h_0 \geq \left\{ \frac{15 \text{ cm}}{\frac{h}{3}} \right\} \quad (7)$$

Quanto à altura útil da sapata (d), é preciso levar em consideração o cobrimento da sapata em relação à armadura ali presente. O cobrimento está totalmente dependente da Classe de Agressividade, definida na tabela 7.2 da NBR 6118:2014. Além do mais, é preciso considerar o centro geométrico da armadura. As sapatas devem ser armadas em duas direções ortogonais, sendo obrigatoriamente usar duas linhas de armadura e, conseqüentemente, alturas úteis diferentes X e Y. Essa altura útil (d) é definida como a média entre os dois valores:

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} \quad (8)$$

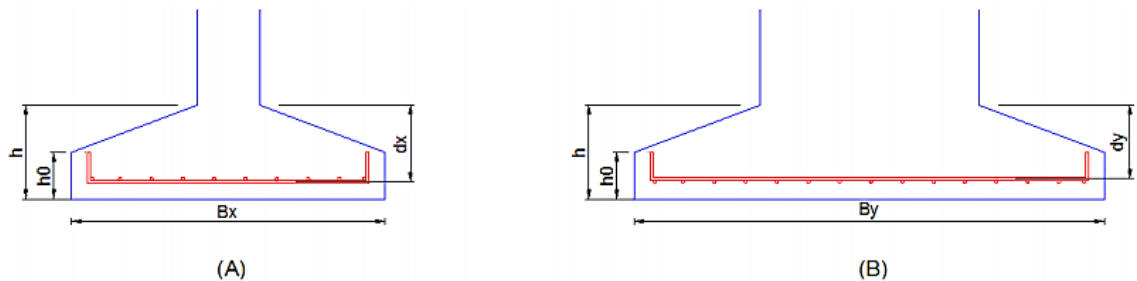
$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} \quad (9)$$

$$dy = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} \quad (10)$$

$$\frac{dx + dy}{2} \quad (11)$$

A Figura 14 mostra as alturas nas direções X e Y da sapata, nos itens A e B, respectivamente.

Figura 14 - Altura da sapata



Fonte: Arceno (2018)

III) Determinação dos esforços máximos atuantes

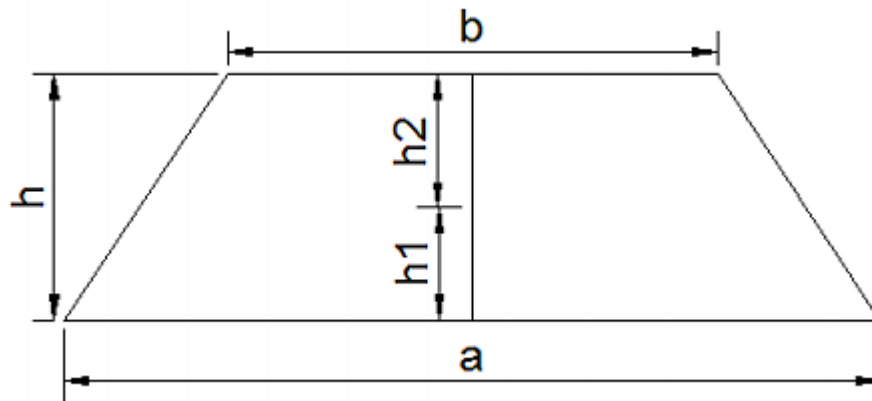
Spernau (s.d.) afirma que os esforços máximos junto às faces do pilar serão obtidos pelo momento de cada elemento trapezoidal sob a ação axial σ_{solo} como sendo o produto da resultante R_x ou R_y das pressões pela distância x ou y entre o centro geométrico de cada trapézio até as faces do pilar.

Quanto às equações, tem-se que, na direção X, pode ser obtido a o esforço resultante nessa direção da seguinte maneira:

$$Rx = \frac{B + b_p}{2} \cdot \frac{A - a_p}{2} \cdot \sigma_{solo} \quad (12)$$

O centro geométrico do trapézio pode ser visualizado na Figura 15.

Figura 15 - Centro geométrico do trapézio



Fonte: Arceno (2018)

Onde:

$$h_1 = \frac{h}{3} \cdot \frac{(a + 2 \cdot b)}{(a + b)}$$

$$h_2 = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2 \cdot a + b)}{(a + b)}$$

Assim, considera-se que a resultante da tensão axial no trapézio atua no centro geométrico do mesmo, estando a uma distância x da face do pilar, ou a uma distância igual a h_2 , como é mostrado na figura anterior.

Para encontrar o momento Mx , temos:

$$Mx = \frac{N}{24 \cdot A \cdot B} \cdot (A - a_p)^2 \cdot (2 \cdot B + b_p) \quad (13)$$

Para o momento na direção Y, segue o mesmo raciocínio:

$$My = \frac{N}{24 \cdot A \cdot B} \cdot (B - b_p)^2 \cdot (2 \cdot A + a_p) \quad (14)$$

IV) Tensões de cisalhamento

De acordo com o item 19.5.3.1 da NBR 6118:2014, a verificação das tensões de cisalhamento tem por objetivo avaliar a solicitação por compressão axial. Quanto às sapatas, por estas serem rígidas, não haverá problemas em relação à tração diagonal do concreto, também conhecido por punção.

Logo, para que haja compatibilidade e segurança na execução das sapatas, a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo τ_{sd} deve ser menor do que a tensão de cisalhamento resistente de cálculo.

Portanto, a tensão τ_{Rd2} é definida como:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot fcd \quad (15)$$

Onde:

$\alpha_v = (1 - \frac{fck}{250})$, com fck em Mpa. Essa nomenclatura representa a resistência característica do concreto aos 28 dias de idade;

$fcd = \frac{Fsd}{u \cdot d}$, a qual é definida como a resistência de cálculo do concreto e γ_c sendo o coeficiente de ponderação das resistências. Adota-se $\gamma_c = 1,4$;

Posteriormente, podemos definir τ_{sd} pela seguinte equação:

$$\tau_{sd} = \frac{Fsd}{u \cdot d} \quad (16)$$

Onde:

F_{sd} é a força interna concentrada de cálculo ou o esforço cortante no perímetro do pilar;

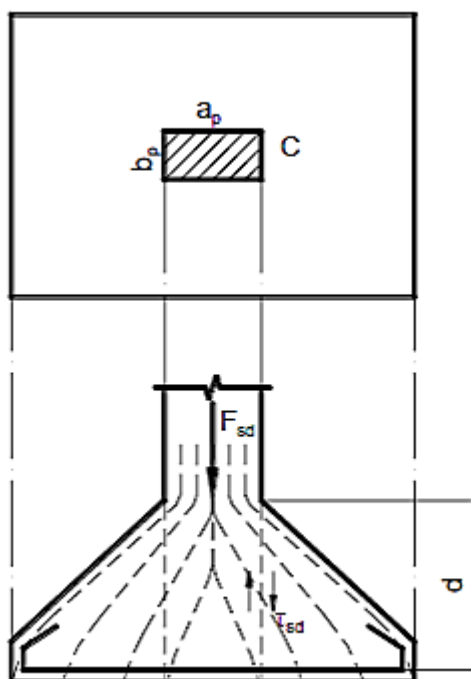
u é o perímetro ao longo do contorno crítico, resultando em: $u = 2.(b_x + b_y)$;

d é a altura útil da sapata;

É importante ter em mente que a tensão de cisalhamento da sapata pode ser considerada verificada quando $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2}$.

A Figura 16 mostra como as linhas de tensão para a tensão de cisalhamento na sapata se comportam.

Figura 16 - Tensão de cisalhamento na sapata



Fonte: Bastos (2016)

Além do mais, a NBR 6118:2014 considera que o valor de τ_{Rd2} pode ser majorado com 20% por efeito de estado múltiplo de tensões junto ao pilar.

V) Dimensionamento à flexão

Para realizar o dimensionamento de uma sapata sujeita à flexão, é preciso que o momento mínimo e as taxas de armaduras sejam atendidas, incluindo as taxas mínimas de armadura de flexão, seguindo a tabela 7.3 da NBR 6118:2014.

Assim, o momento fletor mínimo é definido, de acordo com a NBR 6118:2014, como:

$$M_{d,min} = 0,8 \cdot W_0 \cdot f_{ctk,sup} \quad (17)$$

Sendo:

W_0 : módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativa à região mais tracionada da estrutura;

Para uma sapata de seção retangular, tem-se:

$$W_0 = \frac{I}{\frac{h}{2}} = \frac{(B \cdot h)^2}{6} \quad (18)$$

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

Para o cálculo da armadura de tração nas duas direções da sapata, M_{xd} e M_{yd} devem ser maior ou igual à $M_{d,min}$, ou seja, $M_{xd} \geq M_{d,min}$ e $M_{yd} \geq M_{d,min}$.

Quanto às armaduras mínimas, tem-se que:

Na direção X:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot B \cdot h \quad (19)$$

E na direção Y:

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A \cdot h \quad (20)$$

Sendo que ρ_{min} é obtido através da tabela 17.3 da NBR 6118:2014. Ademais, a mesma norma define que a armadura de flexão deve ser uniformemente distribuída ao longo da largura da sapata, estendendo-se de face a face da sapata e terminando em gancho nas duas extremidades.

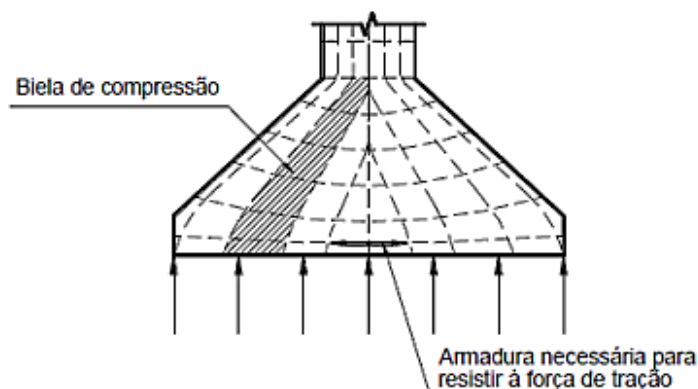
2.5.2. Dimensionamento estrutural de sapatas isoladas – Modelo das Bielas

Esse modelo de dimensionamento, conhecido como Modelo das Bielas, pode ser aplicado tanto para as sapatas isoladas quanto para as corridas, devendo, portanto, ter um certo limite para a sua altura útil d , calculada da seguinte forma:

$$d \geq \frac{A - a_p}{4} \quad (21)$$

As bielas são modelos que representam campos de tensão de compressão que atua no concreto. Assim, a carga que atua no pilar é distribuída para a base da sapata por meio de bielas de concreto sujeito à compressão, as quais promovem a atuação de tensões de tração na base da sapata, de acordo com a Figura 17.

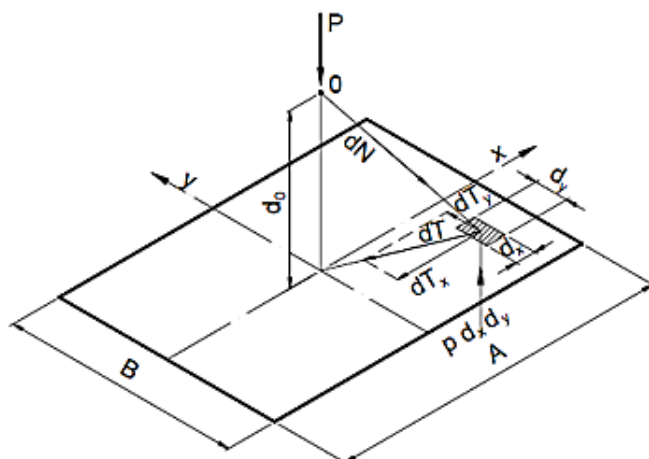
Figura 17 - Caminho da distribuição da carga do pilar em direção à base da sapata



Fonte: Bastos (2016)

Posteriormente, na Figura 18 pode ser observado como ocorrem as forças atuantes na sapata, de acordo com o Método das Bielas.

Figura 18 - Esquema de forças atuantes na sapata pelo método das bielas

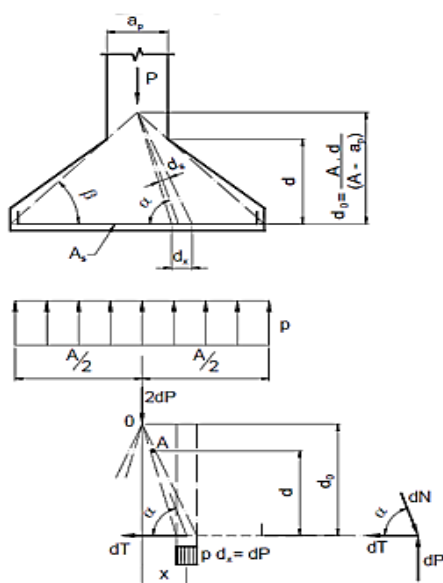


Fonte: Bastos (2016)

Analisando a figura anterior, observando-se a direção de X para analisar a força de tração, é possível ter a biela de compressão de tamanho infinitesimal para montar o esquema de força nessa direção. Tal método servirá, também, para o cálculo na direção Y.

Observando-se a Figura 19, fazendo as devidas deduções nas formulações envolvendo cálculos diferenciais e integrais, será possível chegar nas equações para o cálculo da armadura resistente de tração da sapata.

Figura 19 - Forças na direção X da sapata



Fonte: Bastos (2016)

Segue a equação da armadura resistente de tração nas direções X e Y:

$$Asx = A_{s,A} = \frac{T_{xd}}{fyd} \quad (22)$$

$$Asy = A_{s,B} = \frac{T_{yd}}{fyd} \quad (23)$$

Por mais que Guerrin (1995) afirme que a verificação das bielas de compressão seja dispensada, a NBR 6118:2014 exige que as mesmas sejam verificadas.

Quanto às tensões de cisalhamento mostradas no Método da Flexão, as mesmas devem ser verificadas no Método das Bielas, devendo $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd2}$.

2.5.3 Dimensionamento de sapata corrida (contínua)

De acordo com Bastos (2016), sapata corrida é definida como aquela com o fim para receber cargas lineares distribuídas, possuindo seu comprimento muito maior quando comparado às outras dimensões.

Spernau (s.d.) afirma que o modelo utilizado para dimensionar sapatas corridas é o de uma laje armada em uma direção, composta por dois balanços opostos um ao outro. Os máximos esforços atuantes ocorrerão junto à face da carga linear N. Quanto a esses esforços, os mesmos serão medidos e analisados metro a metro.

Quanto ao dimensionamento, neste caso, as sapatas terão as dimensões na forma unitária, já a área A da sapata deve ser suficiente para suportar as tensões atuantes no solo (σ_{solo}) e que seja inferior à tensão limite ou admissível do solo (σ_{adm}).

Assim, adotando-se a dimensão B = 1 m, temos:

$$A = \frac{1,05 \cdot N}{\sigma_{adm}} \quad (24)$$

Bastos (2016) afirma que as sapatas rígidas são utilizadas sob muros ou paredes com cargas relativamente altas e sobre solos com boa capacidade de suporte. Eis a importância de conhecer a rigidez da sapata contínua, pois a mesma é determinada de acordo com a NBR 6118:2014.

A seguir, é mostrado o passo a passo para o dimensionamento das sapatas corridas (ou contínuas):

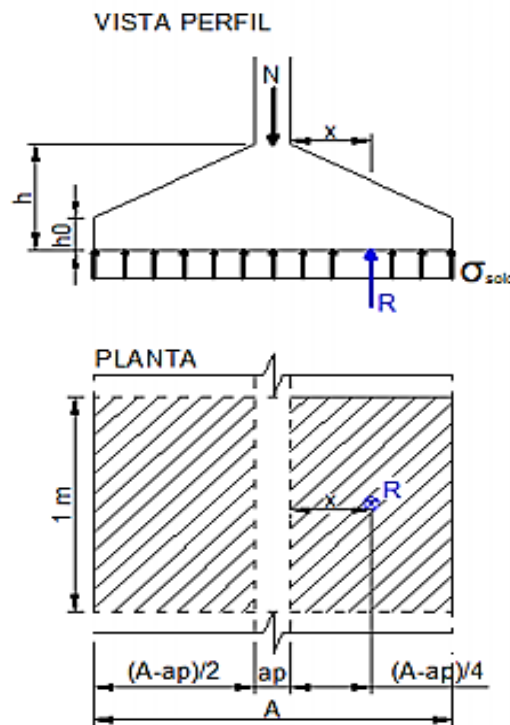
I) Determinação dos esforços máximos atuantes

Segundo Spernau (s.d.), os esforços máximos serão obtidos a partir da tensão no solo

$$\sigma_{solo} = \frac{N}{A} \text{ atuante nos retângulos de dimensões } \frac{(A - a_p)}{2} \cdot 1,0.$$

Para isso, deve ser considerado que a resultante da tensão axial no retângulo está atuando no centróide (ou centro geométrico) desse mesmo retângulo, estando situado a uma distância $x = \frac{(A - a_p)}{4}$ da face da carga, como é representado na Figura 20.

Figura 20 - Esforços atuantes na sapata corrida



Fonte: Arceno (2018)

Se multiplicarmos a tensão no solo σ_{solo} com a área do retângulo da sapata, em planta, encontraremos a força resultante R que, posteriormente, será igual ao valor da força cortante V. Assim:

(25)

$$R = \frac{N}{A} \cdot \frac{(A - a_p)^2}{2}$$

Posteriormente, para encontrarmos o momento fletor atuante na sapata corrida, teremos que fazer o produto entre a força resultante R e a distância x até a face do pilar. Dessa forma, chegaremos ao seguinte resultado:

$$M = \frac{N}{A} \cdot \frac{(A - a_p)^2}{8} \quad (26)$$

II) Verificação do esforço cortante

A NBR 6118:2014, no item 19.4.1., recomenda que, para as lajes armadas em uma direção, seja verificada a armadura resistente ao esforço cortante mínima. Nesse caso, como a sapata corrida é dimensionada como sendo uma laje unidirecional, ou seja, em uma direção, será necessário verificar se a altura adotada para a sapata irá resistir ao esforço solicitante sem a armadura transversal para o cisalhamento.

Essa verificação ocorre da seguinte forma: o esforço solicitante de cálculo deve ser igual ou inferior ao esforço resistente de cálculo, ou seja, $V_{sd} \leq V_{Rd1}$.

A força solicitante de cálculo é encontrada por meio da seguinte equação:

$$V_{sd} = \gamma_c \cdot R \quad (27)$$

A força cortante resistente de cálculo é obtida por meio da seguinte fórmula:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (28)$$

Sendo que:

τ_{Rd} é a tensão resistente de cálculo do concreto ao cisalhamento, sendo calculada da seguinte forma:

$$\tau_{Rd} = 0,25 \cdot f_{ctd} \quad (29)$$

Sendo:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ck,inf}}{\gamma_c} \quad (30)$$

Da mesma, temos:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \quad (31)$$

Sendo que:

$$\begin{aligned} \rho_1 &= |0,02| \\ \sigma_{cp} &= \frac{N_{sd}}{A_c} \end{aligned} \quad (32)$$

Onde:

N_{sd} é a força longitudinal na seção devido à protensão ou carregamento. Devido não existir protensão no cálculo adotado para a sapata, esse valor será nulo;

k é um coeficiente unitário, ou seja, $k = |1|$ quando pelo menos 50% da armadura inferior não chega até o apoio e $k = |1,6 - d| \geq |1|$ para os demais casos. A altura útil d é obtida em metros. De acordo com a norma, a armadura de flexão de todas as sapatas deve ir de face a face da sapata, sendo o valor de k calculado sempre como o segundo caso.

III) Dimensionamento da armadura para flexão

Para elaborar o cálculo das armaduras à flexão das sapatas contínuas, será obedecido o que segue no item 17.3.5.1 da NBR 6118:2014.

Assim, o dimensionamento das sapatas deverá obedecer a um momento mínimo, as taxas de armaduras deverão atender às taxas mínimas de armadura de flexão, seguindo a tabela 17.3 da NBR 6118:2014 (observar a Figura 21).

Figura 21 - Tabela dos coeficientes K_c e K_s

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a (A_{s,\min}/A_c)$ %														
	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	0,21	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256
^a Os valores de $\rho_{\min}$ estabelecidos nesta Tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $d/h = 0,8$ e $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{\min}$ deve ser recalculado.															

Fonte: NBR 6118:2014

Com o momento máximo solicitante, com o auxílio dos coeficientes K_c e K_s , pode-se determinar a área da armadura resistente à tração da sapata.

$$A_s = K \cdot K_c \cdot f_{ct,inf} \cdot \frac{A_{ct}}{\sigma_s} \quad (33)$$

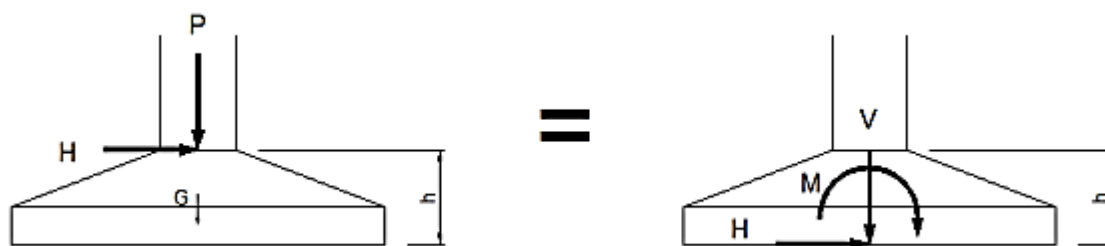
Onde:

σ_s , de acordo com a NBR 6118:2014, é a tensão máxima permitida na armadura imediatamente após a formação da fissura. Um valor mais baixo que a resistência de escoamento pode ser necessário para satisfazer os limites de abertura de fissuras (ver Tabela 17.2);

2.5.4 Dimensionamento de sapata submetida à compressão excêntrica

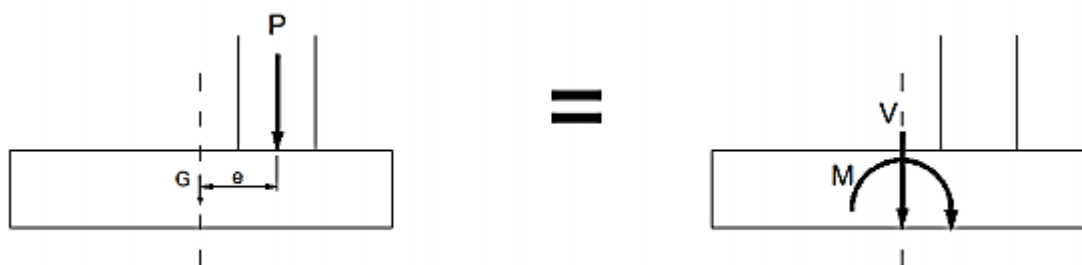
Nem sempre as cargas dos pilares atuarão de força centrada, surgindo, por isso, as sapatas sob cargas excêntricas, como acontece em pontes e viadutos, por exemplo. Assim, uma força horizontal resultará na existência de um momento fletor (Figura 22). No caso de uma carga vertical excêntrica, será analisada e decomposta inserindo uma carga centrada somada com um momento. (Observar a Figura 23). Esse fenômeno de cargas excêntricas também é conhecido como flexão composta (ou flexo-compressão).

Figura 22 - Força horizontal formando um momento fletor na base



Fonte: Spernau (s.d)

Figura 23 – Carga excêntrica gerando momento fletor na base



Fonte: Spernau (s.d)

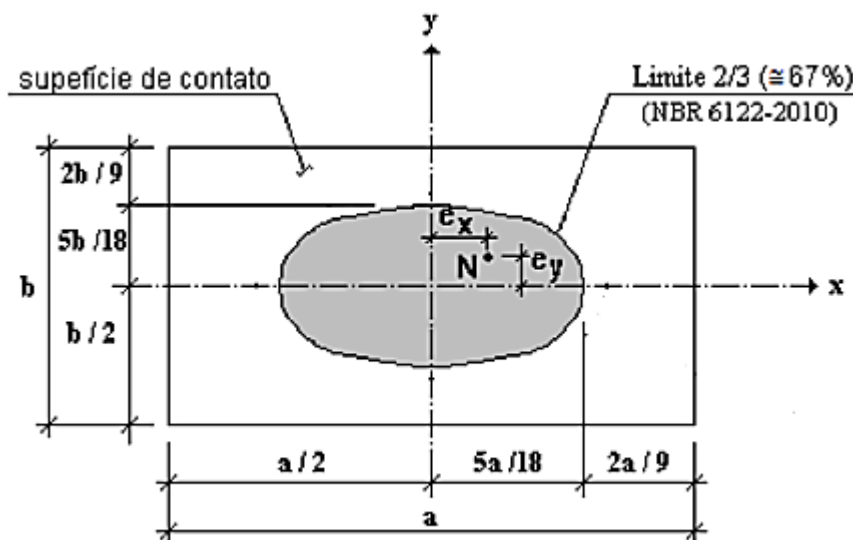
Essas ações atuantes devido à excentricidade produzirão uma distribuição de tensões no solo não uniforme, as quais poderão resultar em determinadas áreas da base da sapata sujeitas à tração.

De acordo com a NBR 6122:2019, a tensão máxima atuante na borda da sapata deverá ser menor ou igual à tensão admissível. Assim, isso resultará em que, no mínimo, 67% da superfície de contato com a sapata de fundação estaria comprimida. Dessa forma, podemos expressar essa relação da seguinte forma:

$$\left(\frac{e_x}{A}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{B}\right)^2 \leq \frac{1}{12,96} \quad (34)$$

Por fim, deve ser verificada a área de contato da sapata com o solo submetida às tensões de compressão, como mostrado na Figura 24. Essa limitação é tida como obrigatória.

Figura 24 – Limite para que a área comprimida da sapata esteja de acordo com a NBR 6122:2019



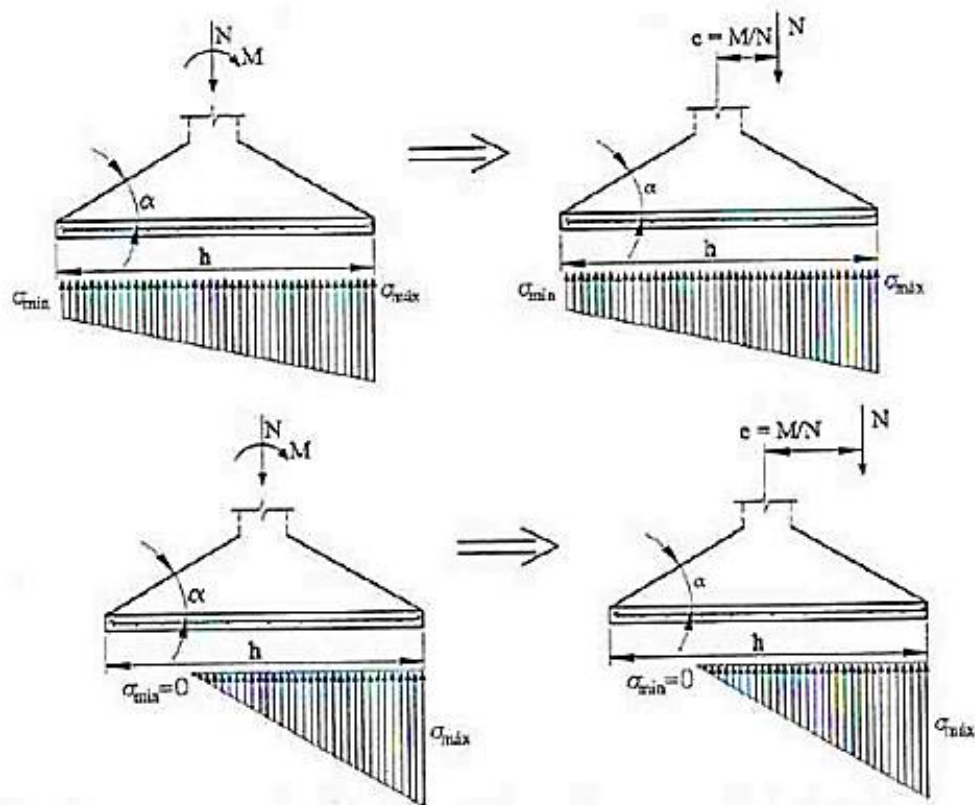
Fonte: Adaptado de Piancastelli (s.d)

A excentricidade que ocorre nas fundações poderá ocorrer tanto em uma direção (X ou Y) quanto nas duas direções (X e Y), sendo esta ocorrência mais complexa e detalhada para se determinar as suas tensões atuantes.

2.5.5 Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em uma direção

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), há duas maneiras de representar os efeitos da excentricidade: um será obtido a atuação de uma carga vertical e um momento fletor, e o outro será uma carga vertical e o momento sendo substituído por uma excentricidade equivalente, como mostra a Figura 25

Figura 25 - Sapatas submetidas a cargas excêntricas e tensões no solo



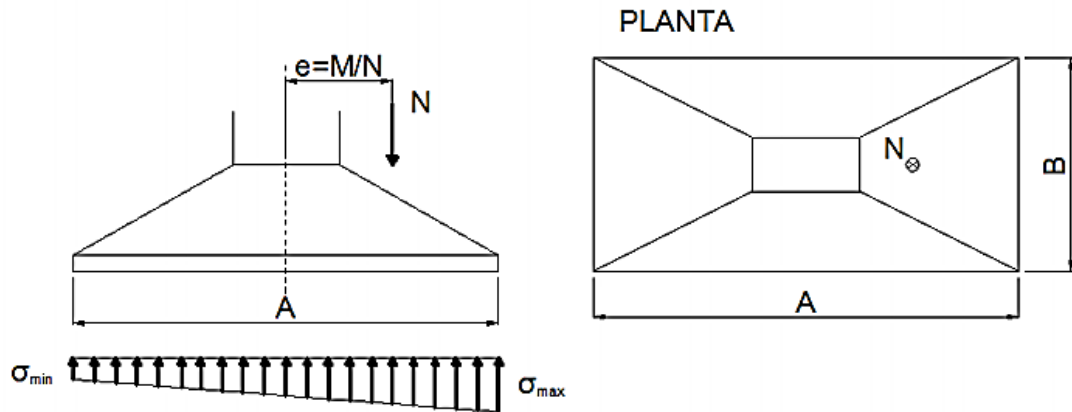
Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009)

Como pode ser observado na figura anterior, há duas possibilidades de distribuição das pressões no solo: na parte superior da figura mostra a ocorrência em que toda a área da sapata há tensões de compressão a parte inferior da figura mostra em que há uma região com tensões de tração no solo e esta deve ser desprezada, já que o solo não possui resistência à tração. Assim, para o primeiro caso, há uma distribuição de tensão no formato trapezoidal e, para o segundo caso, a distribuição das tensões é no formato triangular.

I) Situação em que toda área da base está em contato com o solo (caso de ação na forma de compressão)

Considerando uma sapata sob a ação de uma carga axial N com uma excentricidade e – distância entre o ponto de aplicação da carga e o centro geométrico do pilar) em uma direção e de pequeno valor, a distribuição de tensões atuantes no solo é somente de compressão, com formato trapezoidal (observar a Figura 26).

Figura 26 - Sapata rígida submetida à carga com excentricidade



Fonte: Arceno (2018)

Assim, a tensão normal de compressão em quaisquer pontos na sapata é obtida através da seguinte fórmula:

$$\sigma = \frac{N}{S_{sup}} \pm \frac{M}{I} \cdot x \quad (35)$$

Onde:

N é a carga de compressão atuante no pilar;

S_{sap} é a área da sapata;

M é o momento fletor oriundo da excentricidade. O seu valor pode ser encontrado por $M = N \cdot e$;

I é o momento de inércia da seção em relação ao eixo y . Assim, o momento de inércia pode ser encontrado por $I = \frac{A \cdot B^3}{12}$.

Nesse tipo de dimensionamento, as tensões de tração são consideradas negativas e as de compressão são as positivas. Dessa forma, as tensões máximas e mínimas serão obtidas através do valor mínimo de x , para $x = \frac{h}{2}$. Dessa forma, podemos escrever a equação anterior da seguinte maneira:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e}{A} \right) \quad (36)$$

Esta equação não poderá possuir valores negativos. Ademais, a tensão máxima atuante na borda da sapata deverá estar limitada à tensão admissível do solo. Portanto:

$$\sigma_{min} \geq 0; \sigma_{max} \leq 0$$

Segundo a NBR 6122:2019, os valores de tensão admissível de sapata e tubulões e cargas admissíveis podem ser majoradas em 30%, mas, para isso, deve ser feita a verificação estrutural do elemento de fundação.

Para que toda a base da sapata esteja em contato com o solo ou sob tensão de compressão é quando tensão mínima será nula ($\sigma_{\min} = 0$). Quando isso ocorrer, teremos uma excentricidade da seguinte forma:

$$e \leq \frac{A}{6}$$

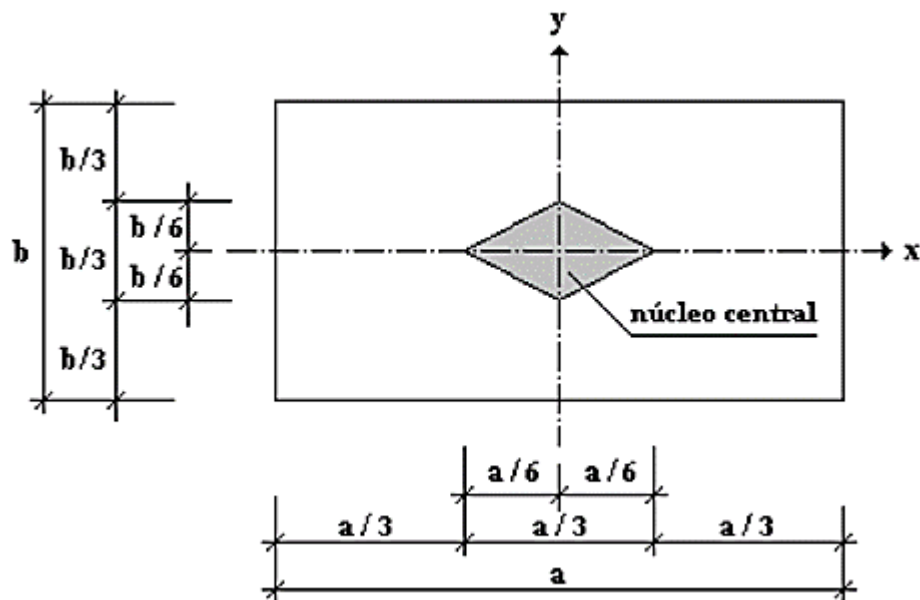
O mesmo procedimento pode ser feito para a largura B.

Assim, quando $e \leq \frac{A}{6}$ e $e \leq \frac{B}{6}$, em qualquer que seja o sentido, não ocorrerá tensões de tração. Com isso, podemos escrever a seguinte equação:

$$\frac{|e_x|}{A} + \frac{|e_y|}{B} \leq \frac{1}{6} \quad (37)$$

Essa equação limita a excentricidade e da carga normal ao paralelogramo, também conhecido como núcleo central (observar a Figura 27).

Figura 27 - Núcleo central de uma sapata retangular



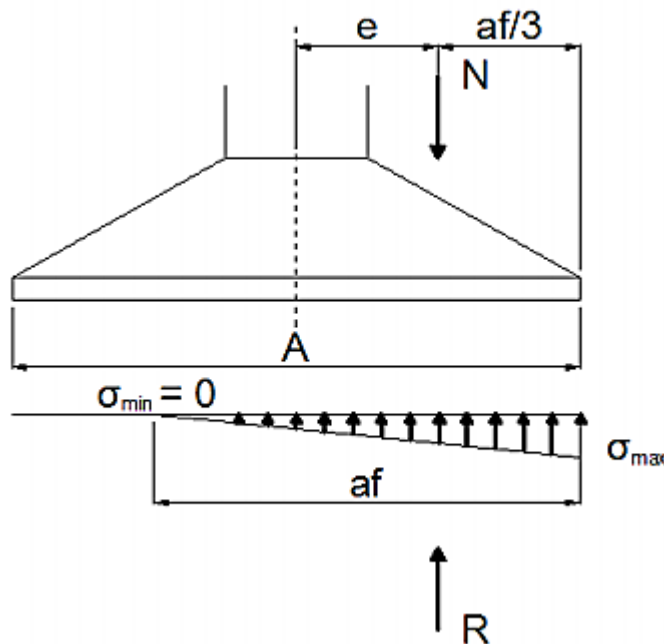
Fonte: Piancastelli (s.d)

II) Situação em que só uma parte da base da sapata está em contato com solo

Quando a força axial N aplicada à sapata por meio do pilar possuir excentricidades e_x e e_y e quando $e \leq \frac{A}{6}$ e $e \leq \frac{B}{6}$ não forem atendidas, a excentricidade ocorrerá apenas em uma direção. Dessa forma, a força axial N estará atuando fora do núcleo central.

Esse problema foi solucionado por Carvalho e Pinheiro (2009) por meio da consideração do comprimento fictício a_f para o cálculo das tensões no solo, desprezando todo o comprimento que pudesse existir efeitos de tração, de modo que toda a reação do solo R atuasse na região comprimida. Assim, para realizar-se o equilíbrio dos corpos rígidos, a força axial N e a resultante das tensões na sapata R atuarão na mesma linha de ação e possuirão módulos iguais (observar a Figura 28).

Figura 28 - Sapata com carga excêntrica com distribuição triangular de tensões



Fonte: Arceno (2018)

Com isso, a_f pode ser determinado por:

$$a_f = 3 \cdot \left(\frac{A}{2} - e \right) \quad (38)$$

Sendo:

$$e = \frac{M}{N};$$

$$a_f \geq \frac{2}{3} \cdot A, \text{ para que esteja de acordo com a NBR 6122:2019.}$$

Posteriormente, será encontrada uma nova tensão de compressão máxima que estará atuando na borda da sapata, sendo encontrada a partir da resultante das tensões de compressão no solo R.

$$R = \sigma_{max} \cdot a_f \cdot \frac{B}{2} \quad (39)$$

Realizando os equilíbrios estáticos $R = N$, teremos:

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot N}{a_f \cdot B} \quad (40)$$

Portanto, para concluir que essa tensão suportará as cargas atuantes com segurança, é necessário que a tensão máxima atuante na borda da sapata seja menor ou igual à tensão admissível do solo:

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{adm} \quad (41)$$

III) Verificação das tensões nas bielas comprimidas

Essa verificação levará em consideração o esforço cortante. Assim, essa verificação das sapatas excêntricas deverá ser feita igualmente às das sapatas cêntricas, ou seja, as que terão as cargas atuantes no seu centro geométrico.

Devido à sapata ser do tipo rígida, a sua ruptura por punção não precisa ser verificada, no entanto a verificação da compressão diagonal do concreto precisa ser feita.

Logo, podemos encontrar a tensão atuante no solo da seguinte forma:

$$\sigma_{solo,cg} = \frac{N}{S_{sap}} \pm \frac{M}{I} \cdot X_{cg} \quad (42)$$

Onde:

I é o momento de inércia em relação ao eixo Y, resultando em: $I = \frac{B \cdot A^3}{12}$

Da mesma forma, a força resultante atuante pode ser encontrada por:

$$R = S_{trapezio,sapata} \cdot \sigma_{solo,cg} \quad (43)$$

A tensão de cisalhamento solicitante τ_{sd} , obtida pelas equações anteriores, deverá ser menor ou igual à tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} , também determinada através de equações elaboradas anteriormente. Logo:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (44)$$

IV) Dimensionamento à flexão

Assim que forem determinadas as tensões de compressão máximas atuantes, o dimensionamento e cálculo da armadura principal seguirão os mesmos princípios das sapatas cêntricas.

O momento solicitante na direção X poderá ser obtido por:

$$M_x = \frac{(A - a_p)^2 \cdot (2 \cdot B + b_p)}{24} \cdot \sigma_{max} \quad (45)$$

Da mesma forma, para encontrar o momento solicitante na direção Y, temos:

$$M_y = (B - b_p)^2 \cdot (2 \cdot A + a_p) \cdot \sigma_{max} \quad (46)$$

Assim como para as sapatas cêntricas, os momentos solicitantes deverão ser maiores a um momento mínimo determinado pela NBR 6118:2014.

O cálculo da armadura principal será determinado pela tabela que contém os índices k_c e k_s , como foi mostrado anteriormente.

Igualmente, a armadura principal calculada deverá respeitar a armadura mínima definida pela NBR 6118:2014.

2.5.6 Sapata isolada rígida submetida à carga excêntrica em duas direções

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), nas sapatas que possuem excentricidade no ponto de aplicação de uma certa carga poderá ser decomposta em duas direções ortogonais, conhecidas como e_x e e_y , terá uma dificuldade e mais complexa forma de encontrar as tensões atuantes no solo, pois a linha neutra é inclinada em relação aos planos de simetria da área da sapata.

Existe diferentes formas de calcular a tensão no solo. Essas formas dependerão da região da sapata na qual a carga axial atua. No entanto, há regiões da sapata que ocorrerá tensões de tração, impossibilitando a aplicação da carga.

Esse dimensionamento levará em conta a solução obtida por Spernau, Élvio e por Carvalho e Pinheiro, através das equações que proporcionam validade nos resultados, com base nas mais diversas regiões da sapata.

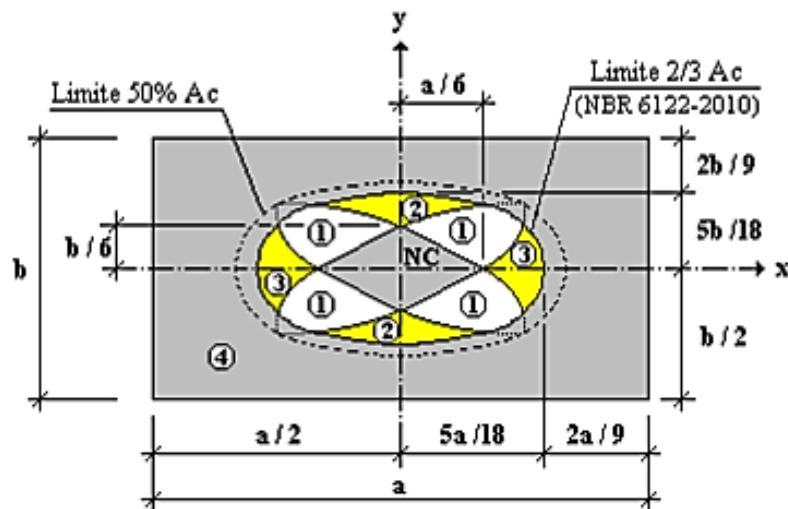
Considerando uma sapata de base retangular, comprimento A e largura B, haverá cinco situações diferentes que poderá ocorrer cargas excêntricas, as quais dependerão das regiões em que se localizam.

A primeira situação é a mais simples de todas, ocorrendo quando a carga se encontra aplicada dentro do núcleo central, mesmo sendo excêntrica em duas direções. Para isso, será necessário verificar a tensão máxima atuante, a qual já foi mostrada anteriormente. Por fim, considerando as duas excentricidades, será possível obter a tensão máxima e mínima atuante no solo da seguinte forma:

$$\sigma_{max,min} = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \left(1 \pm \frac{6 \cdot e_x}{A} \pm \frac{6 \cdot e_y}{B} \right) \quad (47)$$

Quanto às outras quatro regiões, as mesmas serão mostradas na Figura 29, sendo cada uma tratada de forma individual.

Figura 29 - Regiões de aplicação da carga com excentricidades em duas direções

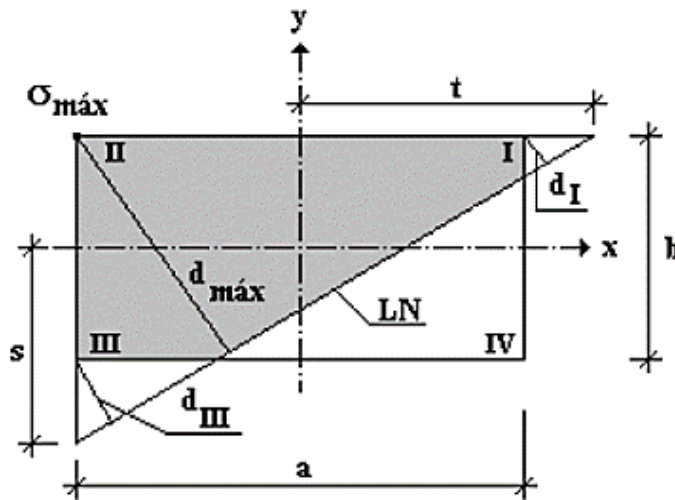


Fonte: Piancastelli (s.d)

I) Região 1

Quando a carga axial atua na região 1, a área comprimida possuirá uma forma de pentágono. Assim, a linha neutra e a área da região comprimida poderão ser observadas na Figura 30.

Figura 30 - Área comprimida e linha neutra da região 1



Fonte: Piancastelli (s.d)

Quanto às dimensões t e s , as mesmas poderão ser obtidas da seguinte forma:

$$t = \frac{A}{12} \cdot \left[\frac{A}{e_x} + \sqrt{\left(\frac{A}{e_x} \right)^2 - 12} \right] \quad (48)$$

$$S = \frac{B}{12} \cdot \left[\frac{B}{e_y} + \sqrt{\left(\frac{B}{e_y} \right)^2 - 12} \right] \quad (49)$$

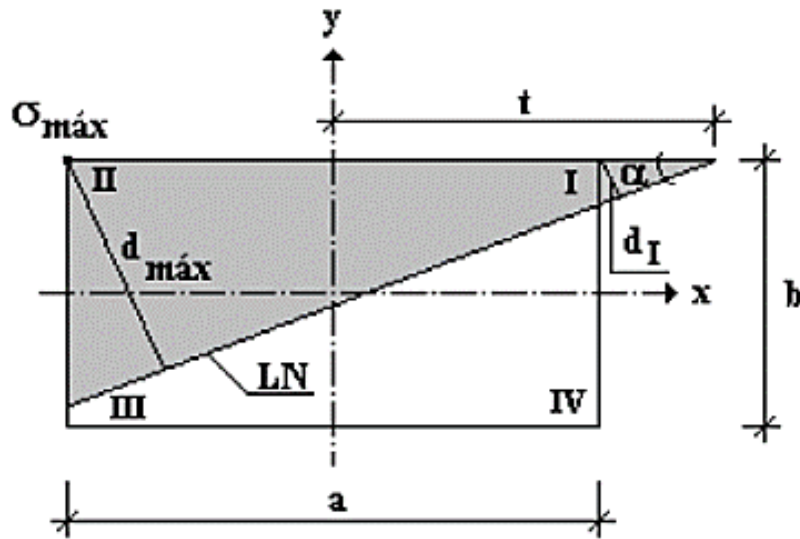
$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A \cdot B} \cdot \epsilon \cdot [12 - 3,9 \cdot (6 \cdot \epsilon - 1) \cdot (1 - 2 \cdot \epsilon) \cdot (2,3 - 2 \cdot \epsilon)] \quad (50)$$

$$\text{Onde: } \epsilon = \frac{e_x}{A} + \frac{e_y}{B}$$

II) Região 2

Quando a carga axial estiver atuando na região 2, a área comprimida possuirá formato de um quadrilátero. Assim, a linha neutra e a área comprimida poderão ser observadas na Figura 31.

Figura 31 - Área comprimida e linha neutra da região 2



Fonte: Piancastelli (s.d)

Portanto, a dimensão t e a tensão máxima poderão ser encontradas da seguinte maneira:

$$t = \frac{A}{12} \cdot \left[\frac{A}{e_x} + \sqrt{\left(\frac{A}{e_x}\right)^2 - 12} \right] \quad (51)$$

$$\alpha = tg^{-1} \cdot \left[\frac{3}{2} \cdot \frac{(B - 2 \cdot t)}{(t + e_x)} \right] \quad (52)$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 \cdot N}{A \cdot tg_{\alpha}} \cdot \frac{(A + 2 \cdot t)}{(A^2 + 12 \cdot t^2)} \quad (53)$$

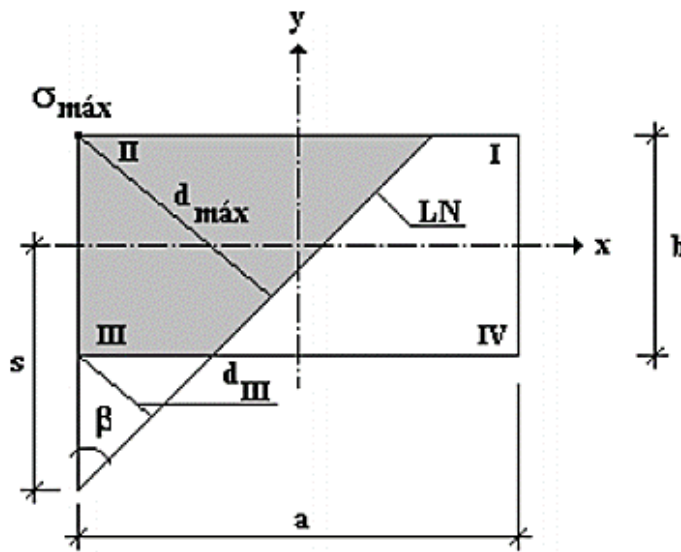
Onde:

α é a inclinação da linha neutra em relação ao eixo X.

III) Região 3

Quando a carga axial estiver localizada na região 3, a área comprimida terá um formato quadrilátero. Assim, a linha neutra e a área comprimida poderão ser ilustradas na Figura 32.

Figura 32 - Área comprimida e linha neutra da região3



Fonte: Piancastelli (s.d)

A dimensão s e a tensão máxima atuante no solo poderão ser determinadas da seguinte forma:

$$s = \frac{B}{12} \cdot \left[\frac{B}{e_y} + \sqrt{\left(\frac{B}{e_y} \right)^2 - 12} \right] \quad (54)$$

$$\beta = \text{tg}^{-1} \cdot \left[\frac{3}{2} \cdot \frac{(A - 2 \cdot e_x)}{(s + e_y)} \right] \quad (55)$$

$$\sigma_{max} = \frac{12 \cdot N}{B \cdot \text{tg} \beta} \cdot \frac{(B + 2 \cdot s)}{(B^2 + 12 \cdot s^2)} \quad (56)$$

Onde:

β é a inclinação da linha neutra em relação ao eixo Y.

IV) Região 4

Se a carga axial atuar na região 4, o cálculo envolvendo as tensões no solo chegaria a um diagrama de tensões com a área da base comprimida da sapata inferior a 2/4 da área total da fundação, o que não seria permitido pela NBR 6122:2019.

Nessas situações, será preciso alterar as dimensões da sapata de modo que a carga normal excêntrica atuante fique totalmente limitada às regiões do núcleo central, de preferência nas regiões 1, 2 e 3.

V) Verificação das tensões no concreto

Essa verificação do esforço cortante deverá ser feita da mesma maneira das que foram resolvidas nas sapatas excêntricas em uma direção.

Por ser uma sapata considerada rígida, sabe-se que a ruptura por punção não necessita ser verificada, mas a verificação da compressão diagonal do concreto precisa, sim, ser feita.

A força cortante das tensões de compressão atuantes R pode ser determinada da seguinte forma:

$$R = S_{\text{trapezio},\text{sapata}} \cdot \sigma_{\text{solo}} \quad (57)$$

A área do trapézio será determinada da mesma forma que a anterior, só vai ser diferente a tensão atuante sobre essa área em função dos momentos que atuarão nas sapatas. Como o valor de x será a distância entre a face do pilar até o centro geométrico do trapézio, teremos:

$$R = S_{\text{trapezio},\text{sapata}} \cdot \sigma_{\text{solo},\text{max}} \quad (58)$$

Por fim, precisamos obter uma tensão de cisalhamento solicitante τ_{sd} menor ou igual à tensão de cisalhamento resistente de cálculo τ_{Rd2} , determinada em equações anteriores. Assim, teremos que a tensão de cisalhamento da sapata poderá ser verificada da seguinte forma:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} \quad (59)$$

VI) Dimensionamento à flexão

Assim que for determinada as tensões de compressão máximas atuantes na sapata, o dimensionamento e cálculo da armadura principal serão iguais às das sapatas cêntricas.

Dessa forma, o momento solicitante que ocorre na direção X pode ser encontrado da seguinte forma:

$$M_x = \frac{(B_x - b_x)^2 \cdot (2 \cdot B_y + b_y)}{24} \cdot \sigma_{\text{max}} \quad (60)$$

Da mesma forma será para encontrar na direção Y:

$$M_y = \frac{(B_y - b_y)^2 \cdot (2 \cdot B_x + b_x)}{24} \cdot \sigma_{\text{max}} \quad (61)$$

Igualmente para as sapatas cêntricas, os momentos solicitantes devem ser maiores do que um momento mínimo que é determinado pela NBR 6118:2014.

Para elaborar o cálculo da armadura principal, deverá ser determinados os índices k_c e k_s , de acordo com a tabela apresentada anteriormente. Além do mais, a armadura principal calculada deverá seguir todos os parâmetros propostos pela NBR 6118:2014 em relação à armadura mínima.

3 METODOLOGIA DA PESQUISA

3.1 Descrição da Edificação Estudada

A edificação pesquisada fica localizada em município da Região Nordeste. Possui 3 (três) pavimentos, cada um com quatro apartamentos, contendo varanda, sala de estar, cozinha, e dois quartos (sendo um social e outro uma suíte). O piso térreo possui servirá como uma grande garagem. O edifício não possui elevador, apenas escadas. Portanto, pode ser considerada uma edificação de pequeno porte.

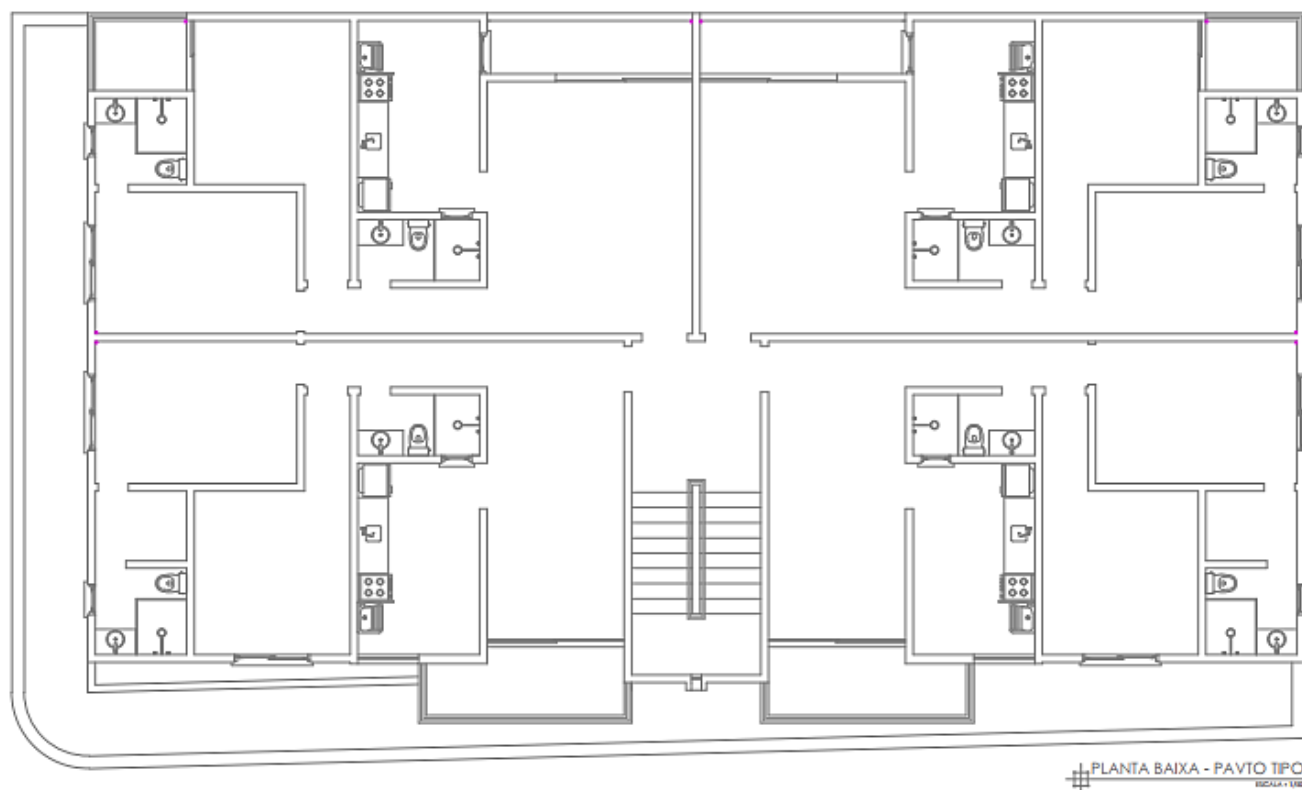
3.2 Procedimento para Simulação do Acréscimo de Cargas no Software CYPECAD

O novo dimensionamento foi realizado com o auxílio do *software* estrutural *CYPECAD*, sendo este um programa computacional muito utilizado pelos engenheiros para projetos estruturais e geotécnicos, possuindo uma rápida análise das estruturas e, acima de tudo, propondo muita segurança na sua análise estrutural, promovendo uma estrutura econômica e segura. Para o redimensionamento das fundações foi utilizado o Método das Bielas.

3.3 Apresentação das Plantas Baixas do Pavimento Tipo e das Fundações Utilizadas no Projeto Original da Edificação Pesquisada.

Foi possível ter acesso às plantas baixas originais do pavimento tipo e das fundações da edificação. Na Figura 33, é possível observar a planta baixa do pavimento tipo da edificação utilizada na pesquisa.

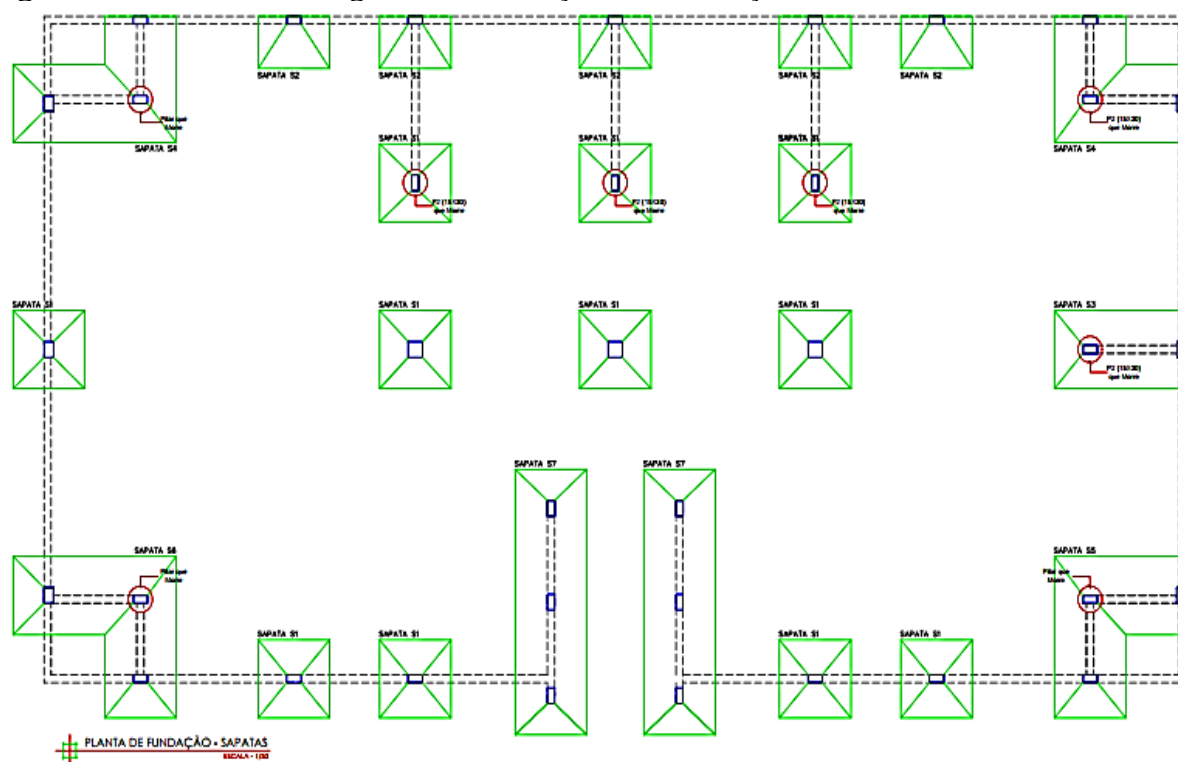
Figura 33 – Planta baixa do pavimento tipo.



Fonte: Projeto original da edificação (2018)

Na Figura 35 tem-se planta baixa com detalhes das fundações. Observa-se que as mesmas são constituídas de sapatas isoladas, sapatas de canto e sapatas corridas.

Figura 34 - Planta baixa original das fundações da edificação.



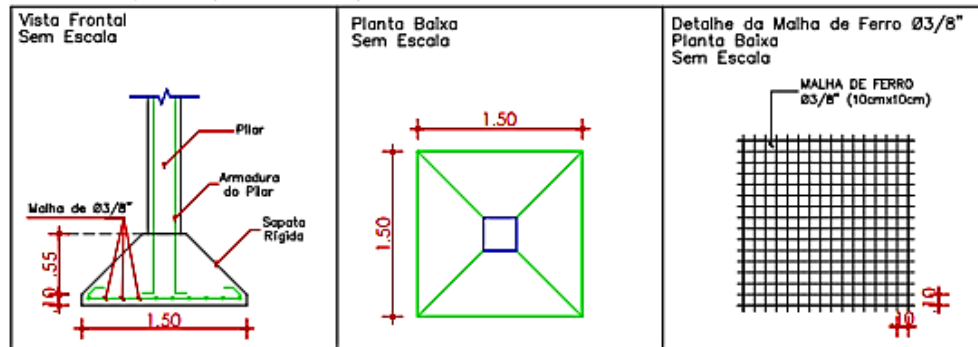
Fonte: Projeto original da edificação (2018)

A seguir serão apresentadas as plantas baixas das sapatas originais do projeto com detalhamento e dimensões.

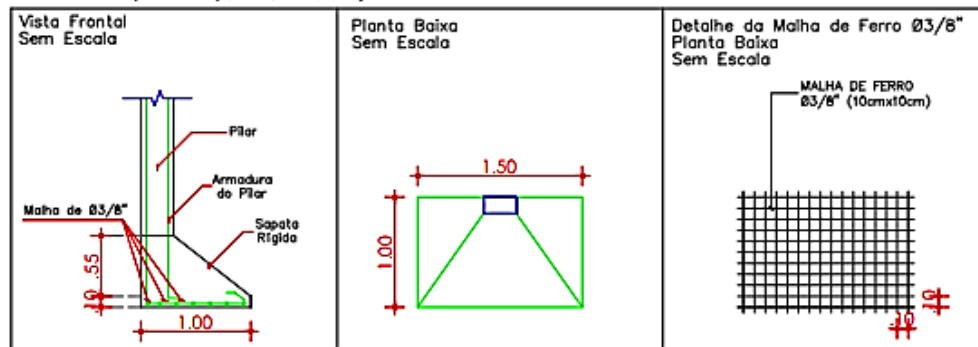
Na Figura 36 tem-se as sapatas S1 e S2. Observa-se que a sapata S2 é do tipo de canto e possui as menores dimensões (1,00 m x 1,50 m). A mesma foi projetada para receber cargas oriundas do pilar, o qual atua de forma excêntrica. Assim, para combater essa excentricidade, originalmente optou-se por usar uma viga de equilíbrio, sendo está ligada da sapata S2 à sapata S1. Esta viga de equilíbrio gera esforços de tração entre estas duas sapatas, de modo a diminuir o momento que estará atuando na sapata S2 devido à excentricidade.

Figura 35 – Detalhes das Fundações: Sapatas S1 a S2

Detalhe da Sapata S1 (1,50x1,50x0,65m)



Detalhe da Sapata S2 (1,50x1,00x0,65m)

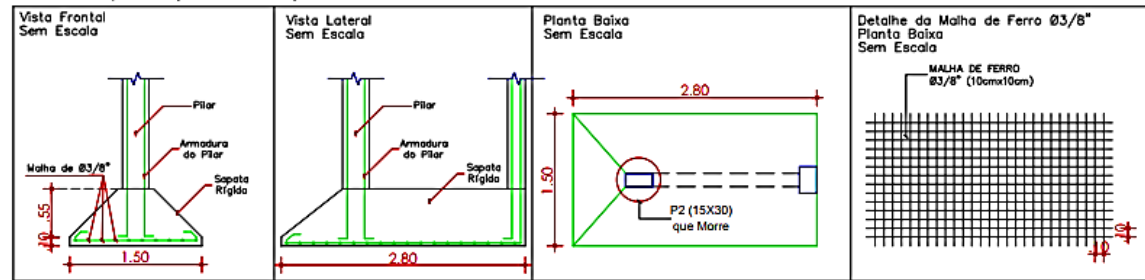


Fonte: Engenheiro Rosan (2019)

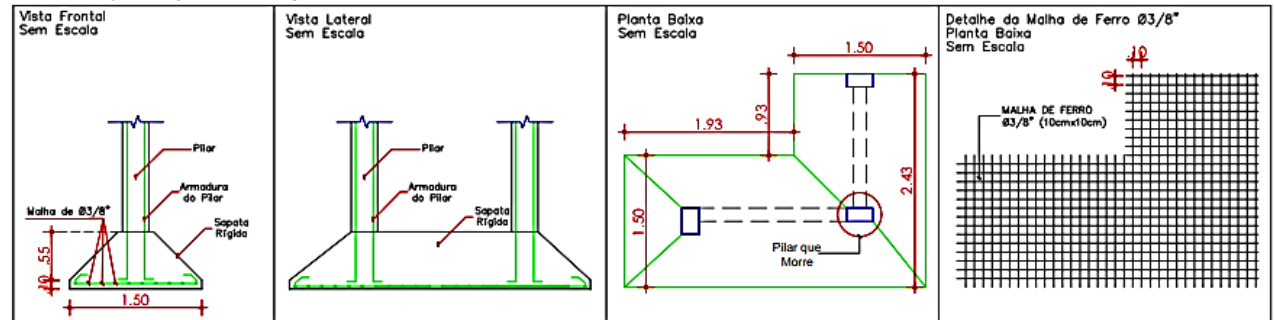
As Figuras 37 e 38 correspondem às dimensões e detalhes das sapatas S3, S4, S5 e S8 e estão mostradas a seguir. Importante destacar a sapata S6 (Figura 38) por ser corrida ser a de maior dimensão, possuindo 3,43 m de comprimento. As demais dimensões das fundações poderão ser observadas nas plantas.

Figura 36 - Plantas das Fundações: Sapatas S3 a S4

Detalhe da Sapata S3 (1,50x2,80x0,65m)



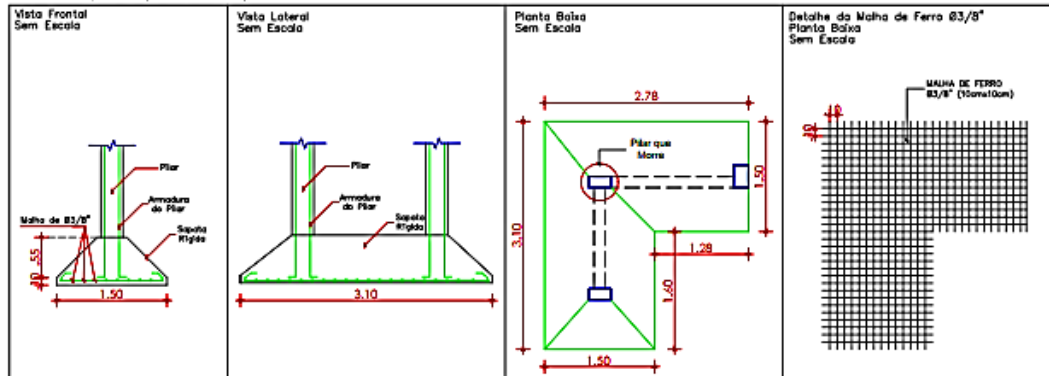
Detalhe da Sapata S4 (1,50x3,43x0,65m)



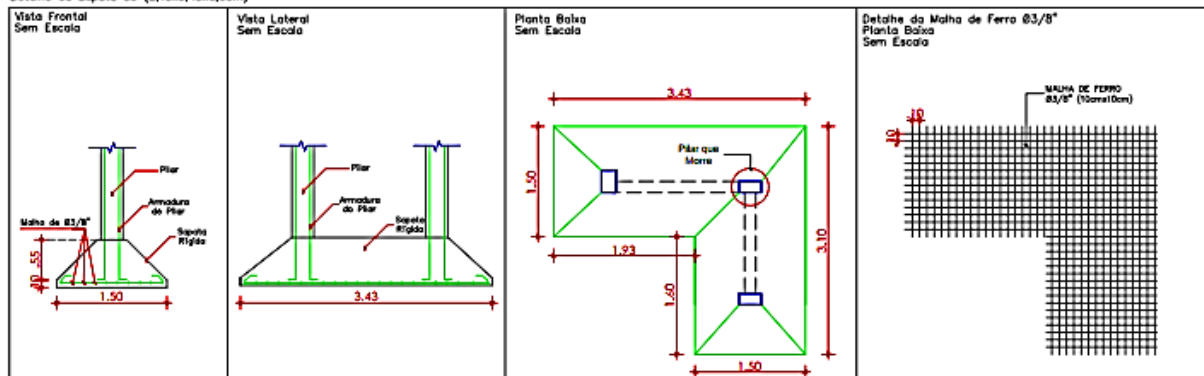
Fonte: Engenheiro Rosan (2019)

Figura 37 – Plantas das Fundações: Sapatas S5 a S6

Detalhe da Sapata S5 (2,78x3,10x0,65m)



Detalhe da Sapata S6 (2,10x3,43x0,65m)



Fonte: Engenheiro Rosan (2018)

3.4 Cargas Adotadas no Redimensionamento, Segundo a NBR 6120:2019

Para se elaborar o redimensionamento das estruturas, foi necessário inserir alguns pesos específicos no *software*. Foi possível elaborar tabelas adaptadas da NBR 6120:2019, inserindo os valores que a esta pertencem e que foram utilizados no edifício, a fim de se ter um cálculo estrutural mais preciso. Assim, todos os tipos de materiais inseridos na Tabela 2 e na Tabela 3.

Neste caso, para a Tabela 2 foi inserido o peso específico dos blocos cerâmicos com, feitos de alvenaria. Posteriormente, foi inserido o peso específico dos revestimentos, argamassas e do revestimento de concreto armado, principalmente na consideração da laje.

Tabela 2 – Pesos específicos utilizados no redimensionamento do projeto

MATERIAIS		PESO ESPECÍFICO (kN/m²)
Blocos artificiais	Tijolos furados	13
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

Fonte: Adaptado da NBR 6120:2019

Quanto às características da Tabela 3, foi inserido no projeto os locais característicos da edificação, sendo como característica principal o Edifício Residencial. Da mesma forma, foi feita uma adaptação das tabelas da NBR 6120:2019 e inserido no presente trabalho as cargas que foram consideradas.

Tabela 3 – Características dos locais para o projeto e suas respectivas cargas

LOCAIS	CARGA (kN/m ²)
Edifício residencial	2
Escadas sem acesso ao público	2,5
Garagem e estacionamento (térreo)	3
Terraço sem acesso ao público	2

Fonte: Adaptado da NBR 6120:2019

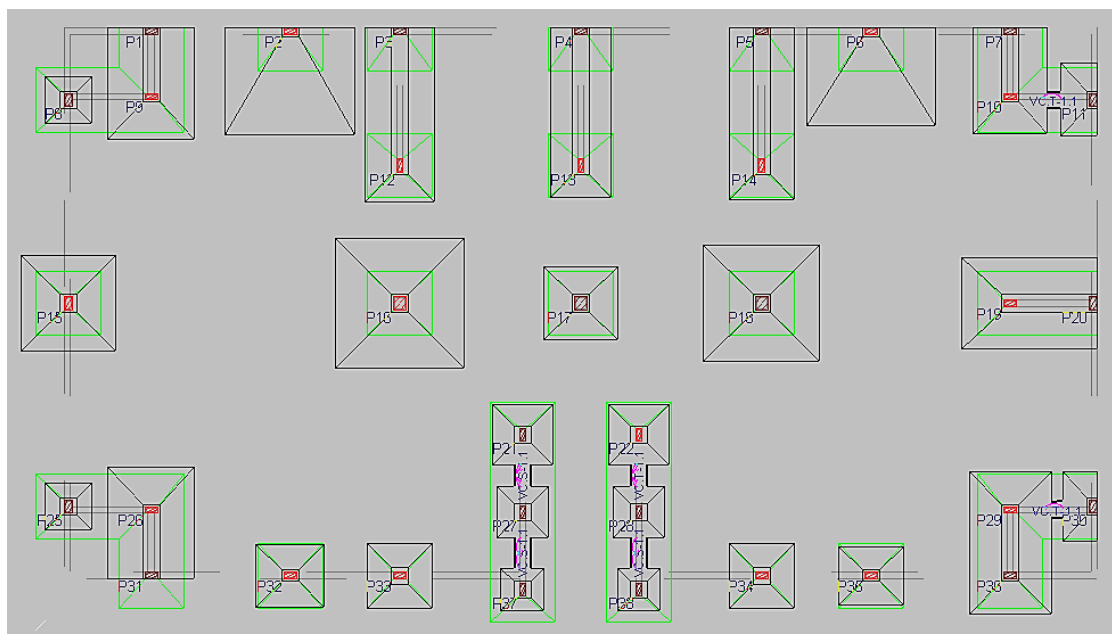
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 RESULTADOS OBTIDOS COM O REDIMENSIONAMENTO DAS FUNDAÇÕES DA EDIFICAÇÃO UTILIZANDO O SOFTWARE *CYPECAD*

De posse das informações do projeto original foi elaborado, com o auxílio do *CYPECAD*, um novo projeto de fundações. Foi preciso adotar algumas vigas de equilíbrio para aumentar a rigidez das sapatas quanto às excentricidades atuantes nas sapatas de canto, pois inserindo tais vigas de equilíbrio, será possível auxiliar a sapata a resistir aos esforços de flexão gerados pela excentricidade sem necessitar aumentar as dimensões de tais sapatas.

No software foi seguido o seguinte procedimento: locação dos pilares; inserções das vigas e lajes em cada pavimento; adicionou-se as cargas permanentes, cargas variáveis e as sobrecargas, incluindo o peso do barrilete e da caixa d'água e, por fim, foi realizado o dimensionamento próprio do *software*, o qual é colocado sob a função *calcular*, função esta que dimensiona e identifica se as lajes, pilares, vigas ou as fundações estarão aptas para resistir, sempre levando em consideração o meio mais seguro e econômico.

Como este trabalho trata do redimensionamento das sapatas, serão apresentadas somente as plantas baixas do redimensionamento das mesmas. Na Figura 39 estão apresentadas as fundações redimensionadas da edificação.

Figura 39 – Planta baixa do redimensionamento das sapatas.

Fonte: Autoria própria

Na Tabela 1 são apresentados os resultados das dimensões das sapatas no projeto original e após o redimensionamento. Essas dimensões são representadas em planta, com referência à Figura 39.

Tabela 1 – Resultados das dimensões das sapatas, antes e após o redimensionamento

Sapatas	Dimensões do Projeto Original (m)	Dimensões do Projeto Redimensionado (m)
Sapatas 1, 8 e 9	3,43m x 2,43m	2,60m x 2,00m
Sapata 2)	1,50m x 1,00m	3,00m x 2,48m
Sapatas 3 e 12	1,50m x 1,00m	4,00m x 1,60m
Sapatas 4 e 13	1,50m x 1,00 m	4,00m x 1,40 m
Sapatas 5 e 14	1,50 m x 1,00 m	4,00 m x 1,50 m
Sapata 6	1,50 m x 1,00 m	3,00 m x 2,30 m
Sapatas 7 e 10	3,43 m x 2,43 m	2,45 m x 1,70 m
Sapata 8	1,50 m x 1,50 m	1,10 m x 1,10 m
Sapata 11	3,43 m x 2,43 m	0,85 m x 1,70 m
Sapata 15	1,50 m x 1,50 m	2,20 m x 2,20 m
Sapata 16	1,50 m x 1,50 m	3,00 m x 3,00 m
Sapata 17	1,50 m x 1,50 m	1,70 m x 1,70 m
Sapata 18	1,50 m x 1,50 m	2,70 m x 2,70 m
Sapatas 19 e 20	2,80 m x 1,50 m	3,15 m x 2,10 m

Sapatas 21, 27 e 37	SAPATA CORRIDA: 1,50 m x 5,10 m	SAPATA 21: 1,40 m x 1,40 m SAPATA 27: 1,20 m x 1,20 m SAPATA 37: 1,00 m x 1,00 m
Sapatas 22, 28 e 38	1,50 m x 5,10 m	SAPATA 22: 1,40 m x 1,40 m SAPATA 27: 1,20 m x 1,20 m SAPATA 37: 1,00 m x 1,00 m
Sapata 23	Coincide com o barrilete	Coincide com o barrilete
Sapata 24	Coincide com o barrilete	Coincide com o barrilete
Sapata 25	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 25, 26 E 31 3,43 m x 3,10 m	1,10 m x 1,10 m
Sapatas 26 e 31	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 25, 26 E 31 3,43 m x 3,10 m	2,60 m x 2,00 m
Sapatas 29 e 36	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 29, 30 E 36 2,78 m x 3,10 m	3,30 m x 1,90 m
Sapata 30	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 29, 30 E 36 2,78 m x 3,10 m	0,80 m x 1,60 m
Sapata 32	1,50 m x 1,50 m	1,60 m x 1,45 m
Sapata 33	1,50 m x 1,50 m	1,50 m x 1,50 m
Sapata 34	1,50 m x 1,50 m	1,50 m x 1,50 m
Sapata 35	1,50 m x 1,50 m	1,50 m x 1,50 m
Sapata 36	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 29, 30 E 36 2,78 m x 3,10 m	SAPATA CORRIDA: SAPATAS 29 E 36 3,30 m x 1,90 m
Sapata 37	SAPATA CORRIDA: 1,50 m x 5,10 m	1,00 m x 1,00 m
Sapata 38	SAPATA CORRIDA: 1,50 m x 5,10 m	1,00 m x 1,00 m

Fonte: Autoria própria

De acordo com os resultados obtidos após o redimensionamento, como está representado por meio da tabela, é possível notar algumas diferenças entre as sapatas projetadas originalmente com as redimensionadas. Com isso, analisando a tabela anterior, serão feitas algumas discussões.

- **Sapata 1 e sapata 9:** originalmente foi usado uma sapata corrida, no entanto, após o redimensionamento, foi possível transformar essa sapata em duas sapatas com dimensões

menores, sendo uma sapata de canto e outra isolada, acompanhada de uma viga de equilíbrio de 0,40 m x 0,40 m, para fornecer resistência ao momento devido à excentricidade e, assim, não precisar aumentar as dimensões das sapatas, deixando-as mais econômicas em termos de concreto e armaduras;

- **Sapata 2:** após o redimensionamento, essa sapata precisou ficar com as dimensões maiores do que a dimensionada originalmente. As dimensões em X e Y foram aumentadas em torno de 1,50 m de cada lado, após o novo dimensionamento. Essa diferença ocorreu devido à sapata estar próxima a uma sapata de canto, a qual distribuiu os esforços mais acentuadamente para a sapata 2;
- **Sapatas 3, 4, 5 e 12:** neste caso, após o novo dimensionamento, optou-se por uma sapata corrida acompanhada de uma viga de equilíbrio, pelo fato de os pilares estarem muito próximos um do outro. A viga de equilíbrio auxilia no combate ao momento fletor e, posteriormente, deixa a sapata com uma menor dimensão, já que tal viga atuará como um esforço de tração, forçando o pilar a não fletir sobre o pescoço da sapata;
- **Sapata 6:** neste caso, com o novo dimensionamento, foi necessário dobrar as dimensões da sapata quando comparadas ao dimensionamento original. Devido a sapata ser de canto e não possuir nenhuma viga de equilíbrio nem se apoiar em outra sapata, como aconteceu em algumas sapatas, a mesma precisa por si só resistir à carga do pilar e à excentricidade gerada ali. Assim, foi necessário aumentar suas dimensões, sendo que foi feito o possível para que essas dimensões fossem as menores possíveis e que resistissem à carga do pilar;
- **Sapatas 7 e 10:** nestas sapatas, as dimensões foram bem próximas, não tendo, portanto, divergências quanto às cargas que atuam sobre elas;
- **Sapata 8:** neste caso, com o novo dimensionamento, foi possível diminuir 40 cm de cada lado da sapata, deixando-a mais econômica;
- **Sapata 11:** no novo dimensionamento, optou-se por colocar uma sapata de canto ligada à sapata corrida (sapatas 7 e 10) por meio de uma viga de equilíbrio, deixando-a mais resistente e, ao mesmo tempo, econômica, já que não há tanta carga sobre a sapata 11, pois os pilares entre as sapatas 7 e 10 estão muito próximos da sapata 11;
- **Sapata 15:** no novo dimensionamento, optou-se por aumentar 70 cm de cada lado comparado com a sapata original, antes do dimensionamento. Devido ser uma sapata isolada, centralizada e não havendo excentricidade, foi necessário aumentar para 2,20 m x 2,20 m, pois, caso contrário, o *software* não permitiria gerar as plantas, já que a mesma não estaria resistindo adequadamente aos esforços oriundos dos pilares;

- **Sapata 16:** neste caso, houve um aumento do dobro das dimensões originais da sapata;
- **Sapata 17:** neste caso, os valores obtidos no novo dimensionamento ficaram bem próximos das dimensões da sapata original. Portanto, não há mudanças significativas;
- **Sapata 18:** no novo dimensionamento, as dimensões foram majoradas em 1,20 m em relação à dimensão original da sapata;
- **Sapatas 19 e 20:** neste caso, houve uma mudança em torno de 60 cm nas dimensões;
- **Sapatas 21, 27 e 37:** no projeto original, foi optado por uma sapata corrida acompanhada de viga de equilíbrio. No entanto, para o novo dimensionamento, o *software* reconheceu que seria mais interessante usar pequenas sapatas isoladas em torno de 1,00 m a 1,40 m de dimensões, acompanhadas de viga de equilíbrio;
- **Sapatas 22, 28 e 38:** este caso é o mesmo para as sapatas 21, 27 e 37, explicadas anteriormente;
- **Sapata 25:** neste caso, com o novo dimensionamento, optou-se por promover uma pequena sapata isolada e centralizada ligada à sapata corrida (26 e 31) por meio de uma viga de equilíbrio, promovendo, assim, maior segurança e economia de uma boa quantidade de concreto, já que no projeto original foi feita uma sapata corrida ligando todas essas sapatas;
- **Sapatas 26 e 31:** neste caso, optou-se por utilizar uma sapata corrida devido os pilares estarem bem próximos um do outro, facilitando, portanto, a execução da sapata;
- **Sapatas 29 e 36:** este caso é o mesmo das sapatas (26 e 31), explicado anteriormente;
- **Sapata 30:** no projeto original, foi optado por uma sapata corrida acompanhada de viga de equilíbrio. No entanto, para o novo dimensionamento, o *software* reconheceu que seria mais interessante usar pequenas sapatas isoladas em torno de 0,80 m a 1,60 m de dimensões, acompanhadas de viga de equilíbrio;
- **Sapata 37:** no novo dimensionamento, essa sapata ficou com 1,00 m x 1,00 m, acompanhada por viga de equilíbrio, aumentando a rigidez da estrutura quanto à atuação do momento oriundo do pilar;
- **Sapata 38:** no novo dimensionamento, essa sapata ficou com 1,00 m x 1,00 m, acompanhada por viga de equilíbrio, aumentando a rigidez da estrutura quanto à atuação do momento oriundo do pilar.

Para as sapatas 32, 33, 34 e 35 as dimensões, após o redimensionamento permaneceram inalteradas.

Assim, quanto ao novo dimensionamento, observou-se que houve aumento das dimensões das sapatas quando comparado com o projeto original, algumas mudanças relacionadas à sapata corrida, já que em alguns casos foi adotada essa medida, a fim de amenizar o tempo de execução da mesma e devido à segurança e economia envolvida.

Após o redimensionamento da estrutura do edifício em questão, foi observado que as sapatas iniciais seguiram um padrão quando observadas na horizontal, da esquerda para a direita, na planta baixa das sapatas, ou seja, uma sapata com determinada medida foi usada em pilares que, aparentemente, não haveria tanta diferença em relação à carga ali atuante.

No entanto, ao ser elaborado o novo dimensionamento, foi observado que em determinadas posições e áreas do edifício, haveria lajes mais armadas, vigas com altura maior quando comparadas com as demais e, por fim, pilares mais robustos do que outros.

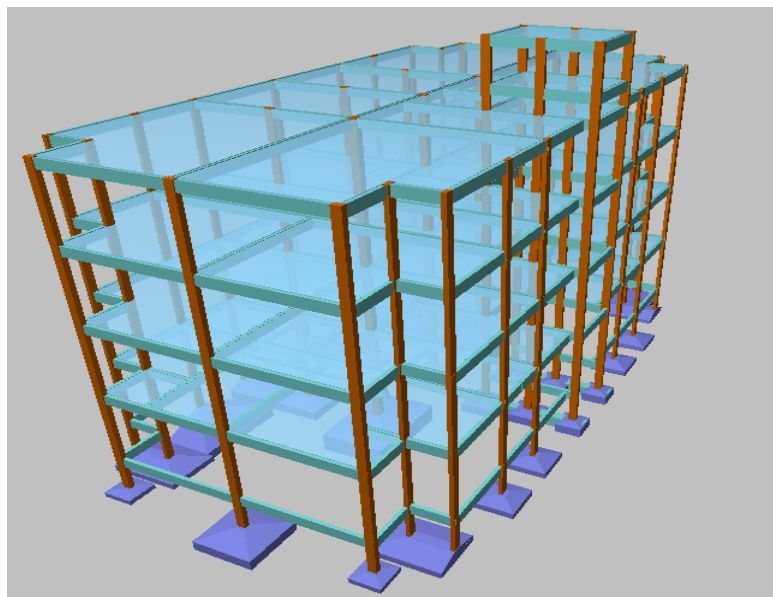
Analizando a estrutura de forma detalhada com o auxílio do *CYPECAD*, foi possível observar os pontos que precisavam de uma sapata com dimensões maiores que outras, fato este que ao ser observado só no desenho seria difícil de ser detectado. Por exemplo, no projeto original foi considerada as mesmas dimensões para as sapatas dos pilares P15 a P18, sendo as mesmas de 1,50 m x 1,50 m, no entanto, no novo projeto elaborado, foi obtido valores que chegavam a ser o dobro das dimensões das sapatas inicialmente projetadas.

Com isso, é possível observar que no projeto original pode ter ocorrido alguns equívocos no projeto das fundações, tendo em vista que muitas fundações foram construídas com as dimensões muito inferiores, não suprimindo a quantidade de carga atuantes sobre as sapatas. Dessa forma, na Tabela 1 observam-se valores diferentes obtidos no dimensionamento, com resultados bem diferentes na maioria delas, principalmente nas sapatas isoladas no centro da edificação.

Quanto às sapatas corridas empregadas originalmente, devido aos pilares abaixo da caixa d'água, barrilete e para suprirem as escadas, após o dimensionamento feito, foi possível alocar sapatas isoladas de pequenas dimensões com vigas de equilíbrio, resultando em um conjunto de sapatas mais econômicas e mais seguras das que foram empregadas anteriormente.

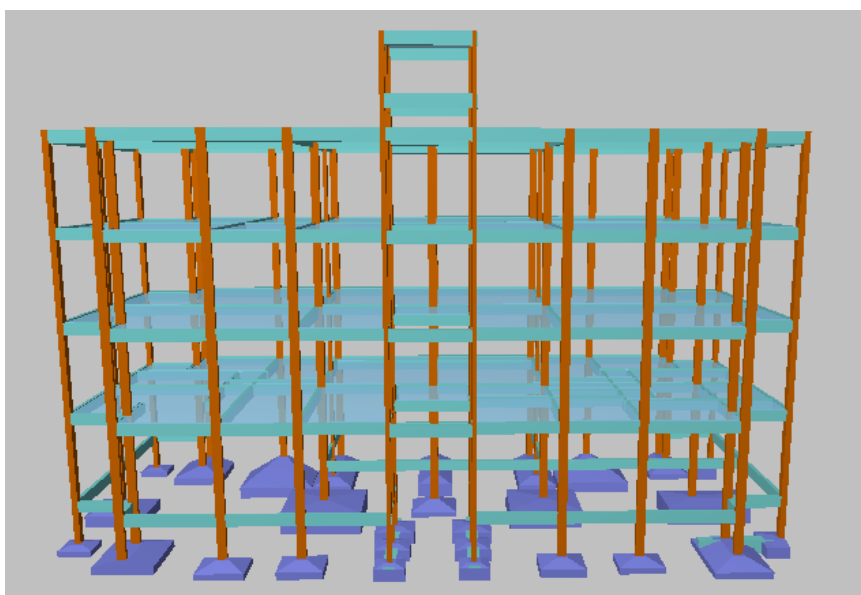
Nas Figuras 40 e 41 tem-se plantas em 3D do projeto redimensionado.

Figura 40 - Vista em 3D do novo projeto estrutural de edifício com três pavimentos, com o auxílio do *CYPECAD*



Fonte: Autoria própria

Figura 41 - Vista frontal, em 3D, do projeto estrutural



Fonte: Autoria própria

Por fim, pode-se atribuir essa diferença de valores há alguns fatores que foram considerados no novo dimensionamento estrutural como: controle tecnológico do concreto; inserção de todas as sobrecargas adicionais necessárias, de acordo com a NBR 6118:2014, da caixa d'água, de alvenaria, incluindo a de revestimento, tanto nas paredes quanto nas lajes. Dessa forma, foi muito importante especificar tais cargas, pois veio a fazer diferença bem considerável no momento do dimensionamento estrutural do edifício.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este trabalho teve como objetivo realizar um estudo comparativo entre o projeto original das fundações de uma edificação de pequeno porte com três pavimentos e um projeto proposto para as fundações da mesma edificação redimensionado considerando fatores que afetem diretamente nas dimensões. Após a realização do trabalho e diante das limitações que surgiram ao longo da pesquisa, foi possível concluir que:

- Foram observadas diferenças significativas em dimensões de algumas sapatas, quando comparou-se o projeto original com o projeto redimensionado.
- No presente trabalho, foi possível entender como funciona a interação solo-estrutura, desde a proliferação das cargas da superestrutura até as fundações.
- A software *CYPECAD*, utilizado para a elaboração no novo dimensionamento, promoveu dimensionamento seguro e econômico, sempre buscando obter resultados mais simples e que suprisse as cargas ali impostas.

Assim, com esta forma de dimensionamento estrutural, poderá ser obtido sapatas resistentes o bastante para todas as cargas que ali atuarem e, principalmente, fornecendo economia ao construtor e ao cliente.

Sugestões para futuros trabalhos:

- Realizar analiticamente e numericamente a medição do recalque dessa estrutura para verificar se o acréscimo de carga interfere na interação solo-estrutura. Mudar os tipos de fundações para verificar se a geometria da fundação interfere no recalque e na distribuição de cargas.

REFERÊNCIAS

- ARCENO, Matheus Furtado. **Dimensionamento estrutural de sapatas e blocos de coroamento**. 2018. 200 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:2019. **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto: procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Sapatas de fundação**. Bauru, 2016. Notas de Aula do Curso de Estruturas de Concreto III da Faculdade de Engenharia da UNESP.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122: 2019. **Projeto e execução de fundações**, ABNT, 108p.
- ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. 138 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2011.
- BJERRUM, L. **Interaction between structure and soil**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 2., 1963, Wiesbaden. Proceedings. Wiesbaden, v. 2, p. 135-137.
- CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações: mecânicas das rochas, fundações, obras de terra**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1996.
- CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: volume 2**. São Paulo: Pini, 2009.
- CHAMECKI, S. **Calcul des tassements progressifs des fondations en tenant compte de l'interaction des structures et du sol**. In: Annales de l'ITBTP. n° 261, 1969.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Geotécnicas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011.
- COLARES, G. M. **Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.
- COSTA NUNES, A. J. **Curso de mecânica dos solos e fundações**. Editora Globo, 1956.
- CRESPO, Victor Augusto de Souza. **Estudo da sensibilidade de edificações em relação ao solo**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, Campos dos Goytacazes, 2004.
- FONTE, A. O. C.; JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, J. D. S. **Interação solo-estrutura em edifícios altos**. In: X CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA – COBRAMSEF. Foz do Iguaçu, 1994. Anais... Foz do Iguaçu, 1994.

GUSMÃO FILHO, Jaime A. **FUNDAÇÕES: Do conhecimento geológico à prática da engenharia**. Pernambuco: Editora universitária UFPE, 2002.

GUSMÃO, Alexandre D.; GUSMÃO FILHO, Jaime A. **Avaliação da influência da interação solo-estrutura em edificações**. X COBRAMSEF, Foz do Iguaçu, 1994.

HOLANDA, JR, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. Dissertação de mestrado da EESC da USP. São Carlos – SP, 1998.

IWAMOTO, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda**. 2000. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

LOPES, F. R; GUSMÃO, A. D. **On the influence of soil-structure interaction in the distribution of foundation loads and settlements**. In: EUROPEAN CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 10, Firenze, 1991. Proceedings. Rotterdam, A. A. Balkema, 1991, v. 2, p.505-509

MENDES, Eduardo José. **Análise de edifícios considerando a interação solo-estrutura**. 2016. 169 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

MEYERHOF, G. G. **Some recent foundation research and its application to design**. Londres, 1953.

MEYERHOF, G. G. **Compaction of sands and bearing capacity of piles**. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol 85, 1953. p. 01-29.

MORAES, M. C. **Estruturas de fundações**. São Paulo: McGraw-Hill, 1976.

PIANCASTELLI, Élvio Mosci. **Alertas sobre tensões de contato de fundações superficiais e programa de cálculo de tensões de contato**. [s.l.], [s.d.]. Notas de Aula da Escola de Engenharia da UFMG.

SILVA, Juliano Nunes Barbosa da. **Interação Solo-Estrutura em Edifícios sobre Fundações Superficiais**. 2019. 89 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Alagoas, Delmiro Gouveia, 2019

SKEMPTON, A. W.; MacDONALD, D. H. **The allowable settlement of buildings**. Proc. Inst. Civ. Eng., London, v. 5, n.3, p.727-784, 1956.

SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas**. *Acta Scientiarum. Technology*, Maringá, v.30, n.2, p. 161-171, abr. 2008.

SPERNAU, Wilson. **Estruturas de fundações**. Florianópolis, s.d. **Notas de Aula do Curso de Estruturas de Fundações da Universidade Federal de Santa Catarina**.

VALE, J. L. **Apostila de fundações - Parte I**. Minas Gerais – MG, 2020.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais**. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012.