

FACULDADE DOCTUM DE CARATINGA

**CARLA ROSA DE MENESES
LÍVIA TEIXEIRA BAIA**

**INFLUÊNCIA DAS CARGAS PERMANENTES PARA O DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SAPATAS**

CARATINGA

2017

CARLA ROSA DE MENESES
LÍVIA TEIXEIRA BAIA
FACULDADE DOCTUM DE CARATINGA

**INFLUÊNCIA DAS CARGAS PERMANENTES PARA O DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÃO SUPERFICIAL EM SAPATAS**

Trabalho de conclusão de curso
apresentado ao Curso de Engenharia Civil
das Faculdades Integradas de Caratinga,
como requisito parcial à obtenção do título
de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas.

Orientador: Profº Esp. João Moreira de
Oliveira Júnior.

CARATINGA

2017

TERMO DE APROVAÇÃO

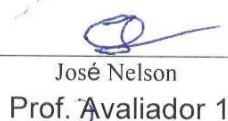
O Trabalho de Conclusão de Curso intitulado: Influência das cargas permanentes para o dimensionamento de fundação superficial em sapatas, elaborado pelo(s) aluno(s) Carla Rosa de Meneses e Livia Teixeira Baia foi aprovado por todos os membros da Banca Examinadora e aceito pelo curso de ENGENHARIA CIVIL das FACULDADES DOCTUM CARATINGA, como requisito parcial da obtenção do título de

BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.

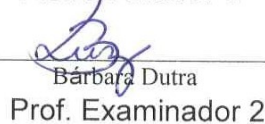
Caratinga 11 de Dezembro de 2017



João Moreira
Prof. Orientador



José Nelson
Prof. Avaliador 1



Bárbara Dutra
Prof. Examinador 2

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao nosso bondoso Deus por todas as bênçãos concedidas, por iluminar os meus passos e ser o norte da minha existência; Quero agradecer também aos meus pais, por toda motivação nesta minha caminhada; Ao meu amado filho Victor Anthony, pela compreensão nos dias de ausência; A todos os meus amigos que adquiri ao longo da graduação; E ao professor João Moreira pela orientação e compreensão durante todo o desenvolvimento do trabalho, do qual eu me orgulho muito da sua competência profissional e do seu caráter pessoal.

Carla Rosa de Meneses

Inicialmente agradeço a Deus, por ter me dado força e sabedoria, sem o qual não teria conseguido. Agradeço ainda a Deus por ter colocado em minha vida pessoas maravilhosas, que através de gestos de carinho e apoio, contribuíram muito com o desenvolvimento do trabalho. Agradeço também a minha família, em especial a minha mãe, Silvânia, pelo apoio e dedicação em todos esses anos. Aos meus amigos que estiveram do meu lado; Ao meu namorado Rodrigo, pela compreensão e sabedoria neste momento; E ao nosso orientador João Moreira pela dedicação e colaboração no desenvolvimento deste trabalho.

Lívia Teixeira Baia

O temor do Senhor é o princípio do conhecimento.

Provérbios 1.

RESUMO

Com o avanço da tecnologia no campo da engenharia civil, observa-se que as metodologias construtivas têm uma constante modernização nos últimos anos. Com isso, a curiosidade de analisar se essas metodologias influenciam na concepção do edifício, embora muitas vezes a escolha do sistema estrutural seja influenciada por imposições arquitetônicas, rotinas construtivas ou infraestrutura da região, cabe ao engenheiro de estruturas buscar, dentro das condições impostas, a alternativa que garanta maior economia. Portanto o presente trabalho apresenta um comparativo demonstrando o quão significativo é a mudança de cargas permanentes para a diminuição do volume de concreto numa fundação de sapata. O estudo foi realizado analisando um edifício de quatro pavimentos situado na cidade de Caratinga-MG, variando dois tipo de lajes e duas vedações verticais. Todos os dimensionamentos dos elementos estruturais foram realizados de acordo com as NBR 6118:2014, NBR 6120/1980 e NBR 6122:1996, desta forma foram calculado todos os resultados para análise final através do auxílio do software *Ftool* e processos manuais. Os resultados encontrados nas quatro simulações foram comparados, avaliados quanto o seu alivio nas fundações e volume de concreto por m³ utilizados nas sapatas e demonstrados através de cálculos e tabela. Após o estudo pôde-se concluir que houve uma redução de 41% no carregamento em relação à combinação mais desfavorável, que representa uma carga de 493,09 toneladas, porém quanto ao volume utilizado nas sapatas não houve resultado significativo em relação ao custo total da obra.

Palavras-chave: Projeto Estrutural. Alvenaria convencional. Sistema *Drywall*. Laje maciça. Laje pré-fabricada.

ABSTRACT

With the advanced technology on the civil engineering field, it is observed that the construction methodologies have been in constant modernization in last few years, with that the curiosity of analyzing this methodologies influence on the conception of the building, even know that some times the choice of the structural system is influenced by architectural oppositions, constructive routines or infrastructure of the region, that is for the structure engineer to get, on in the imposed conditions, the alternative that guarantees greater savings, so the present work represents one comparative showing how significant is the change of the permanent loads for the decreasing volume of concrete in a shoe foundation, the study was carried out analyzing a 4 pavilion building situated in Caratinga City of MG. Varying two types of slabs and two vertical insulation. All dimensions of the structure elements were performed according to the NBR 6118: 2014, NBR 6120: 1980 and NBR 61221: 1996 that way it was calculated all the results for the final analysis through the help of a *Ftool* software and manual process, the results on 4 simulation was found and compare, evaluated for your relief on foundation and the volume of concrete for m² use on shoe foundation and demonstrate through calculations and tables. After the whole study the conclusion is that it was a reduction of 41% on the loading, comparing with the over load combination, that represents a load of 493,09 tons, but on the other hand, the volume use on the shoe foundation had no significant results on the meter of total cost of the work.

Keywords: Structural Design. Conventional Masonry. *Drywall* System. Solid slab. Prefabricated slab.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema estrutural	22
Figura 2.2 Elementos moldados no local.....	23
Figura 2.3 Planta de fôrma	23
Figura 2.4 Pórtico simples	24
Figura 2.5 Bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal	26
Figura 2.6 Dimensões de blocos cerâmicos para vedação	27
Figura 2.7 Características técnicas das paredes de vedação	28
Figura 2.8 Utilização de gesso acartonado.....	29
Figura 2.9 Chapas de gesso acartonado.....	30
Figura 2.10 Componentes da vedação vertical em <i>drywall</i>	31
Figura 2.11 Esquema de um sistema estrutural com lajes maciças	34
Figura 2.12 Sistema de direcionamento das lajes maciças	35
Figura 2.13 Representação das lajes de vigotas treliçadas.....	37
Figura 2.14 Laje treliçada com enchimento em blocos cerâmicos e isopor.....	38
Figura 2.15 Peso específico dos materiais de construção	40
Figura 2.16 Valores de cargas acidentais	41
Figura 2.17 Dimensões típicas de sapatas.....	44
Figura 2.18 Sapatas isoladas	44
Figura 2.19 Esquema do equipamento do ensaio SPT	48
Figura 2.20 Perfil típico de uma sondagem de simples reconhecimento.....	49
Figura 2.21 Fatores de capacidade de carga	53
Figura 2.22 Fatores de forma utilizados na fórmula de Terzaghi.....	54
Figura 2.23 Propagação de tensões mediante a inclinação	55
Figura 2.24 Pressões básicas do solo.....	56

Figura 2.25 Sistema de tirantes.....	57
Figura 2.26 Dimensões em planta de uma sapata	59
Figura 3.1 Planta baixa.....	62
Figura 3.2 Planta de fôrma	63
Figura 3.3 Localização do estudo.....	64
Figura 3.4 Majoração das lajes pré-fabricadas.....	69
Figura 3.5 Carregamento: laje pré-fabricada e parede convencional	68
Figura 3.6 Carregamento: laje pré-fabricada e parede em <i>drywall</i>	73
Figura 3.7 Planta de fôrma com ângulos dos vértices e casos.....	76
Figura 3.8 Carregamento: laje maciça e parede em <i>drywall</i>	81
Figura 3.9 Planta de fôrma com ângulos dos vértices e casos.....	84
Figura 3.10 Carregamento: laje maciça e parede convencional.....	89
Figura 3.11 Sondagem do local em estudo	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Resumo da edificação.....	64
Tabela 3.2 Forças normais e momentos: laje pré-fabricada e parede convencional	90
Tabela 3.3 Forças normais e momentos: laje pré-fabricada e parede em drywal.....	91
Tabela 3.4 Forças normais e momentos: laje maciça e parede em drywal.....	91
Tabela 3.5 Forças normais e momentos: laje maciça e parede convencional	92
Tabela 3.7 Dimensionamento da fundação: laje maciça e parede convencional....	104
Tabela 3.8 Fundação: laje maciça e parede em <i>drywall</i>	105
Tabela 3.9 Fundação: laje pré-fabricada e parede convencional.....	106
Tabela 3.10 Fundação: laje pré-fabricada e parede em <i>drywall</i>	107
Tabela 4.1 Cargas nas fundações	108
Tabela 4.2 Área e volume das sapatas.....	110
Tabela 4.3 Orçamento de concreto utilizado.....	110

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
a	Maior dimensão da sapata
a_p	Maior dimensão do pilar
c	Coesão do solo
b	Menor dimensão da sapata
b_p	Menor dimensão do pilar
cm	Centímetro
cm ²	Centímetro quadrado
D	Profundidade da cota de apoio da sapata
f_{ck}	Resistência à compressão característica do concreto
h	Altura
“in loco”	No local
Kg	Kilo grama
Kgf	Quilograma-força
kN	Quilo-Newton
kN/m ²	Quilo-Newton por metro quadrado
m	Metro
mm	Milímetro
MPa	MegaPascal
M	Momento fletor

NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NSPT	Número de golpes do SPT (N)
N_c, N_y, N_q	Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo
N_K	Força normal nominal do pilar;
N	Força normal
q_{med}	Sobrecarga (tensão geostática na cota de apoio da fundação)
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
S_c, S_y, S_q	Fatores de forma
S	Área da sapata
(tf/m ²)	Tonelada força metro quadrado
W	Inércia
Ø	Diâmetro
ϕ	Ângulo de atrito interno
σ_r	Capacidade carga na ruptura
γ_{sob}	Peso específico do solo
σ	Tensão total no maciço de solo
α	Coeficiente que leva em conta o peso próprio da sapata
<i>Ftool</i>	Programa de análise de pórticos bidimensionais (<i>Frame TOOL</i>)

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Contextualização.....	15
1.2	Objetivos	18
1.2.1	Objetivo geral.....	18
1.2.2	Objetivos específicos.....	18
1.3	Estruturação da dissertação	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1	Conceito de projeto	20
2.2	Sistemas estruturais e elementos estruturais	21
2.2.1	Pórticos.....	24
2.2.2	Ftool.....	25
2.3	Vedações Verticais	25
2.3.1	Alvenaria em blocos cerâmicos vazados	26
2.3.2	Gesso acartonado	29
2.3.3	Placas Cimentícias	32
2.4	Lajes	33
2.4.1	Lajes maciças.....	33
2.4.2	Lajes pré-fabricadas de vigotas treliçadas.....	36
2.5	Ações	38
2.5.1	Ações permanentes.....	38
2.5.2	Ações variáveis.....	39
2.5.3	Ações excepcionais	40
2.6	ABNT NBR6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações	

2.7	Fundação	43
2.7.1	Fundações Superficiais	43
2.7.1.1	Sapatas Isoladas.....	43
2.7.2	Características geotécnicas do solo	46
2.7.2.1	SPT (<i>Standard Penetration Test</i>).....	47
2.7.3	Tensão admissível.....	49
2.7.3.1	Método teórico	50
2.7.3.2	Método semi-empírico.....	54
2.7.3.3	Método empírico	56
2.7.3.4	Prova de carga sobre placas.....	57
2.7.4	Dimensionamento de sapatas isoladas	58
3	MÉTODOLOGIA	62
3.1	Considerações Iniciais	62
3.2	Interpretação do Projeto Arquitetônico.....	64
3.3	Carregamento da estrutura	65
3.3.1	Carregamento estrutural: laje pré-fabricada e parede convencional.	65
3.3.1.1	Cálculos para o projeto	65
3.3.2	Carregamento estrutural: laje pré-fabricada e parede em <i>drywall</i>	69
3.3.2.1	Cálculos para o projeto	70
3.3.3	Carregamento estrutural: laje maciça e parede em <i>drywall</i>	74
3.3.3.1	Cálculos para o projeto	74
3.3.4	Carregamento estrutural: laje maciça e parede convencional.	82
3.3.4.1	Cálculos para o projeto	82
3.4	Lançamento da estrutura	90
3.4.1	Estrutura em laje pré-fabricada e parede convencional.....	90
3.4.2	Estrutura em laje pré-fabricada e parede em <i>drywall</i>	91

3.4.3	Estrutura em laje maciça e parede de <i>drywall</i>	91
3.4.4	Estrutura em laje maciça e parede convencional.	92
3.5	Dimensionamento das fundações em sapatas	93
3.5.1	Combinação laje maciça com parede convencional	95
3.5.1.1	Tensão admissível do solo.....	95
3.5.1.2	Verificação de tensões.....	99
3.5.1.3	Cálculo das alturas das sapatas	101
3.5.1.4	Cálculo do volume.....	103
3.5.2	Combinação laje maciça com parede em <i>drywall</i>	105
3.5.3	Combinação laje pré-fabricada com parede convencional	105
3.5.4	Combinação laje pré-fabricada com parede em <i>drywall</i>	106
4	RESULTADOS E ANÁLISES	108
4.1	Análise comparativa de cargas na fundação	108
4.2	Análise comparativa da geometria das sapatas.....	109
4.3	Análise comparativa do custo em relação ao concreto.....	110
5	CONCLUSÃO	112
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

Edifícios são construções destinadas a atender as finalidades humanas, são projetados de forma que suas distribuições arquitetônicas e estruturais atendam às necessidades de sua utilização. Existem diversas metodologias construtivas para a execução de edifícios, como: estruturas em concreto armado, estruturas metálicas, estruturas de madeira e alvenarias estruturais. Independente se sua metodologia construtiva, os projetos estruturais englobam diversos tipos de solicitações que vão desde o peso próprio da estrutura até os elementos de vedação, sendo essas citadas cargas permanentes.

Os elementos estruturais trabalham de diferentes formas. As lajes são posicionadas para receber ações geralmente perpendiculares ao seu plano e transferi-las para as vigas de apoio. Já as vigas são concebidas para transferir as ações nelas atuantes para os pilares de base ou para outras vigas. Ademais, os pilares são utilizados para transferir as cargas das vigas para as fundações que, por sua vez, transmitem para o solo as cargas consideradas no cálculo estrutural (BARBOZA, 2008).

As fundações consistem em sistemas heterogêneos de peças estruturais como sapatas e/ou estacas juntamente da ação do solo. Vale ressaltar que a capacidade de uma fundação se dá através da relação entre ambos, sendo esta uma relação de dependência direta. Ou seja, a capacidade de carga de uma fundação e seus possíveis deslocamentos verticais (recalques) estarão associados a esse sistema sapata-solo e/ou estaca/solo (CINTRA *et al*, 2013).

Ainda, as fundações são elementos estruturais designados a suportar as cargas de uma estrutura, transferindo-as para o solo. Este necessita de resistência e rigidez suficientes para não sofrer ruptura e/ou deformações indesejadas (PRUDÊNCIO, 2011).

Foi observado através de estudo literário e experiência prática que, para se escolher o tipo de fundação adequada, é necessária a demarcação de diversas

variáveis a serem consideradas, como: topografia, características geotécnicas do solo, informações sobre as construções de vizinhança, dados da estrutura a ser executada, bem como o ponto de vista econômico do empreendimento (ABNT NBR 6122/2014).

Segundo a ABNT NBR 6122(2014) a classificação do tipo de fundação é relativa à sua profundidade de assentamento, bem como o mecanismo de transferência de carga para o solo. As fundações podem ser classificadas como fundação superficial (também conhecidas como rasas e/ou diretas) e fundação profunda.

A indústria da construção civil tem utilizado diversas tecnologias construtivas em seus processos de produção, não só devido às diferenças específicas de cada local, mas também devido ao estágio de desenvolvimento do meio em que atua, fazendo com que isso a distingue dos outros setores produtivos da economia, pois em cada local o grau de industrialização e inovação irá ocorrer em diferentes níveis. Assim, podemos mencionar alguns métodos e alternativas tecnologias, que são utilizadas atualmente, como: fabricação blocos de concreto, sistemas construtivos pré-fabricados, sistemas em monoblocos de concreto armado e o uso parcial ou total de componentes industrializados (KALIL, 1983). Com a existência de variados métodos e alternativas surgem então à possibilidade de haver mudanças no processo de construção, e essas alterações afetam consequentemente o carregamento presente a estrutura, influenciando assim na análise global do levantamento de cargas que se dissipam pela estrutura e atingem o solo.

Segundo Souza (2014) a inovação construtiva em países desenvolvidos envolve dois marcantes fatores: (1) a busca persistente por uma produtividade satisfatória e (2) a alteração do trabalho humano em serviços que causam desgaste e esforço excessivos. Desta forma, os processos construtivos estão cada vez mais se transformam em sistemas de montagem, dois clássicos deles são o light steel framing e o *drywall*. Já no Brasil, por possuir uma baixa aceitação, a introdução dessas inovações é considerada um tanto atrasadas, porém é de valia evidenciar que as construtoras brasileiras estão incorporando cada vez mais novidades em seus canteiros de obras.

O embasamento teórico deste trabalho está referenciado pelas normas ABNT NBR 6118:2014, ABNT NBR 6120/1980, ABNT NBR 6122/1996 que estabelece

respectivamente, requisitos básicos a serem atendidos em projeto estrutural de concreto armado; condições exigíveis para a determinação dos valores das cargas que devem ser consideradas no projeto estrutural e, finalmente, condições básicas a serem observadas no projeto e execução de fundações de edifícios, pontes e demais estruturas.

O presente trabalho se propõe analisar a influência das variações construtivas, no dimensionamento das fundações superficiais de sapatas, e consequentemente, seus carregamentos, tendo como base um edifício comercial contendo quatro pavimentos. Através destes procedimentos/metodologia poderá se demonstrar o comparativo de custo, de acordo com as variações das características da superestrutura e vedação.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral deste trabalho é demonstrar a influência dos tipos de cargas permanentes no dimensionamento de fundações, considerando as alternativas construtivas disponíveis no mercado da construção civil. Objetivando analisar as variações da geometria e volume da fundação superficial em sapata de acordo com as mudanças de cargas permanentes propostas no trabalho.

1.2.2 Objetivos específicos

- Apresentação de planta baixa de uma edificação comercial com quatro pavimentos para simulação, desenvolvida pelas autoras do trabalho;
- Apresentação da planta de fôrma e demonstração da distribuição do carregamento para diversas cargas permanentes;
- Analisar o carregamento nos pilares e arranques, através de pórticos desenvolvidos no programa *Ftool*;
- Analisar a tensão admissível do solo de acordo com as sondagens consideradas para a simulação de um edifício;
- Dimensionamento de fundações superficiais em sapatas;
- Análise comparativa dos resultados geométricos das fundações, considerando a variação do volume de concreto utilizado;

1.3 Estruturação da dissertação

Este trabalho de conclusão de curso foi dividida em 6 (seis) capítulos, conforme descrito pelos itens a seguir:

- Capítulo 1: Contém a introdução, com a contextualização, o objetivo geral e específico e a organização da monografia;
- Capítulo 2: Contém a revisão bibliográfica, que dá sustentação ao estudo. São expostos conceitos relevantes sobre elementos estruturais, as ações a serem consideradas, bem como as diretrizes básicas para a concepção estrutural de edifícios. Ainda neste capítulo são caracterizados métodos construtivos referente a lajes e vedações verticais, expõem também conceitos sobre fundação e suas investigações para um dimensionamento;
- Capítulo 3: Contém a metodologia, com todos os métodos utilizado para o lançamento e carregamento da estrutura, bem como também os cálculos para o dimensionamento geométrico da sapata;
- Capítulo 4: Contém os resultados e suas análises obtidos no estudo;
- Capítulo 5: Contém as conclusões finais e recomendações para futuros trabalhos acadêmicas;
- Capítulo 6: Referências bibliográficas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Conceito de projeto

A palavra projeto é manuseada numa grande escala de contextos, e em cada situação projeto tem seu conceito próprio, existindo, no entanto, um objetivo comum, que se refere na criação de objetos ou lugares que possuem um propósito prático e que sejam contempláveis e utilizáveis. Com isso, o ato de projetar pode ser relatado como a solução de um problema (CERCI, 2002). Numerosos autores retratam o termo projeto de sortidas formas, em função de diversos contextos e tipos existentes.

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 13531, 1995) projeto de edificação é a definição e representação prévias dos atributos funcionais, formais e técnicos de elementos de edificação a construir, a pré-fabricar, a montar, a ampliar, a reduzir, a modificar ou a recuperar, abrangendo os ambientes exteriores e interiores e os projetos de elementos da edificação e das instalações prediais.

O processo construtivo, levando em conta suas fases, sendo: concepção (projeto), execução e utilização, englobam o convívio de diferentes componentes indispensável para a implantação de uma edificação, sendo que em todas as faces desse processo tem como o foco do objetivo satisfazer o cliente, lembrando que cada situação os profissionais devem ser aptos há atender adequadamente as suas exigências. Na etapa inicial do projeto, onde os clientes esclarecem suas expectativas e necessidades, é uma das fases mais criteriosa (OLIVEIRA E FREITAS, 1997).

O projeto corresponde (mundialmente) de 3 a 10 % do custo total da edificação. No entanto, este percentual de custo total não demonstra a sua verdadeira importância, pois durante o seu desenvolvimento é que se definem cerca de 70 a 80 % do custo do ciclo de vida da edificação. Além disto, a etapa de projeto tem sido apontada como uma das principais origens de problemas em edificações (OLIVEIRA E FREITAS, 1997).

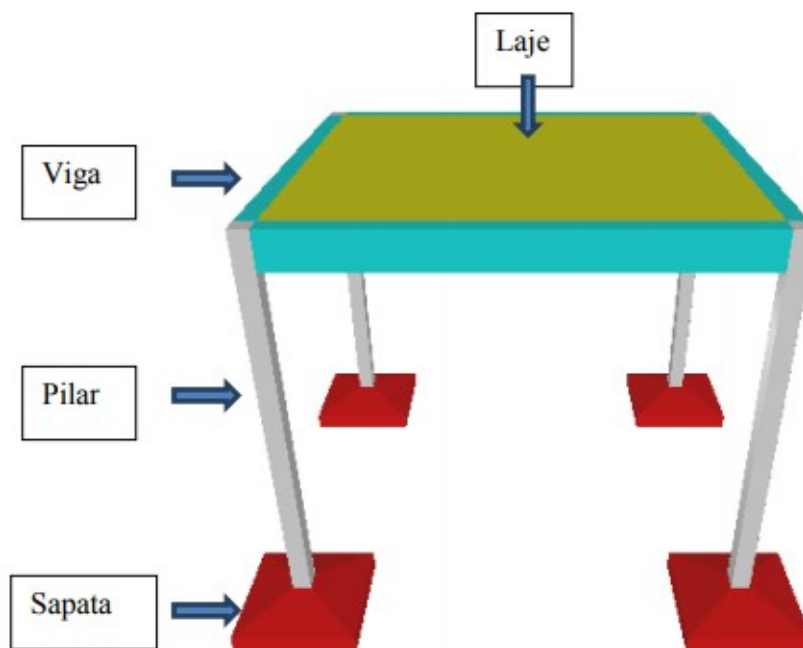
2.2 Sistemas estruturais e elementos estruturais

Os sistemas estruturais podem ser constituídos por apenas um tipo de elemento estrutural ou por um conjunto de deles, sendo este segundo o mais utilizado nas construções. Geralmente os elementos que formam as estruturas são as lajes, as vigas e os pilares. Segundo BASTOS (2006a) a definição para cada um desses elementos é:

- **Lajes:** elementos planos que são designados a atender a maior parte das ações superpostas numa construção, diversos tipos de cargas que existem por conta da finalidade arquitetônica do espaço físico que a laje faz parte, normalmente essas ações são perpendiculares as lajes, divididas em: distribuídas na área, distribuídas linearmente ou forças concentradas. Suas ações são transmitidas para as vigas de apoio, ou diretamente para os pilares. Representado na figura 2.1;
- **Vigas:** ABNT NBR 6118/2014 (item 14.4.1.1) descreve viga como elementos lineares em que a flexão é preponderante. As vigas são barras, geralmente, retas e horizontais, designadas a suportar as ações das lajes, de outras vigas, de paredes de alvenaria, e pilares, tendo como função superar vãos e transferir as ações que nelas agem para os apoios. Junto com as lajes e os pilares, as vigas fazem parte do contraventamento da estrutura, que tem por responsabilidade proporcionar estabilidade global dos edifícios. Representado na figura 2.1;
- **Pilares:** De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, (item 14.4.1.2), pilares podem ser classificados como elementos lineares de eixo reto, usualmente disposto na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Pilares são empregados para transportar as ações para as fundações, ou eventualmente, para outros elementos de apoio, a origem dessas ações é geralmente das vigas ou também de lajes. Sendo de extrema importância para as estruturas, tanto na visão de segurança, quanto no aspecto da capacidade de resistência dos edifícios, os pilares além de transmitir as cargas verticais para a fundação, eles também podem fazer parte do contraventamento do edifício que tem o dever de garantir

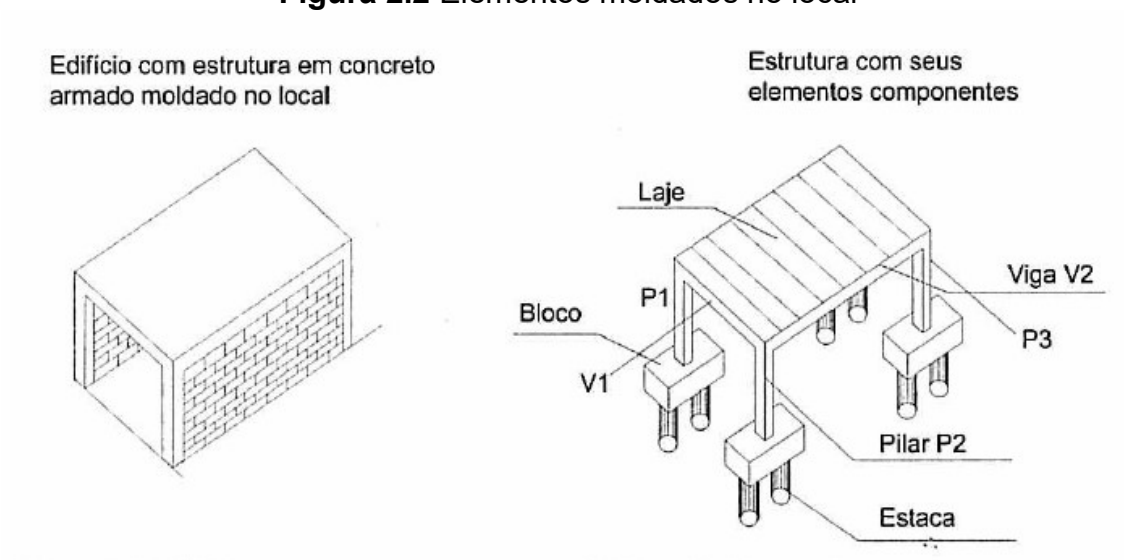
estabilidade global às ações verticais e horizontais. Representado na figura 2.1;

Figura 2.1 Esquema estrutural



Fonte: Filipe e Caio, 2014.

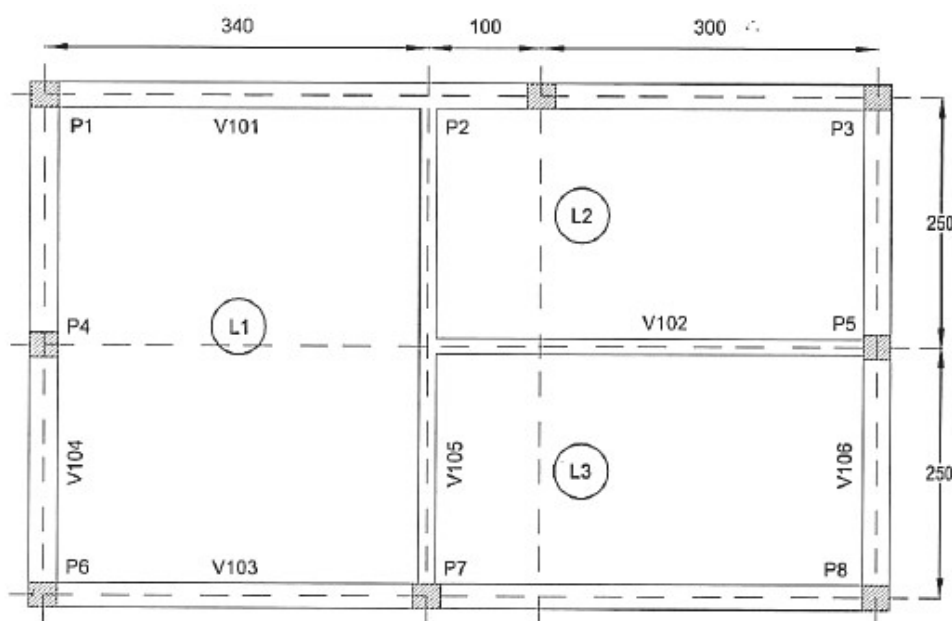
Para iniciar o cálculo estrutural de um edifício, é preciso antes entender o seu processo de produção, sendo importante notar que uma estrutura de concreto armado depois de pronta deve pesar algumas toneladas e se não houver equipamentos adequados é impossível produzi-la de uma só vez, tem-se então que produzi-la em pedaços, ou seja, produzindo elementos com diversas quantidades de concreto. Existindo assim, dois tipos de estruturas: moldadas no local e as pré-moldadas. As moldadas no local (figura 2.2) são elementos concretados no lugar que serão empregados, sendo necessário além das formas existirem um suporte estrutural, já as estruturas pré-moldadas não carece de escoramento, pois são elementos que são montados apenas no local definitivo (CARVALHO E FILHO, 2016).

Figura 2.2 Elementos moldados no local

Fonte: Carvalho e Filho, 2016.

Para as estruturas de concreto armado moldados no local utiliza-se a técnica de discretização, pois o comportamento real da estrutura é difícil e complexo, com isso é necessário desmembrar a estrutura em elementos, possibilitando cálculos mais simples e resultados mais satisfatórios (CARVALHO E FILHO, 2016).

Uma maneira de demonstrar os elementos estruturais em plano é através das plantas de forma, conforme exemplifica na figura 2.3.

Figura 2.3 Planta de fôrma

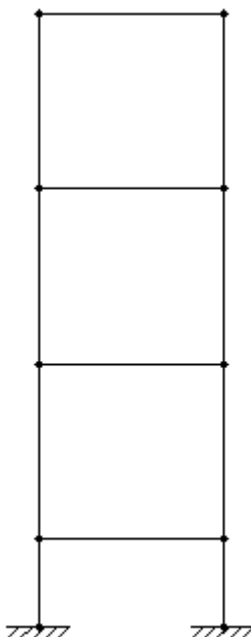
Fonte: Carvalho e Filho, 2016.

As plantas de fôrma são constituídas por desenhos que mostram onde os pilares, as vigas e as lajes estão posicionadas. Neste desenho, os detalhes informados devem definir perfeitamente os elementos estruturais por meio de suas dimensões e por sua localização em relação a eixos ou linhas de referência importantes (ALVA, 2007a).

2.2.1 Pórticos

Quando se opta por utilizar o sistema convencional na estrutura (laje, viga, pilar), os pilares e/ou pilares/vigas, tendem a formar os pórticos, representado na figura 2.4, sendo eles, deslocáveis ou indeslocáveis (BARBOZA, 2008).

Figura 2.4 Pórtico simples



Fonte: As autoras.

Segundo Barboza (2008), pórticos deslocáveis são a junção de pilares e vigas e o que os diferenciam de um sistema composto por vigas apoiada sobre os pilares é o tipo de união viga-pilar. A relação entre viga e pilar, no pórtico, é rígida, fazendo com que as ações sobre um elemento dos pórticos sejam reproduzidas nos outros, porém mesmo com as ligações, os pórticos são deslocáveis no sentido horizontal.

Os pórticos indeslocáveis ocorrem por causa da necessidade de travar a estrutura por meio dos denominados “diagonais de contraventamento”, que acontece em edificações maiores onde os deslocamentos podem assumir grandes valores, fazendo com que a união rígida entre viga e pilares não forneçam estabilidade necessária (BARBOZA. 2008).

2.2.2 Ftool

Atuante foi desenvolvido um software que auxilia na visualização da concepção dos pórticos, chamado FTOOL. Segundo Kaefer *et al* (2000) o programa Ftool é um sistema gráfico interativo, que tem como o principal propósito fornecer ao usuário uma ferramenta para que possa aprender sobre o comportamento estrutural de pórticos. O sistema é formado por uma interface gráfica com o usuário fundamentada numa manipulação direta, utilizando um sistema de janelas, com menus em cascata e botões.

Unindo todas as fases do processo de análise estrutural, o programa permite experimentar com rapidez diferentes concepções estruturais e assim entender melhor o comportamento estrutural, podendo ainda criar vários conjuntos de carregamentos, empregá-los à estrutura e criar várias combinações destes carregamentos para solucionar a estrutura (KAEFER *et al*. 2000).

2.3 Vedações Verticais

Vedação vertical é considerada como um subsistema de um edifício que divide e determina os ambientes internos e os ambientes externos, assim os critérios de desempenho que se devem cumprir são: desempenho térmico e acústico, estanqueidade à água, controle de passagem de ar, proteção e resistência conta a ação do fogo, desempenho estrutural, controle de iluminação e durabilidade (LIMA, 2012).

Sendo um componente de muita valia no conjunto do edifício, pois determina uma enorme parcela no desempenho do edifício, as vedações verticais são

responsáveis também pelos aspectos relacionados à habitualidade, como: conforto, higiene, saúde e segurança. Constituindo-se, basicamente, por três elementos: vedo (elemento que caracteriza a vedação vertical), revestimento e esquadria (LIMA, 2012).

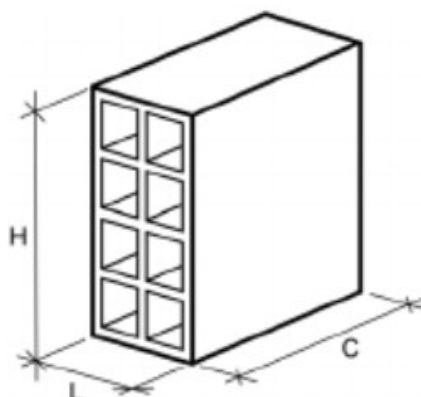
São muitas as variedades possíveis que podem ser empregadas nas vedações verticais, indo da parede tradicional de alvenaria de tijolo cerâmico com reboco até os painéis pré-fabricados, ou dos processos de moldagem no próprio local até os processos de moldagem mecânica e componentes industrializados (PEREIRA E COSTA, 2017).

2.3.1 Alvenaria em blocos cerâmicos vazados

Primeiramente, devemos saber o que se refere alvenaria. Alvenaria pode ser definida como um componente construído na obra, empregando-se a junção entre tijolos ou blocos com juntas de argamassa, construindo um conjunto rígido e coeso (LIMA, 2012).

De acordo com a ABNT NBR 15270-1 (2005), blocos cerâmicos em alvenaria são componentes de vedação que contém furos prismáticos perpendiculares às faces que a contêm, ilustrado na figura 2.5, devem ter uma resistência à compressão maior que 1,5 Mega Pascal (MPa). A sua fabricação é por conformação plástica de matéria-prima argilosa, queimado a altas temperaturas, e pode conter ou não aditivos.

Figura 2.5 Bloco cerâmico de vedação com furos na horizontal



Fonte: ABNT NBR 15270-1: 2005

Este tipo de vedação é calculado apenas para resistir ao seu peso próprio, isto é, não possui função estrutural. Apesar de não apresentarem função estrutural, as alvenarias devem possuir os desempenhos de resistência térmica, resistência acústica, resistência à ação do fogo e outros (PEREIRA E COSTA, 2017).

As dimensões do bloco de cerâmico intercalam entre (9x9x19)cm até (24x24x39)cm correspondendo a (largura x altura x comprimento). Na figura 2.6 abaixo é apresentada todas as dimensões dos blocos cerâmicos vazados conforme a ABNT NBR 15270-1: 2005:

Figura 2.6 Dimensões de blocos cerâmicos para vedação

Dimensões de fabricação cm			
Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)	
		Bloco principal	1/2 Bloco
9	9	19	9
		24	11,5
	14	19	9
		24	11,5
		29	14
	19	19	9
		24	11,5
		29	14
39		19	
11,5	11,5	24	11,5
	14	24	11,5
	19	19	9
		24	11,5
		29	14
		39	19

Dimensões de fabricação cm			
Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)	
		Bloco principal	1/2 Bloco
14	19	19	9
		24	11,5
		29	14
		39	19
19	19	19	9
		24	11,5
		29	14
		39	19
24	24	24	11,5
		29	14
		39	19

Fonte: ABNT NBR 15270-1: 2005

Segundo Costa e Pereira (2017) as paredes de vedação mais comuns são formadas por blocos cerâmicos com larguras de 9 cm e de 14 cm, revestidas nas duas faces com argamassa com 1,5cm de espessura, e apresentam os determinados valores médios relacionados as propriedades mecânicas, mostrados na figura 2.7 abaixo:

Figura 2.7 Características técnicas das paredes de vedação

Largura do bloco cerâmico (cm)	Características da parede revestida com argamassa					
	Largura (cm)	Massa (kg/m ²)	Resistência térmica (m ² °C/W)	Classe de transmissão sonora ³	Resistência ao fogo (minutos)	
					Isol. térmica	Estabilidade
9	12	130	0,22	42	105	155
14	17	180	0,30	39	4	2

Fonte: Costa e Pereira, 2017.

De acordo com Costa e Pereira (2017), execução da alvenaria de bloco cerâmico, em obra, passa pelas seguintes etapas: 1) locação da primeira fiada, 2)

elevação da alvenaria, 3) instalação de tubulações hidráulicas e elétricas e 4) execução de revestimento.

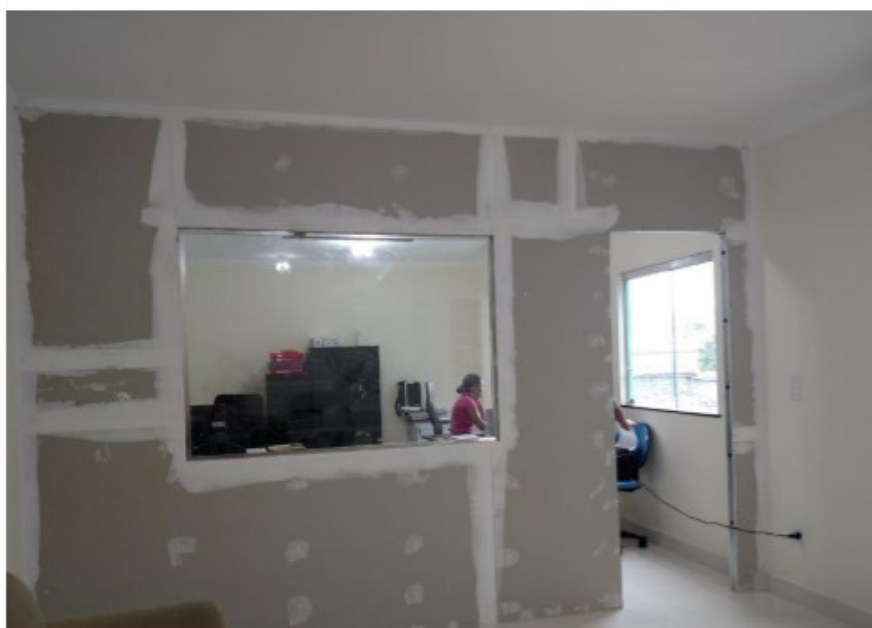
Conforme a ABNT NBR 6120 (1980), o bloco cerâmico (tijolos furados) possui peso específico de 13 KN/m^3 , com isso o bloco cerâmico de seis furos com dimensões de (9x19x29), apresenta peso de 117 Kgf/m^2 .

2.3.2 Gesso acartonado

As chapas de gesso acartonado são uma das vedações verticais que fazem parte do sistema *Drywall*. A expressão *Drywall*, tem origem da língua inglesa e significa: “Parede Seca” (LABUTO, 2014).

A utilização de gesso acartonado nas construções é a solução das alternativas mais eficazes quando se precisam de rapidez, economia e eficiência. As características de suas dimensões são de 1,20m de largura por comprimentos de 2,60 a 3,0 metros e espessura de 12,5mm, 15mm e 18mm, sendo que no Brasil a mais utilizada é a primeira de 12,5mm. A figura 2.8 abaixo representa uma utilização de gesso acartonado (LUIZ e FERIANCE, 2016).

Figura 2.8 Utilização de gesso acartonado



Fonte: Luiz e Feriance, 2016.

De acordo com Lima (2012), as chapas são utilizadas em situações e áreas diferentes, com isso além da placa de gesso comum existem outros tipos de placas especiais para usos específicos, como para áreas úmidas (banheiros e cozinha) e para proporcionar maior resistência ao fogo. O que as diferenciam são os aditivos incorporados ao gesso com o objetivo de melhorar a propriedade específica a que se destina. De acordo com a escolha da utilização, têm-se:

- **Chapas resistentes ao fogo (RF):** é as chapas da cor rosa, destinadas na utilização de áreas com pouca presença de umidade e com exigências especiais em relação ao fogo, possuindo em sua composição, aditivos e fibras de vidro permitindo-a possuir suas características. Representada na figura 2.9;
- **Chapas resistentes à umidade (RU):** são as chapas da cor esverdeada. Essas placas são resistentes à umidade, que se dá pelos aditivos adicionados, como silicone ou fibras de celulose e têm as duas superfícies com cartões hidrofugantes. Representada na figura 2.9;
- **Chapas Standard (ST):** são as chapas da cor branca, destinada ao uso em áreas secas, sem necessidade específicas. Representada na figura 2.9.

Figura 2.9 Chapas de gesso acartonado



Fonte: Labuto, 2014.

Na montagem das chapas, os materiais e componentes são de acordo com a sua função dentro do processo de execução, demonstrados na figura 2.10.

Figura 2.10 Componentes da vedação vertical em *drywall*

Função	Componentes	
Estruturação	Perfis metálicos	Guias
		Montantes
		Travessas
	Reforços	
Fechamento	Chapas de gesso acartonado	
Fixação	Parafusos/Buchas	
Acabamento/ Tratamento de juntas	Massas	
	Fitas	
	Perfis metálicos	Cantoneiras
Isolamento termo-acústico	Mantas ou placas de materiais isolantes	
	Banda acústica	
Proteção contra ação da água e vapor d'água (para áreas úmidas)	Sistemas de impermeabilização	

Fonte: Costa e Pereira, 2017.

As chapas de gesso são parafusadas e/ou pregadas em estruturas formadas por guias e montantes, onde a grande maioria dessas estruturas é formada por perfis em “U” (guias) ou em “C” (montantes). Quando parafusadas na estrutura, as chapas de gesso fazem o fechamento e completam a estruturação. Os parafusos aplicados para fixação dos perfis entre si e fixação das chapas na estrutura são específicos para *drywall*: auto-perfurantes e auto atarrachantes com acabamento de proteção a corrosão, zincados e fosfatizados, respectivamente. O tratamento das juntas entre as chapas e o tratamento no encontro com as alvenarias e os tetos são feitos com fita e massa próprias para *drywall*, que, além de propiciarem acabamento a essas regiões, complementam a rigidez do sistema evitando trincas (COSTA E PEREIRA, 2017).

De acordo com Labuto (2016), as normas que regem os perfis metálicos, chapas e estruturas para *Drywall*, são:

- ABNT NBR 15217:2009 - Perfis de aço para sistema construtivo em chapas de gesso para “*Drywall*” – Requisitos e métodos de ensaio.
- ABNT NBR 14715-1:2010 - Chapas de gesso para *Drywall* - Requisitos.
- ABNT NBR 14715-2:2010 - Chapas de gesso para *Drywall* – Métodos de ensaio.

- ABNT NBR 15758–1:2009 - Sistemas construtivos em chapas de gesso para *Drywall* – Projetos e procedimentos executivos para montagem; Parte 1: Requisitos para sistemas usados como paredes.
- ABNT NBR 15758–2:2009 - Sistemas construtivos em chapas de gesso para *Drywall* – Projetos e procedimentos executivos para montagem; Parte 2: Requisitos para sistemas usados como forros.
- ABNT NBR 15758–3:2009 - Sistemas construtivos em chapas de gesso para *Drywall* – Projetos e procedimentos executivos para montagem; Parte 3: Requisitos para sistemas usados como revestimento.

2.3.3 Placas Cimentícias

As chapas cimentícias surgiram na década de 70, porém a sua utilização tornou-se mais freqüente nos últimos anos devido ao aumento da construção seca, sendo utilizada em áreas molhadas (banheiros e cozinhas) e áreas expostas a intempéries, onde o gesso acartonado não é o mais indicado (LABUTO, 2014).

A composição das placas é basicamente uma mistura de cimento Portland, fibras de celulose ou sintéticas e agregados, a sua principal característica é baixo peso próprio e elevada resistência a impactos, possuindo ainda grande resistência à umidade, são resistentes ao fogo e, podem ser arqueadas depois de saturadas (possibilitando curvaturas no sentido do comprimento com até 3 metros de raio) (SOUZA, 2014).

As placas cimentícias têm compatibilidade com grande parte dos acabamentos e revestimentos (pintura acrílica, cerâmicas, pedras naturais, pastilhas, etc). As suas dimensões variam de acordo com o fabricante e com ferramentas de superfícies com ataque de metal duro podem ser cortadas com facilidade. Para que haja uma utilização melhor das placas é importante fazer uma análise juntamente ao fabricante, conhecer as características e recomendações de uso do produto para evitar quaisquer riscos de patologias (SOUZA, 2014).

A montagem das placas é similar ao do gesso acartonado, alterando-se apenas no material utilizado para corte, acabamento de juntas e nos parafusos

galvanizados tipo auto atarrachantes que devem ser próprios para placas cimentícias (SOUZA, 2014).

2.4 Lajes

As lajes são os elementos planos designados a suportar parte das ações empregadas numa construção, como de parede, móveis, pessoas, pisos, e os mais diversos tipos de carga que podem surgir em função da finalidade arquitetônica do espaço físico que a laje se encontra. Alguns dos tipos de lajes são: maciça apoiada nas bordas, nervurada, treliçada e lisa (BASTOS, 2006a).

De acordo com Brandalise e Wessling (2015), as lajes podem ser classificadas sob quatro critérios: natureza, tipo de apoio, forma e tipo de armação. Portanto, quanto:

- À natureza: podem ser lajes maciças, nervuradas, mistas, em grelha, duplas e pré-fabricadas;
- Ao tipo de apoio: as lajes podem ter apoio contínuo, discreto e em apenas um trecho de sua área;
- À forma: as lajes podem ser retangulares, quadradas, triangulares, circulares, etc;
- Ao tipo de armação: podem ser armadas em uma ou duas direções, também chamadas de armadas em cruz ou bidirecional.

As lajes pré-fabricadas e as lajes maciças distinguem-se na hora da execução, no isolamento acústico ou térmico, nas deformações e na maneira de transmitir as cargas para a estrutura (BRANDALISE E WESSLING, 2015).

2.4.1 Lajes maciças

As lajes maciças são aquelas em que toda a sua espessura é constituída por concreto, contendo armaduras longitudinais de flexão e porventura armadura transversais, e são apoiadas em vigas ou paredes ao longo das bordas. Casos

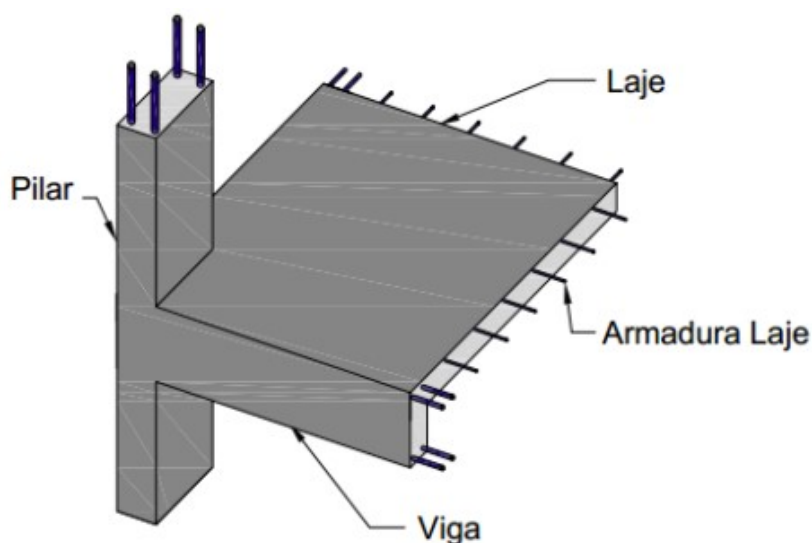
particulares das lajes apoiadas nas bordas são os casos em que as lajes possuem bordas livres (BASTOS, 2015b).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, as lajes maciças devem respeitar os seguintes limites mínimos para a espessura:

- 7 cm para cobertura não em balanço;
- 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;
- 15 cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de 42 para lajes de piso biapoiadas e 50 para lajes de piso contínuas;
- 16 cm para lajes lisas e 14 cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

Um sistema composto por lajes maciças, vigas e pilares é considerado um sistema convencional de estruturas em concreto armado, ilustrado na figura 2.11, sendo que as lajes são responsáveis por receber os carregamentos provenientes da utilização, os quais são transmitidos para as vigas que descarregam seus esforços nos pilares e posteriormente, esses nas fundações (CAIO, 2014).

Figura 2.11 Esquema de um sistema estrutural com lajes maciças

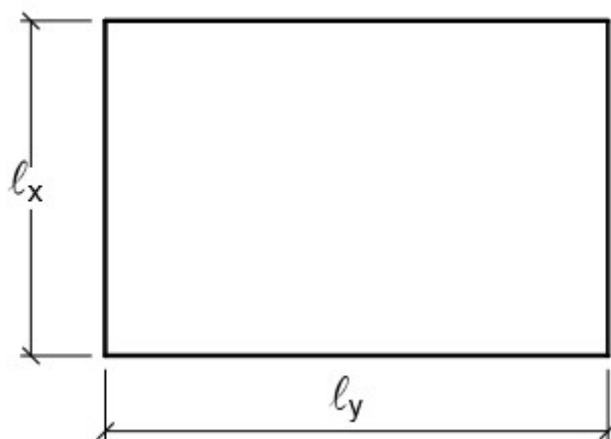


Fonte: Caio, 2014.

As lajes maciças não são apropriadas para superar grandes vãos e só torna-se viável economicamente se tivesse valor médio entre 3,50m e 5m. Em edifícios de muitos pavimentos, as lajes são responsáveis pelo consumo elevado de concreto, porém os vários pórticos causam a segurança de uma boa rigidez no sistema estrutural (CAIO, 2014).

Os vãos da laje são direcionados conforme na figura 2.12

Figura 2.12 Sistema de direcionamento das lajes maciças



Fonte: Bastos, 2015b.

De acordo com Caio (2014), o processo construtivo do sistema convencional de lajes maciças, considerando os pilares já estejam concretados, passa pelos seguintes passos:

- Montagem das fôrmas de vigas e lajes;
- Colocamos das armaduras nas fôrmas de vigas e pilares;
- Concretagem das vigas e lajes;
- Desforma, retirada das fôrmas.

Para o cálculo das lajes é necessário estimar inicialmente a sua altura. Existem vários e diferentes processos para essa estimativa, sendo um deles dado pela equação seguinte:

$$d \cong (2,5-0,1n) \ell^* \quad (2.1)$$

Onde:

d = altura útil da laje (cm);

n = número de bordas engastadas da laje;

ℓ^* = dimensão da laje assumida da seguinte forma:

Sendo que o valor de ℓ^* , é calculado pela seguinte fórmula:

$$\ell^* \leq \begin{cases} \ell_x \\ 0,7 \ell_y \end{cases} \quad (2.2)$$

Com $\ell_x \leq \ell_y$ e ℓ^* , ℓ_x e ℓ_y em metro.

Para os cálculo das reações de apoio das lajes retangulares pode utilizar o processo de áreas e as aproximações podem ser feitas a partir dos vértices com os ângulos: 45°, 60° e 90°. Esses cálculos utilizam como apoio as tabelas que se encontram no anexo B do Pinheiros (2007).

2.4.2 Lajes pré-fabricadas de vigotas treliçadas

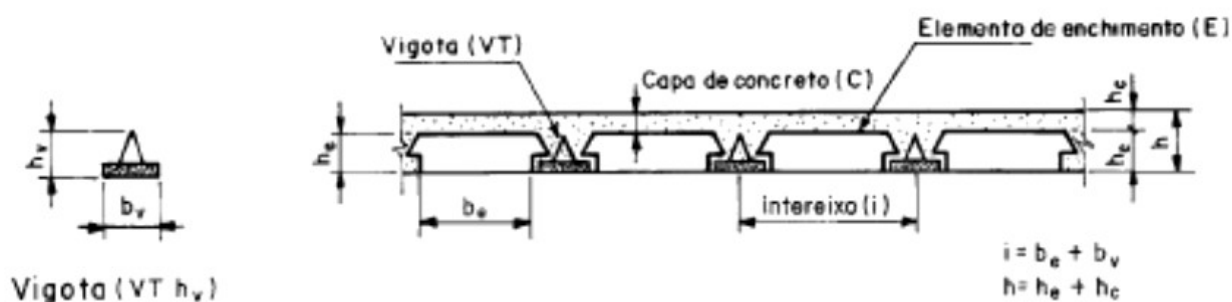
De acordo com a ABNT NBR 14859-1, lajes pré-fabricadas de vigotas são definidas como elementos estruturais constituídos por concreto estrutural, executadas industrialmente fora do local de utilização definitivo da estrutura ou no canteiro de obra, sob rigorosas condições de controle de qualidade. Envolvida parcialmente ou totalmente pelo concreto estrutural encontra-se a armadura que irá constituir a armadura inferior de tração da laje, integrando parcialmente a seção de concreto da nervura longitudinal.

A laje treliça surgiu com o desígnio de ser uma alternativa mais econômica que as lajes maciças de concreto, sendo utilizada em diversos países do mundo.

Esse tipo de laje possibilita vencer grandes vãos com menor peso próprio e redução de mão-de-obra durante sua execução (BASTOS, 2015b).

As lajes de vigotas treliçadas são lajes com seção de concreto formando uma placa, com armadura treliçada, que segue as diretrizes da ABNT NBR 14862, parcialmente envolvida pelo concreto da vigota, ilustrada na figura 2.13. Quando necessário, deverá ser acrescentado armadura passiva inferior de tração (fat) totalmente englobada pelo concreto da nervura; utilizadas para compor as lajes treliçadas (ABNT NBR 14589-1/2002).

Figura 2.13 Representação das lajes de vigotas treliçadas

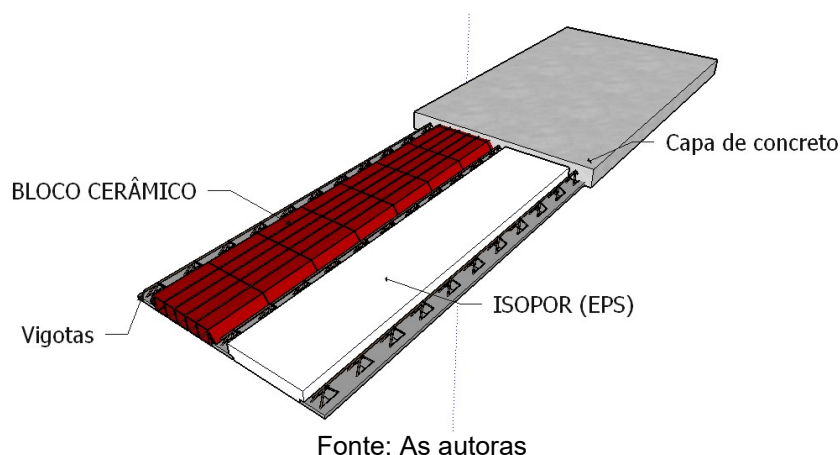


Fonte: ABNT NBR 14589-1: 2002.

As vigotas, em conjunto com a capa de concreto, fornecem a resistência necessária à laje para resistir aos momentos fletores e às forças cortantes; e também servem de apoio para os blocos de preenchimento. As vigotas treliçadas constituem as nervuras principais (vigas) da laje treliçada e para facilitar vencer vãos maiores, podem ser acrescentadas barras longitudinais, que proporcionam maior resistência à flexão (BASTOS, 2015b).

Os blocos de enchimento cumprem a função de dar forma ao concreto, dando aspecto às nervuras e à capa, além de proporcionarem superfícies inferiores lisas. Os materiais de enchimento devem ser preferencialmente leves e de custo baixo, existindo a opção de blocos cerâmicos e isopor (EPS), demonstrados na figura 2.14 (BASTOS, 2015b).

Figura 2.14 Laje treliçada com enchimento em blocos cerâmicos e isopor



2.5 Ações

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, ações é qualquer influência que possa produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e os de serviço. As ações se classificam de acordo com a ABNT NBR 8681/2003, em permanentes, variáveis e excepcionais.

2.5.1 Ações permanentes

Segundo a ABNT NBR 6118/2014, ações permanentes são as que aparecem com valores constantes durante toda a vida da construção, ou as que crescem com o tempo possibilitando um valor-limite constante. Nas ações permanentes devem ser considerados os valores mais desvantajosos para a segurança e são divididas em diretas e indiretas.

De acordo com Carvalho e Filho (2016) e ABNT NBR 6118/2014, ações permanentes diretas são constituídas por:

1. **Peso próprio:** na atualidade admite-se que o peso próprio das estruturas seja estimado com a massa específica de 2400 Kg/m^3 para concreto simples e de 2500 Kg/m^3 para concreto armado ou protendido, todos esses valores são indicados pela ABNT NBR 6120/1980;

2. Peso dos elementos construtivos fixos e de instalações permanentes:

As massas específicas dos materiais de construção são avaliados de acordo com a ABNT NBR 6120, já os pesos das instalações permanentes são considerados com os valores nominais indicados pelos fornecedores;

3. Empuxos permanentes: São considerados permanentes os empuxos de terra e os outros materiais granulosos que não podem ser removíveis.

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. A maneira de respeitá-las está nos itens 11.3.3.1 a 11.3.3.5 da ABNT NBR 6118/2014 (CARVALHO E FILHO, 2016).

2.5.2 Ações variáveis

Podem ser classificadas em diretas e indiretas:

a) As ações variáveis diretas são compostas pelas cargas acidentais esperadas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, tendo como dever respeitar as diretrizes feitas por Normas Brasileiras específicas (CARVALHO E FILHO, 2016).

As cargas acidentais previstas, segundo Carvalho e Filho (2016), são:

- Cargas verticais de uso da construção (pessoas, mobiliários, veículos, matérias diversos, etc.);
- Cargas móveis, considerando o impacto vertical;
- Impacto lateral;
- Força longitudinal de frenação ou aceleração; e
- Força centrífuga.

b) As ações variáveis indiretas são constituídas pelas variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura e as ações dinâmicas. A maneira de respeitá-las está nos itens 11.4.2.1 a 11.4.2.3 da ABNT NBR 6118/2014 (ABNT NBR 6118/2014).

2.5.3 Ações excepcionais

São situações excepcionais de carregamento no projeto de estruturas, onde os efeitos não podem ser controlados por outros meios, então devem ser considerados valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas (ABNT NBR 6118/2014).

2.6 ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações

A ABNT NBR 6120/1980 descreve as condições exigíveis para definição dos valores das cargas que devem ser estimadas no projeto de estrutura de edificações, qualquer que seja sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas especiais.

Na falta de determinação de valores utilizam-se peso específico dos materiais de construção, apresentados na figura 2.15 abaixo:

Figura 2.15 Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
1 Rochas	Arenito	26
	Basalto	30
	Gneiss	30
	Granito	28
	Mármore e calcáreo	28
2 Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcáreos	20
3 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
4 Madeiras	Pinho, cedro	5
	Louro, imbuia, pau óleo	6,5
	Guajuvirá, guatambu, grápia	8
	Angico, cabriuva, ipê róseo	10

5 Metais	Aço	78,5
	Alumínio e ligas	28
	Bronze	85
	Chumbo	114
	Cobre	89
	Ferro fundido	72,5
	Estanho	74
	Latão	85
	Zinco	72
6 Materiais diversos	Alcatrão	12
	Asfalto	13
	Borracha	17
	Papel	15
	Plástico em folhas	21
	Vidro plano	26

Fonte: ABNT NBR 6120:1980

Para as cargas acidentais, que são considerados os carregamentos devidos a pessoas, móveis, veículos e materiais diversos, os valores mínimos são indicados na figura 2.16 a seguir:

Figura 2.16 Valores de cargas acidentais

		Unid.: kN/m ²
Local		Carga
1 Arquibancadas		4
2 Balcões	Mesma carga da peça com a qual se comunicam e as previstas em 2.2.1.5	-
3 Bancos	Escritórios e banheiros	2
	Salas de diretoria e de gerência	1,5
4 Bibliotecas	Sala de leitura	2,5
	Sala para depósito de livros	4
	Sala com estantes de livros a ser determinada em cada caso ou 2,5 kN/m ² por metro de altura observado, porém o valor mínimo de	6
5 Casas de máquinas	(incluindo o peso das máquinas) a ser determinada em cada caso, porém com o valor mínimo de	7,5
6 Cinemas	Platéia com assentos fixos	3
	Estúdio e platéia com assentos móveis	4
	Banheiro	2
7 Clubes	Sala de refeições e de assembléia com assentos fixos	3
	Sala de assembléia com assentos móveis	4
	Salão de danças e salão de esportes	5
	Sala de bilhar e banheiro	2
8 Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
9 Cozinhas não residenciais	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo de	3
10 Depósitos	A ser determinada em cada caso e na falta de valores experimentais conforme o indicado em 2.2.1.3	-

11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Despensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
12 Escadas	Com acesso ao público (ver 2.2.1.7) Sem acesso ao público	3 2,5
13 Escolas	Anfiteatro com assentos fixos Corredor e sala de aula Outras salas	3 2
14 Escritórios	Salas de uso geral e banheiro	2
15 Forros	Sem acesso a pessoas	0,5
16 Galerias de arte	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
17 Galerias de lojas	A ser determinada em cada caso, porém com o mínimo	3
18 Garagens e estacionamentos	Para veículos de passageiros ou semelhantes com carga máxima de 25 kN por veículo. Valores de ϕ indicados em 2.2.1.6	3
19 Ginásios de esportes		5
Local		Carga
20 Hospitais	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação, sala de cirurgia, sala de raio X e banheiro Corredor	2 3
21 Laboratórios	Incluindo equipamentos, a ser determinado em cada caso, porém com o mínimo	3
22 Lavanderias	Incluindo equipamentos	3
23 Lojas		4
24 Restaurantes		3
25 Teatros	Palco Demais dependências: cargas iguais às especificadas para cinemas	5 -
26 Terraços	Sem acesso ao público Com acesso ao público Inacessível a pessoas Destinados a heliportos elevados: as cargas deverão ser fornecidas pelo órgão competente do Ministério da Aeronáutica	2 3 0,5 -
27 Vestíbulo	Sem acesso ao público Com acesso ao público	1,5 3

Fonte: ABNT NBR 6120:1980

Vale ressaltar que essa norma está em fase de revisão, e de acordo com Vendramini, colaborador na elaboração e revisão de diversas normas técnicas, em sua palestra no ENECE 2016, descreveu que haverá mudanças e alterações na norma, dentre elas a implantação do peso de divisórias em *drywall* equivalente a 0,5KN/m².

2.7 Fundação

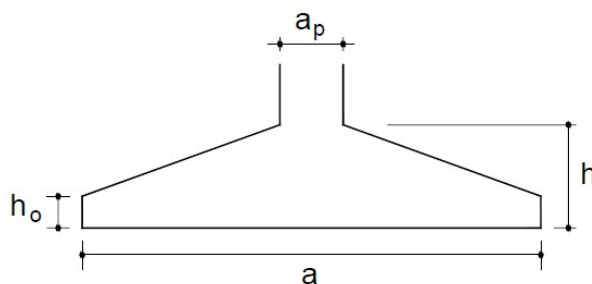
Fundação são elementos estruturais que tem por finalidade transmitir as cargas de uma estrutura para uma camada do solo, sendo um meio de ligação entre o solo e a superestrutura, que por característica deve resistir às tensões que são causadas pelos esforços solicitantes. Para determinar a fundação mais adequada para o projeto, devem-se saber todos os esforços atuantes sobre a edificação, as características geotécnicas do solo e dos elementos estruturais que estruturam as fundações (PRUDÊNCIO, 2011).

2.7.1 Fundações Superficiais

De acordo com a ABNT NBR 6122/1996, a fundação superficial (também conhecida como rasa ou direta) é definida como elemento de fundação em que a carga é conduzida ao terreno através das pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao nível do terreno que se encontra é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Aplicam-se neste tipo de fundação as sapatas, os blocos, os radier, as sapatas associadas, as vigas de fundação e as sapatas corridas. Neste item será tratado apenas às sapatas.

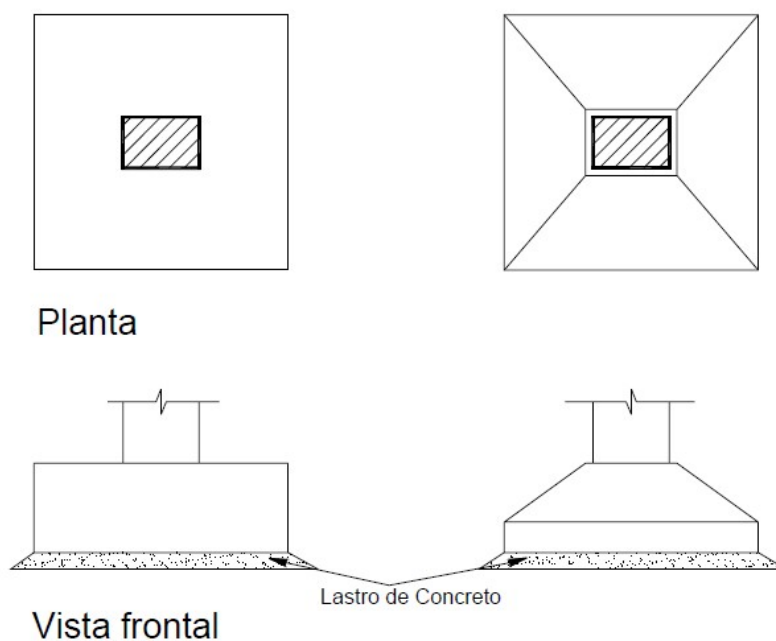
2.7.1.1 Sapatas Isoladas

Elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele geradas não sejam resistidas pelo concreto, mas sim pelo emprego da armadura. A sua espessura pode ser constante ou variável, sendo que normalmente, a sua base em planta é quadrada, retangular ou trapezoidal (ABNT NBR 6122/1996). As representações típicas das dimensões de uma fundação superficial em sapata são apresentadas na figura 2.17 abaixo:

Figura 2.17 Dimensões típicas de sapatas

Fonte: Alva, 2007.

As sapatas isoladas é o tipo mais freqüentemente utilizado, tem por características transmitirem as ações de um único pilar centrado, com seção não alongada, ilustrada na figura 2.18. Suas bases podem apresentar perfis geométricos quadradas, retangulares ou circulares, com a altura constante ou variando linearmente entre as faces do pilar à extremidade da base.

Figura 2.18 Sapatas isoladas

Fonte: Alva, 2007.

As sapatas podem ser classificadas quanto à rigidez, a posição e à solicitação. Em relação à rigidez, a ABNT NBR 6118:2014 classifica as sapatas de acordo com as seguintes expressões:

$$\begin{aligned}
 \text{Se} \quad h &\leq \frac{(a-a_p)}{3} && \Rightarrow \text{sapata flexível} \\
 \text{Se} \quad h &> \frac{(a-a_p)}{3} && \Rightarrow \text{sapata rígida}
 \end{aligned}
 \tag{2.3}$$

Onde:

a = a dimensão da sapata na direção analisada;

h = é a altura da sapata;

a_p = a dimensão do pilar na direção em questão

1. Sapatas flexíveis:

De acordo com a ABNT NBR 6118/2014, as sapatas flexíveis são de uso mais raro, a sua utilização normalmente são para fundações sujeitas a pequenas cargas e solos relativamente fracos. As sapatas flexíveis apresentam o comportamento estrutural trabalhando à flexão nas duas direções ortogonais e a verificação da punção nessas sapatas é necessária, pois são mais críticas a esse fenômeno quando comparadas às sapatas rígidas.

2. Sapatas rígidas:

As sapatas rígidas apresentam o comportamento estrutural trabalhando à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata, porém essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apóia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar. As tensões de cisalhamento devem ser verificadas, em particular a ruptura por compressão diagonal do concreto na ligação laje (sapata) – pilar. A verificação da punção é desnecessária, pois a sapata rígida situa-se inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo possibilidade física de ocorrência de tal fenômeno (ABNT NBR 6118/2014).

De acordo com Prudêncio (2011), para a execução de uma sapata isolada, ressaltam as seguintes etapas:

- 1) Fôrma para o rodapé, com folga de 5 cm para execução do concreto “magro”;
- 2) Posicionamento das fôrmas, de acordo com a marcação executada no gabarito de locação;
- 3) Preparo da superfície de apoio;
- 4) Colocação da armadura;
- 5) Posicionamento do pilar em relação à caixa com as armações;
- 6) Colocação das guias de arame, para acompanhamento da declividade das superfícies do concreto;
- 7) Concretagem: a base poderá ser vibrada normalmente, porém para o concreto inclinado deverá ser feita uma vibração manual, isto é, sem o uso do vibrador.

2.7.2 Características geotécnicas do solo

Para a elaboração de projetos de fundação, seguros e econômicos, é necessário preceder-se à identificação e à classificação das diversas camadas componentes do substrato a ser analisado, bem como a avaliação das suas propriedades de engenharia. Para obter uma definição satisfatória, a obtenção de amostrar para a identificação e classificação dos solos deve ser feitas por retiradas no local, obtendo uma estimativa realista das propriedades geomecânicas (CINTRA *et al.* 2013).

O solo é um material natural, possuindo uma grande variedade em relação a sua composição e ao comportamento sob carga. Ao examinar dois pontos próximos verticais no solo podemos detectar a variabilidade do maciço de solos proporcionado pela natureza em termos de tipos de solos, consistência, compacidade e, sobretudo, características de deformidade e resistência. Resumindo a versatilidade do maciço de solo demonstra uma diversidade tridimensional. Por tanto, a chamada investigação geotécnica é a análise do maciço do solo, com o objetivo de descobrir caso a caso, as condições que a natureza proporciona (CINTRA *et al.* 2013).

Segundo Cintra *et al.* (2013), no Brasil o ensaio mais utilizado para o projeto de fundações é o SPT (*Standard Penetration Test*), geralmente designado como sondagem.

2.7.2.1 SPT (*Standard Penetration Test*)

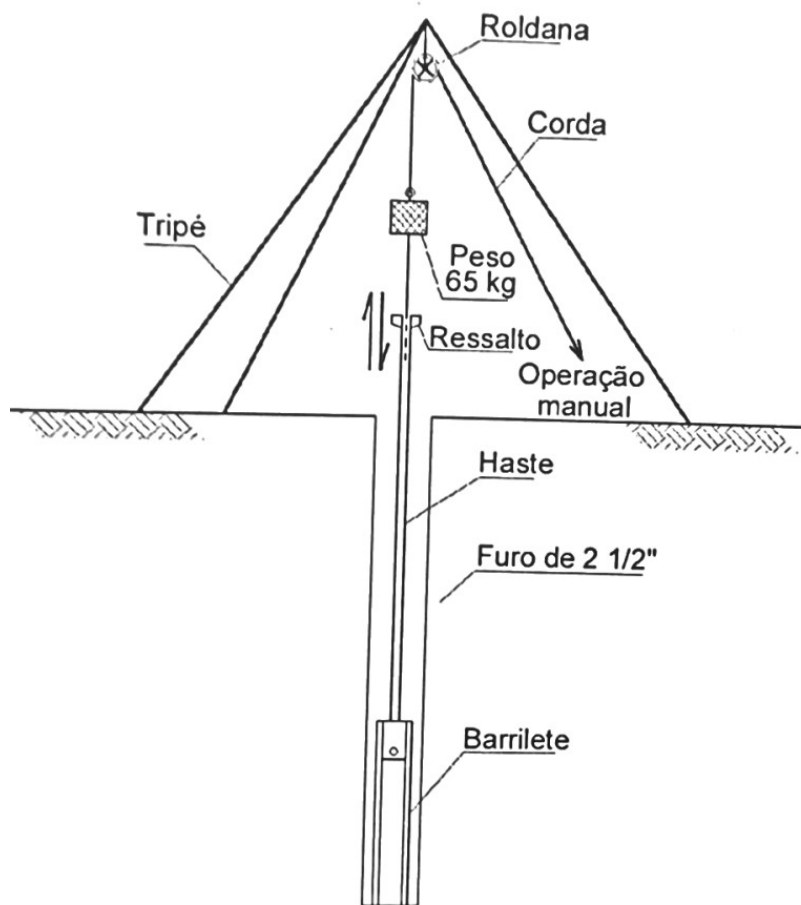
De acordo com a ABNT NBR 6484:2011, a sondagem SPT para a engenharia civil, quando realizada, tem por determinação as seguintes finalidades: 1) a determinação dos tipos de solo em suas respectivas profundidades de ocorrência; 2) a posição do nível-d'água; 3) os índices de resistência à penetração (N) a cada metro.

O SPT, normalizado pela ABNT NBR 6484 (2001), é realizado a cada metro de profundidade e consiste na cravação de um cilindro amostrador vazado de dimensões normalizadas por meio de golpes de um peso de 65 kgf caindo em queda livre e uma altura constante igual a 75 cm. O valor do índice de resistência à penetração (NSPT) corresponde ao número de golpes para 30 cm de penetração do amostrador no solo, após uma cravação inicial de 15 cm.

A ABNT NBR 6484:2001 assemelha a utilização de tripé para a execução de ensaios SPT, com hastes de diâmetro nominal de 25 mm com massa teórica de 32 N/m, cabeça de bater com aproximadamente 90 mm de altura, amostrador de diâmetro externo de 50,8 mm e interno de 34,9 mm, martelo maciço ou vazado, com o total de 65 Kg, representado na figura 2.19.

Durante a amostragem, são anotados os números de golpes do martelo necessários para cravar cada trecho de 15 cm do amostrador. Desprezam-se os dados referentes ao primeiro trecho de 15 cm e define-se a resistência à penetração como o número de golpes (N) necessários para cravar 30 cm do amostrador, após os primeiros 15 cm. A resistência à penetração é também referida como o número de N do SPT, ou simplesmente, como o SPT do solo (PINTO, 2006).

Figura 2.19 Esquema do equipamento do ensaio SPT



Fonte: (PINTO, 2006).

Em razão de resistência à penetração, o estado do solo é organizado pela compacidade, quando areia ou silte arenoso, ou pela consistência, quando argila ou silte argiloso. As organizações dependem da energia verdadeiramente aplicada ao barrilete amostrador, conseqüentemente da maneira como o martelo é acionado, sendo um pouco diferente em cada país esse procedimento (PINTO, 2006).

Após análise, os resultados são apresentados em um relatório de sondagem, como mostrado na figura 2.20. Neste relatório trás as descrições de casa solo encontrado, as cotas correspondentes a cada camada, a posição do nível d'água e sua eventual pressão.

Figura 2.20 Perfil típico de uma sondagem de simples reconhecimento

Cota (m)	Profund. (m)	N. A.	S P T	Descrição	Convenção
781	0		8	Areia fina, média e grossa, argilosa e siltosa, amarela	
	- 2		11		
			7	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência média, variegada	
	- 5		9		
			8		
775	- 8	(7/7/94) - 8	21	Argila siltosa, pouco arenosa, consistência rija, amarela e cinza	
	- 10		17		
			15		
			20	Areia fina e média, pouco argilosa, compacta, cinza-amarelada	
			31		
770			41	Argila siltosa, pouco arenosa, dura, cor variegada	
			48		
			61		
			57		
			58		
765			30/15		
			30/14		
			30/12		
			30/14		
			30/10		
			30/11		
760	- 21	(10/7/94)	Lavagem	Limonita (concreções)	
	- 22	- 22,30			
			30/16	Areia fina e média, com algumas lentes de limonita, siltosa, compacta, amarela e vermelha	
			30/12		
			30/8		
755	- 26		Lavagem		

Fonte: Pinto, 2006.

2.7.3 Tensão admissível

De acordo com a ABNT NBR 6122:1996, tensão admissível ou pressão admissível, é uma tensão aplicada ao solo pela fundação superficial, ocasionando apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes e oferecendo, juntamente, segurança satisfatória contra a ruptura ou o escoamento do solo ou do elemento estrutural de fundação.

Para estimar as tensões admissíveis do conjunto solo-fundação, são utilizados quatro métodos, sendo:

- Métodos teóricos;
- Métodos semi-empíricos;

- Métodos empíricos;
- Prova de carga sobre placa.

2.7.3.1 Método teórico

De acordo com a ABNT NBR 6122/1996, uma vez conhecidas as características de compressibilidade e resistência ao cisalhamento do solo e outros parâmetros necessários, a pressão admissível pode ser determinada por meio de teoria desenvolvida na Mecânica dos Solos, levando em conta eventuais inclinações da carga do terreno e excentricidades.

Faz-se um cálculo de capacidade de carga á ruptura; a partir desse valor, a pressão admissível é obtida através da introdução de um coeficiente de segurança igual ao recomendado pelo autor da teoria. O coeficiente de segurança deve ser compatível com a precisão da teoria e o grau de conhecimento das características do solo e nunca inferior a três. A seguir, faz-se uma verificação de recalques para essa pressão, que, se conduzir a valores aceitáveis, será confirmada como admissível; caso contrário, o valor da pressão deve ser reduzido até que se obtenham recalques aceitáveis (ABNT NBR 6122/1996). Exemplos de métodos teóricos são: Terzaghi, Skempton, Brinch Hansen ou Meyerhof.

- *TERZAGHI*

Karl Terzaghi, foi o pioneiro do desenvolvimento de uma teoria de capacidade de carga de um sistema sapata-solo. Para a aplicação da fórmula de Terzaghi, é indispensável conhecer o ângulo de atrito (ϕ) para adquirir os fatores de capacidade de carga, a coesão do solo (c) e ainda conhecer a forma da fundação para se adquirir os fatores de forma (CASTRO, 2008).

A coesão do solo, assim como o ângulo de atrito, é conseguida por meio de ensaios de laboratório, sendo eles: ensaio de cisalhamento direto simples ou de ensaio de compressão triaxial (CASTRO, 2008).

A fórmula de Terzaghi para o cálculo de capacidade de carga de solos que apresentam ruptura geral é mostrada pela expressão:

$$\sigma_r = S_c \cdot N_c \cdot c + \left(\frac{1}{2} \cdot S_y \cdot N_y \cdot \gamma_{med} \cdot b \right) + S_q \cdot N_q \cdot q_{med} \quad (2.4)$$

Onde:

σ_r = Capacidade carga na ruptura (tf/m²);

N_c, N_y, N_q = Fatores de capacidade de carga em função do ângulo de atrito do solo abaixo da base da fundação mostrados na figura 2.22 (Adimensional);

S_c, S_y, S_q = Fatores de forma conforme figura 2.23 (Adimensional);

c = Coesão do solo (tf/m²);

γ_{med} = Peso específico em média ponderado dos diferentes solos abaixo da cota da base da fundação, dentro da área de influência do bulbo de pressão (tf/m³);

b = Menor dimensão da sapata (m);

q_{med} = Sobrecarga (tensão geostática na cota de apoio da fundação) (tf/m²).

Sobrecarga:

$$q_{med} = \gamma_{sob} \cdot D \quad (2.5)$$

Sendo:

D = profundidade da cota de apoio da sapata (m).

γ_{sob} = Peso específico do solo acima da base da fundação

Em situações que apresentam ruptura localizada, o cálculo para capacidade de carga de solos é utilizada a expressão, nota-se que as expressões são iguais, porém para ruptura localizada utiliza-se coesão e ângulo de atrito reduzido:

$$\sigma_r = S_c \cdot N_c \cdot c + \left(\frac{1}{2} \cdot S_y \cdot N_y \cdot \gamma_{med} \cdot b \right) + S_q \cdot N_q \cdot q_{med} \quad (2.6)$$

Encontrando o valor de c' com a equação, para utilizar na expressão:

$$c' = \frac{2c}{3} \quad (2.7)$$

Encontrando o valor de $\emptyset'$, para obtenção dos fatores de capacidade de carga, com a equação 2.8:

$$\tan \emptyset' = \frac{2}{3} \cdot \tan \emptyset \quad (2.8)$$

Com esses valores encontrados, denominam-se os valores de N'_c , N'_y e N'_q , com a equação 2.9:

$$\sigma r = S_c \cdot N'_c \cdot c' + \left(\frac{1}{2} \cdot S_y \cdot N'_y \cdot \gamma_{med} \cdot b \right) + S_q \cdot N'_q \cdot q_{med} \quad (2.9)$$

Os valores de N_c , N_y e N_q e os valores de N'_c , N'_y e N'_q , podem ser encontrados pelas equações abaixo:

$$N_q = e^{\pi \tan \emptyset} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\emptyset}{2} \right) \quad (2.10)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \emptyset \quad (2.11)$$

$$N_y = \frac{4E_p}{\gamma B^2} \cdot \cos(\alpha - \emptyset) \quad (2.12)$$

Os fatores de capacidade de carga utilizados na fórmula de Terzaghi são apresentados na figura 2.21 abaixo:

Figura 2.21 Fatores de capacidade de carga

$\phi(^{\circ})$	N_c	N_q	N_{γ}	N_q/N_c	$\tan \phi$
0	5,14	1,00	0,00	0,20	0,00
1	5,38	1,09	0,07	0,20	0,02
2	5,63	1,20	0,15	0,21	0,03
3	5,90	1,31	0,24	0,22	0,05
4	6,19	1,43	0,34	0,23	0,07
5	6,49	1,57	0,45	0,24	0,09
6	6,81	1,72	0,57	0,25	0,11
7	7,16	1,88	0,71	0,26	0,12
8	7,53	2,06	0,86	0,27	0,14
9	7,92	2,25	1,03	0,28	0,16
10	8,35	2,47	1,22	0,30	0,18
11	8,60	2,71	1,44	0,32	0,19
12	9,28	2,97	1,69	0,32	0,21
13	9,81	3,26	1,97	0,33	0,23
14	10,37	3,59	2,29	0,35	0,25
15	10,98	3,94	2,65	0,36	0,27
16	11,63	4,34	3,06	0,37	0,29
17	12,34	4,77	3,53	0,39	0,31
18	13,10	5,26	4,07	0,40	0,32
19	13,93	5,80	4,68	0,42	0,34
20	14,83	6,40	5,39	0,43	0,36
21	15,82	7,07	6,20	0,45	0,38
22	16,88	7,82	7,13	0,46	0,40
23	18,05	8,65	8,20	0,48	0,42
24	19,32	9,60	9,44	0,50	0,45
25	20,72	10,66	10,88	0,51	0,47
26	22,25	11,85	12,54	0,53	0,49
27	23,94	13,20	14,47	0,55	0,51
28	25,80	14,72	16,72	0,57	0,53
29	27,86	16,44	19,34	0,59	0,55
30	30,14	18,40	22,40	0,61	0,58
31	32,67	20,63	25,99	0,63	0,60
32	35,49	23,18	30,22	0,65	0,62
33	38,64	26,09	35,19	0,68	0,65
34	42,16	29,44	41,06	0,70	0,67
35	46,12	33,30	48,03	0,72	0,70
36	50,59	37,75	56,31	0,75	0,73
37	55,53	42,82	66,19	0,77	0,75
38	61,35	48,93	78,03	0,80	0,78
39	67,87	55,96	92,25	0,82	0,81
40	75,31	64,20	109,41	0,85	0,84
41	83,86	73,90	130,22	0,88	0,87
42	93,71	85,38	155,55	0,91	0,90
43	105,11	99,02	185,54	0,94	0,93
44	118,37	115,31	224,64	0,97	0,97
45	133,88	134,88	271,76	1,01	1,00
46	152,10	158,51	330,35	1,04	1,04
47	173,64	187,21	403,67	1,08	1,07
48	199,20	222,31	496,01	1,12	1,11
49	229,93	265,51	613,16	1,15	1,15
50	266,89	319,07	762,89	1,20	1,19

Fonte: Castro, 2000

Os valores os fatores de forma utilizados, são apresentados na figura 2.22:

Figura 2.22 Fatores de forma utilizados na fórmula de Terzaghi

Forma da base da sapata	S_c	S_γ	S_q
Corrida	1,0	1,0	1,0
Retangular	1,1	0,9	1,0
Quadrada	1,3	0,8	1,0
Circular	1,3	0,6	1,0

Fonte: Castro, 2008.

2.7.3.2 Método semi-empírico

Conforme a ABNT NBR 6122/1996, são considerados métodos semi-empíricos aqueles em que as propriedades dos materiais são estimadas com base em correlações e são usadas em teorias de Mecânica dos Solos, adaptadas para incluir a natureza semi-empírica do método. Um exemplo de métodos semi-empírico é bulbo de tensão.

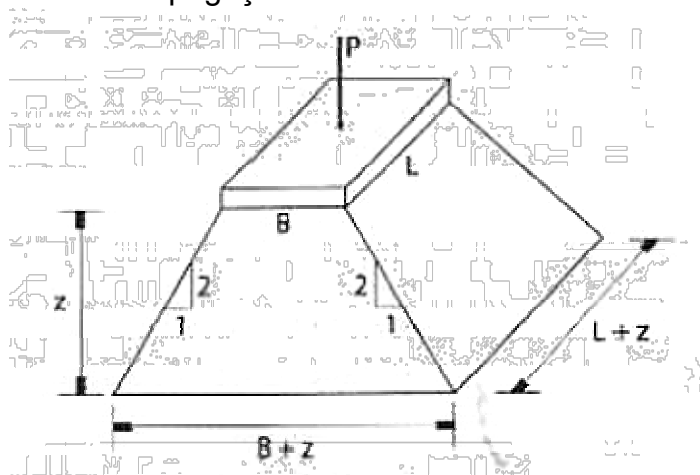
- BULBO DE TENSÃO

Quando vamos calcular a capacidade de carga de um solo, devemos levar em consideração o seu perfil geotécnico. Normalmente o solo não é formado apenas por um tipo ou camada de solo, podendo possuir diversas, e assim isso deve ser considerado no cálculo (ALONSO, 2010).

O bulbo de tensão é um método que a propagação de tensões ocorre de uma forma simplificada e mediante a uma inclinação, conforme ilustrada na figura 2.23, onde Z é a distância da base da sapata ao topo da segunda camada (CINTRA *et al.* 2011).

Portanto, levamos em conta apenas as camadas abaixo da sapata para verificar se ela está ou não assentada em um solo mais resistente, deve-se achar o valor de Z , que depende principalmente do tipo de sapata que será utilizada, sendo: 1) Sapata Retangular: $Z = 2,5B$ e 2) Sapata Quadrada: $Z = 2B$ (ALONSO, 2010).

Figura 2.23 Propagação de tensões mediante a inclinação



Fonte: Cintra *et al.*, 2011.

De acordo com Alonso (2010), o método tem como base no valor médio do SPT (na profundidade de ordem de grandeza igual a duas vezes a largura estimada para a fundação, contando a partir da cota de apoio), pode-se obter tensão admissível por:

$$\sigma_s = \frac{SPT}{50} \quad (\text{MPa}) \quad (2.13)$$

Valendo para valores de $SPT \leq 20$.

Primeiramente utiliza-se a equação 2.13 para encontrar a tensão onde a sapata está assentada. Posteriormente encontra-se a área da sapata através do resultado da carga que nela está sendo aplicada pela tensão, com isso é estimado um valor geométrico fictício. O menor valor dessa geometria fictícia (B) será multiplicado (dependendo do seu formato) para achar o valor de Z (ALONSO, 2010).

Após determinar o tamanho do bulbo (Z), analisa-se na sondagem de acordo com a sua dimensão e assim faz uma média do SPT, esse resultado será a σ_{s2} , e inicia-se o processo novamente com essa nova tensão. Essa análise só encerra quando os bulbos de tensão começam a se repetir (ALONSO, 2010).

2.7.3.3 Método empírico

Conforme a ABNT NBR 6122/1996, os métodos empíricos são aqueles pelos quais se chega a uma pressão admissível com base na descrição do terreno (classificação e determinação da compacidade ou consistência através de investigações de campo e/ou laboratoriais). Estes métodos expõem usualmente sob a forma de tabelas de pressões básicas conforme a figura 2.24, onde os valores fixados servem para orientação inicial.

Figura 2.24 Pressões básicas do solo

Classe	Descrição	Valores (MPa)
1	Rocha sã, maciça, sem laminação ou sinal de decomposição	3,0
2	Rochas laminadas, com pequenas fissuras, estratificadas	1,5
3	Rochas alteradas ou em decomposição	ver nota c)
4	Solos granulares concrecionados - conglomerados	1,0
5	Solos pedregulhosos compactos a muito compactos	0,6
6	Solos pedregulhosos fofos	0,3
7	Areias muito compactas	0,5
8	Areias compactas	0,4
9	Areias medianamente compactas	0,2
10	Argilas duras	0,3
11	Argilas rijas	0,2
12	Argilas médias	0,1
13	Siltos duros (muito compactos)	0,3
14	Siltos rijos (compactos)	0,2
15	Siltos médios (medianamente compactos)	0,1

Fonte: ABNT NBR 6122: 1996.

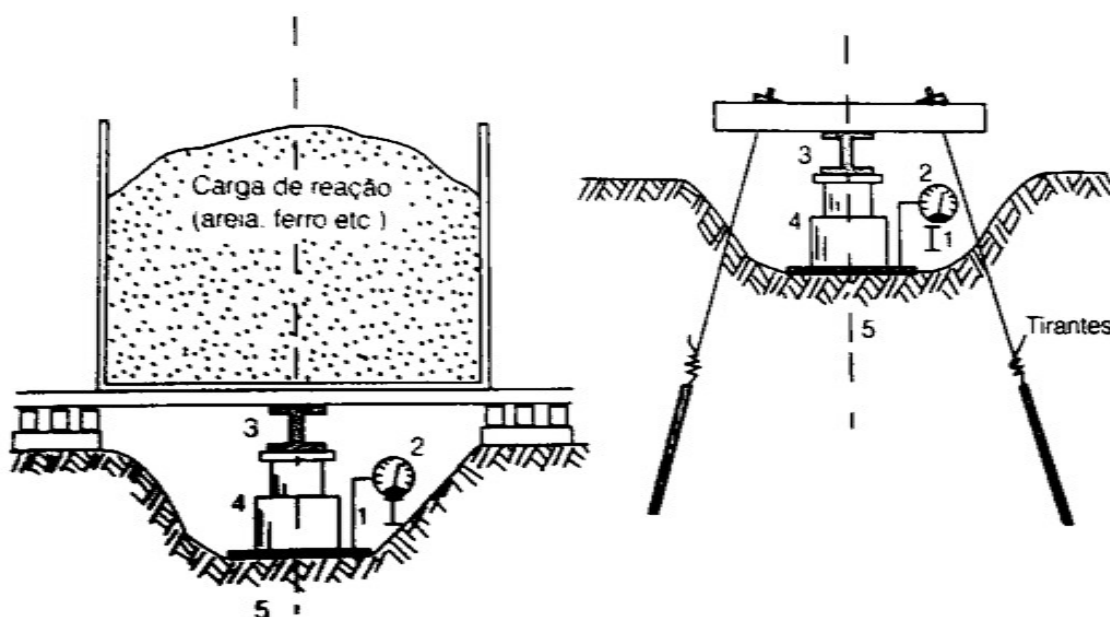
A ABNT NBR 6122/1996, apresenta descrições que devem ser consideradas em relação a sua utilização, as adequações para a sua utilização, com relação às

dimensões e profundidade da fundação. Algumas das descrições são de acordo com o solo, sendo solos rochosos, solos compressíveis, expansivos, colapsíveis, possuindo ainda prescrição especial para solos granulares e solos argilosos.

2.7.3.4 Prova de carga sobre placas

De acordo com Alonso (2010), esse ensaio é feito em campo e procura reproduzir o comportamento da solicitação de uma fundação. O ensaio consiste em empregar uma placa rígida de ferro fundido com 80 cm de diâmetro, a qual é carregada por meio de um macaco hidráulico que reage contra uma caixa carregada ou contra um sistema de tirantes, representado na figura 2.25:

Figura 2.25 Sistema de tirantes



Fonte: Alonso, 2010.

A pressão é aplicada em estágios, sendo que cada novo estágio só é aplicado após estar estabilizado o recalque do estágio anterior. Costuma-se também, anotar o tempo de início e término de cada estágio (ALONSO, 2010).

2.7.4 Dimensionamento de sapatas isoladas

As dimensões das sapatas são determinadas basicamente em função da tensão admissível do solo, apesar de depender também de outros fatores, como a intervenção com as fundações mais próximas. Na grande maioria dos casos as sapatas estão submetidas a cargas excêntricas, especialmente em virtude das ações do vento (ALVA, 2007).

De acordo com Alva (2007), referente a locação em planta, deve atender duas condições: 1) o centro de gravidade da sapata deve coincidir com o centro de gravidade do pilar central; 2) deve-se fazer uma estimativa da área da base, supondo a sapata submetida à carga centrada (sem momentos), usando a equação 2.14:

$$A = \frac{\alpha \cdot N_K}{\sigma_{\text{solo,adm}}} \quad (2.14)$$

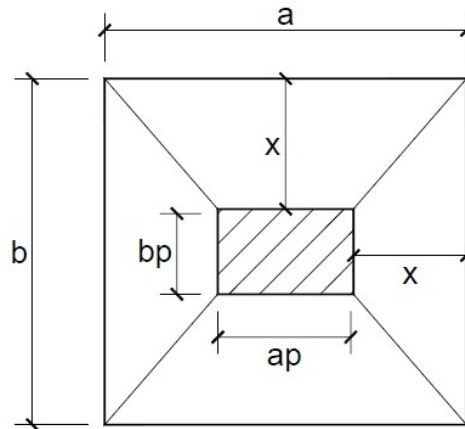
Onde:

N_K = é a força normal nominal do pilar;

$\sigma_{\text{solo,adm}}$ = é a tensão admissível do solo;

α = é um coeficiente que leva em conta o peso próprio da sapata. Pode-se assumir para esse coeficiente um valor de 1,05 nas sapatas flexíveis e 1,10 nas sapatas rígidas.

Segundo Alva (2007), as dimensões a e b devem ser adotadas, sempre que possível, de tal forma a resultar em um dimensionamento econômico. A condição econômica ocorre quando a distância em planta da face do pilar à extremidade da sapata forem iguais nas duas direções, apresentada na figura 2.26. Esta condição conduz a taxas de armadura de flexão da sapata aproximadamente iguais nas duas direções ortogonais.

Figura 2.26 Dimensões em planta de uma sapata

Fonte: Alva, 2007.

Sendo que:

$$a - b = a_p - b_p \Rightarrow \begin{cases} a = a_p + 2x \\ b = b_p + 2x \end{cases} \quad (2.15)$$

Isolando a dimensão b:

$$b = a - (a_p - b_p) \quad (2.16)$$

Calculando a área A:

$$A = a \cdot b = a[a - (a_p - b_p)] \quad (2.17)$$

Manipulando os termos, chega-se a uma equação de 2º grau, tendo como variável a dimensão a:

$$a^2 - a(a_p - b_p) - A = 0 \quad (2.18)$$

Tomando somente as raízes positivas:

$$a = \frac{a_p - b_p}{2} + \sqrt{\frac{(a_p + a_p)^2}{4}} + A \quad (2.19)$$

Assim, devem ser escolhidas dimensões a e b de tal modo que a tensão máxima não ultrapasse a tensão admissível do solo. Podem existir situações em que não seja possível aplicar o critério dos balanços iguais, como por exemplo, quando as dimensões obtidas a e b gerarem interferência com as fundações vizinhas. O que importa é escolher dimensões a e b da sapata de modo a respeitar a tensão admissível do solo (ALVA, 2007).

Quando as sapatas são regidas por momento, deve-se verificar se a tensão máxima não ultrapassa a tensão admissível, se ultrapassar as suas dimensões devem aumentar até que essa verificação passe. (ALVA, 2007). Para análise utiliza a fórmula 2.20.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M}{W} \quad (2.20)$$

Onde:

N = 1,10 . força normal

S = Área da sapata

M = Momento

W = Inércia

Sendo que:

$$W = \frac{h \cdot b^2}{6} \quad (2.21)$$

De acordo com Almeida (2004), no dimensionamento da altura das sapatas, deve-se levar em consideração a condição de sapata rígida, sendo assim obter o maior valor das três seguintes condições:

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad (2.22)$$

$$h \geq \frac{(b - b_p)}{3} \quad (2.23)$$

$$h \geq l_{b, \text{arranque}} \quad (2.24)$$

Onde:

$l_{b, \text{arranque}}$ depende do tipo de concreto e valores do diâmetro da barra do pilar.

E por último para encontrar o h_0 , têm-se as seguintes condições:

$$h_0 \geq 25 \text{ cm} \quad (2.25)$$

$$h_0 \geq \frac{h}{4} \quad (2.26)$$

$$h_0 \leq \frac{h}{3} \quad (2.27)$$

Para encontrar o volume das sapatas a equação que utiliza está descrita abaixo:

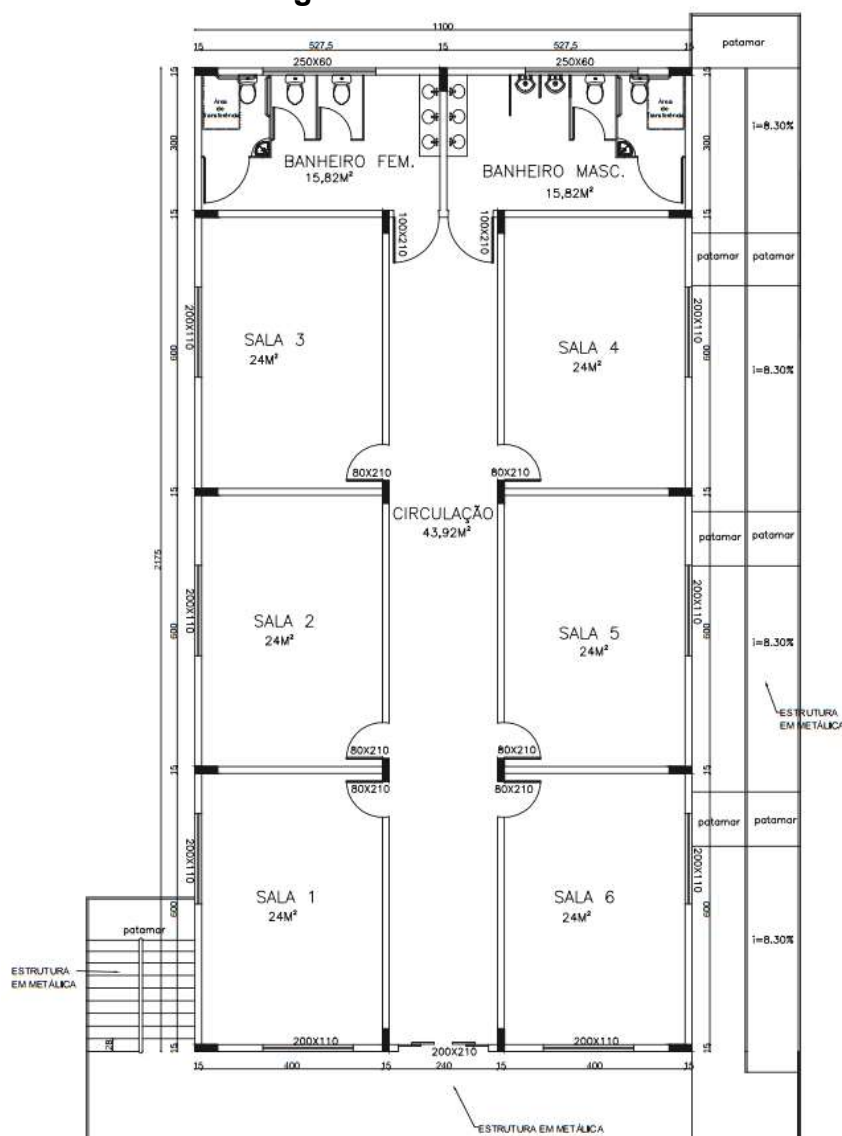
$$V_s = \frac{(h - h_0)}{3} \cdot (a \cdot b + a_0 \cdot b_0 + \sqrt{(a \cdot b \cdot a_0 \cdot b_0)}) + (a \cdot b \cdot h_0) \quad (2.28)$$

3 MÉTODOLOGIA

3.1 Considerações Iniciais

A metodologia aplicada no desenvolvimento da monografia consiste em uma mudança de cargas permanentes e o impacto que as cargas influenciam no dimensionamento de sapatas isoladas. A referência do nosso estudo está baseada em projetos desenvolvidos pelas autoras, sendo: planta baixa (figura 3.1) e planta de fôrma (figura 3.2).

. Figura 3.1 Planta baixa



Fonte: As autoras

3.2 Interpretação do Projeto Arquitetônico

Para fins de estudo, foi arbitrado que o projeto será edificado em um imóvel situado na Av. Monsenhor Aristides Rocha S/N, no Bairro das Graças, na cidade de Caratinga (MG). A figura 3.3 a seguir apresenta a sua localização:

Figura 3.3 Localização do estudo



Fonte: Google Maps, 2017.

Referenciamos esta localidade por apresentar uma agressividade da atmosfera moderada, considerando assim, risco de deterioração pequena. A edificação possui as características abaixo:

- a) Área total construída de 1.336,64 m²,
- b) Salas e 2 banheiros por pavimento;
- c) Salas possuindo área privativa de 24m² cada;
- d) Banheiros possuindo área privativa de 15,82 m² cada;
- e) Escada e rampas acessíveis cobertas e de estrutura metálica.

A tabela 3.1 a seguir complementa as informações sobre a edificação:

Tabela 3.1 Resumo da edificação

Pavimento	Descrição	Cota de nível (m)	Área (m ²)
1	Térreo com salas e banheiros	0,15	334,16
2	1º andar com salas e banheiros	3,45	334,16
3	2º andar com salas e banheiros	6,75	334,16
4	3º andar com salas e banheiros	10,15	334,16

Fonte: As autoras

3.3 Carregamento da estrutura

3.3.1 Carregamento estrutural: laje pré-fabricada e parede convencional.

- Salas comerciais: 3kN/m²;
- Laje pré-fabricada com elemento de enchimento em bloco cerâmico Utilizando carga entre 2 kN/m² e 5 kN/m² e vão de 4 metros, resulta na escolha de uma laje de altura de 12 cm ($\beta=12$) com as características: espessura da capa $e=4$ cm; Peso próprio $g_1=1,41$ kN/m² (CARVALHO E FILHO, 2006);
- Paredes em tijolo cerâmico com dimensões 14x19x29cm. Com peso específico de 13 kN/m³;
- Revestimento para parede e laje com argamassa de cimento, cal e areia, traço 1:2:8 e peso específico de 19 kN/m³ (2 cm de espessura);
- Revestimento de contra piso em cerâmica com espessura de 2 cm e peso específico de 18 kN/m³.

3.3.1.1 Cálculos para o projeto

- Carregamento da laje = sobrecarga + revestimento da laje + peso cerâmico + contra-piso.

$$\begin{aligned}
 & 3 \text{ kN/m}^2 \text{ (Sobrecarga)} \\
 & \quad + \\
 & 0,02 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 0,38 \text{ kN/m}^2 \text{ (Revestimento Laje)} \\
 & \quad + \\
 & 0,02 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2 \text{ (Peso cerâmico)} \\
 & \quad + \\
 & 0,05 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 1,05 \text{ kN/m}^2 \text{ (Contra-piso)}
 \end{aligned}$$

Carga total da laje=4,79 kN/m²

- Carregamento das paredes = altura do bloco cerâmico x altura até a viga x peso específico do bloco cerâmico.

$$0,14 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = 5,10 \text{ kN/m}$$

- Carregamento peso próprio da viga = dimensão da viga (AxB) x peso específico do concreto.

$$0,15 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,88 \text{ kN/m}$$

- Revestimento da parede = (2 x esp. do revestimento) x altura até a viga x peso específico da argamassa.

$$0,04 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 2,13 \text{ kN/m}$$

$$\text{Carregamento na viga: } 5,10 + 2,13 + 1,88 = 9,11 \text{ kN/m}$$

- Carregamento das reações das lajes nas vigas, de acordo com o sentindo da vigota no menor vão.

$$\text{Laje01} = \text{Laje03} = \text{Laje04} = \text{Laje06} = \text{Laje08} = \text{Laje 09}$$

$$P_{v14} = P_{v21} = \frac{P_{\text{laje}} \cdot L_x}{2} = \frac{4,79 \times 4}{2} = 9,58 \text{ kN/m}$$

$$P_{v11} = P_{v8} = \frac{0,25 \cdot P_{\text{laje}} \cdot L_y}{2} = 0,125 \cdot 4,79 \cdot 6 = 3,59 \text{ kN/m}$$

Laje 02 = Laje 05 = Laje 08

$$P_{v21} = P_{v22} = \frac{4,79 \times 2,40}{2} = 5,75 \text{ KN/m}$$

$$P_{v12} = P_{v9} = \frac{0,25 \times 4,79 \times 6 \text{ m}}{2} = 3,59 \text{ KN/m}$$

Laje 10 = Laje 11

$$P_{v3} = P_{v1} = P_{v2} = P_{v4} = \frac{4,79 \times 3,00}{2} = 7,18 \text{ KN/m}$$

$$P_{v17} = P_{v18} = P_{v25} = \frac{0,25 \times 4,79 \times 5,275}{2} = 3,15 \text{ KN/m}$$

- Carregamento do peso próprio da parede cerâmica e peso próprio de vigas de concreto:

$$(PP_{parede} = 5,10 \text{ KN/m}) + (PP_{vigas} = 1,88 \text{ KN/m})$$

$$PP_{parede} + PP_{vigas} = 6,98 \text{ KN/m}$$

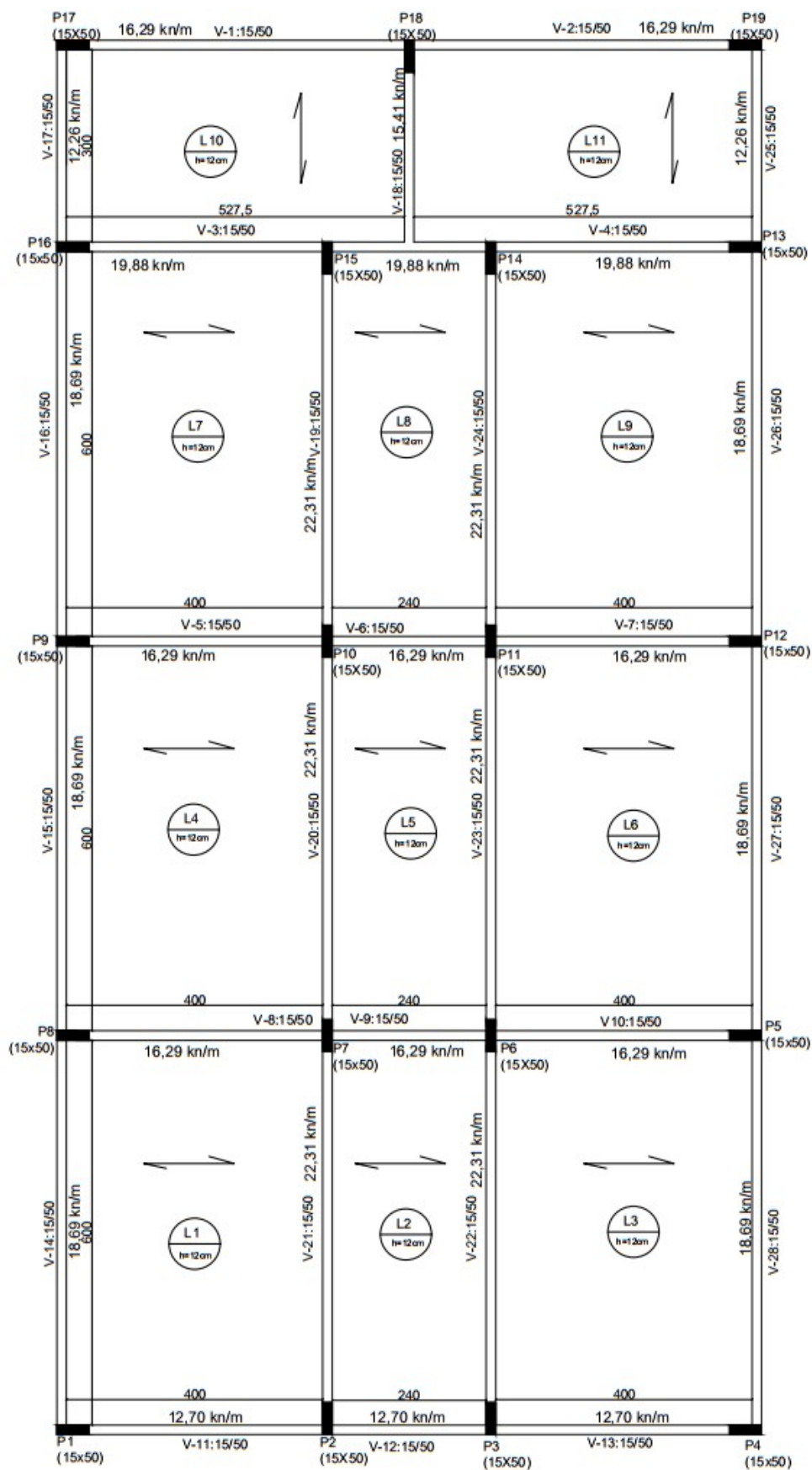
Sendo:

PP_{parede} : Peso próprio da parede

PP_{vigas} : Peso próprio da viga

Na planta de formas abaixo (figura 3.4), contém o resultado dos cálculos realizados.

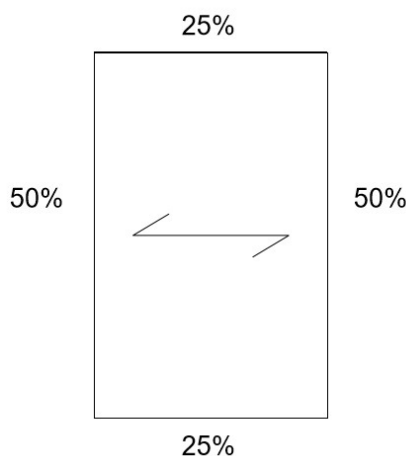
Figura 3.4 Carregamento: laje pré-fabricada e parede convencional



Fonte: As autoras

OBS: Houve uma majoração das reações das lajes nas vigas (figura 3.5), onde as vigotas da laje pré-moldadas estavam paralelas ao sentido da viga (CARVALHO E FILHO, 2006).

Figura 3.5 Majoração das lajes pré-fabricadas



Fonte: As autoras

Tal majoração foi considerada admitindo que a rigidez do elemento da capa da laje pré-fabricada seja suficiente pra transmitir carregamentos, Tal quantidade foi majorada, pois no sentido perpendicular as vigas foram lançadas os 100% do carregamento.

3.3.2 Carregamento estrutural: laje pré-fabricada e parede em *drywall*

- Salas comerciais: 3kN/m^2 ;
- Laje pré-fabricada com elemento de enchimento em bloco cerâmico. Utilizando o quadro com carga entre 2 kN/m^2 e 5 kN/m^2 e vão de 4 metros, resulta na escolha de uma laje de altura de 12 cm ($\beta=12$) com as características: espessura da capa $e=4\text{ cm}$; Peso próprio $g_1=1,41\text{ kN/m}^2$ (CARVALHO E FILHO, 2006);
- Paredes em *drywall* com espessura de 12,5 cm e altura 2,80 m. Com peso específico de $0,5\text{ kN/m}^3$;

- Revestimento de contra piso em cerâmica com espessura de 2 cm e peso específico de 18 kN/m³.

Para paredes em *drywall*, a ABNT NBR 6120:1980 não especifica a carga unitária, neste trabalho foi adotada o valor unitário de 50 kgf/m², apresentado por João Alberto Vendramini na 19º ENECE – Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, realizado em outubro de 2016, correspondente a evolução da revisão da ABNT NBR 6120: 1980.

3.3.2.1 Cálculos para o projeto

- Carregamento da laje = sobrecarga + revestimento da laje + peso cerâmico + contra-piso

$$\begin{aligned}
 & 3 \text{ kN/m}^3 \text{ (Sobrecarga)} \\
 & + \\
 & 0,02 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 0,38 \text{ kN/m}^2 \text{ (Revestimento Laje)} \\
 & + \\
 & 0,02 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 = 0,36 \text{ kN/m}^2 \text{ (Peso cerâmico)} \\
 & + \\
 & 0,05 \text{ m} \times 21 \text{ kN/m}^3 = 1,05 \text{ kN/m}^2 \text{ (Contra-piso)}
 \end{aligned}$$

Carga total da laje=4,79 kN/m²

- Carregamento das paredes = altura até a viga x peso específico do *drywall*

$$2,80 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^3 = 1,40 \text{ kN/m}$$

- Carregamento peso próprio da viga = dimensão da viga (AxB) x peso específico do concreto.

$$0,15 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,88 \text{ kN/m}.$$

Carregamento na viga: $1,40 + 1,88 = 3,28 \text{ kN/m}$

- Carregamento das reações das lajes nas vigas, de acordo com o sentido da vigota no menor vão.

Laje01 = Laje03 = Laje04 = Laje06 = Laje08 = Laje 09

$$P_{v14} = P_{v21} = \frac{P_{\text{laje}} \cdot L_x}{2} = \frac{4,79 \times 4}{2} = 9,58 \text{ KN/m}$$

$$P_{v11} = P_{v8} = \frac{0,25 \cdot P_{\text{laje}} \cdot L_y}{2} = 0,125 \cdot 4,79 \cdot 6 = 3,59 \text{ KN/m}$$

Laje 02 = Laje 05 = Laje 08

$$P_{v21} = P_{v22} = \frac{4,79 \times 2,40}{2} = 5,75 \text{ KN/m}$$

$$P_{v12} = P_{v9} = \frac{0,25 \times 4,79 \times 6 \text{ m}}{2} = 3,59 \text{ KN/m}$$

Laje 10 = Laje 11

$$P_{v3} = P_{v1} = P_{v2} = P_{v4} = \frac{4,79 \times 3,00}{2} = 7,18 \text{ KN/m}$$

$$P_{v17} = P_{v18} = P_{v25} = \frac{0,25 \times 4,79 \times 5,275}{2} = 3,15 \text{ KN/m}$$

- Carregamento do peso próprio da parede cerâmica e peso próprio de vigas de concreto:

$$(PP_{parede} = 5,10 \text{ KN/m}) + (PP_{vigas} = 1,88 \text{ KN/m})$$

$$PP_{parede} + PP_{vigas} = 6,98 \text{ KN/m}$$

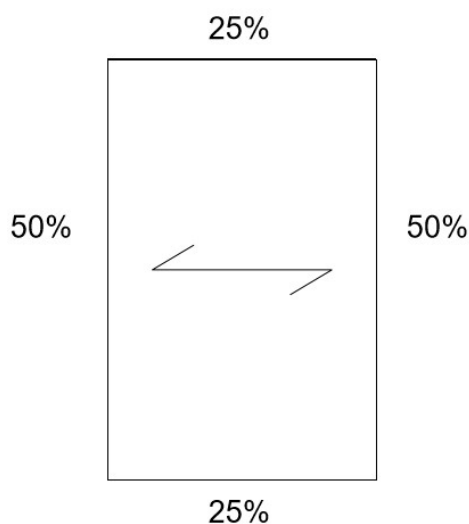
Sendo:

PP_{parede} : Peso próprio da parede

PP_{vigas} : Peso próprio da viga

OBS: Houve uma majoração das reações das lajes nas vigas (figura 3.6), onde as vigotas da laje pré-moldadas estavam paralelas ao sentido da viga (CARVALHO E FILHO, 2006).

Figura 3.6 Majoração das lajes pré-fabricadas



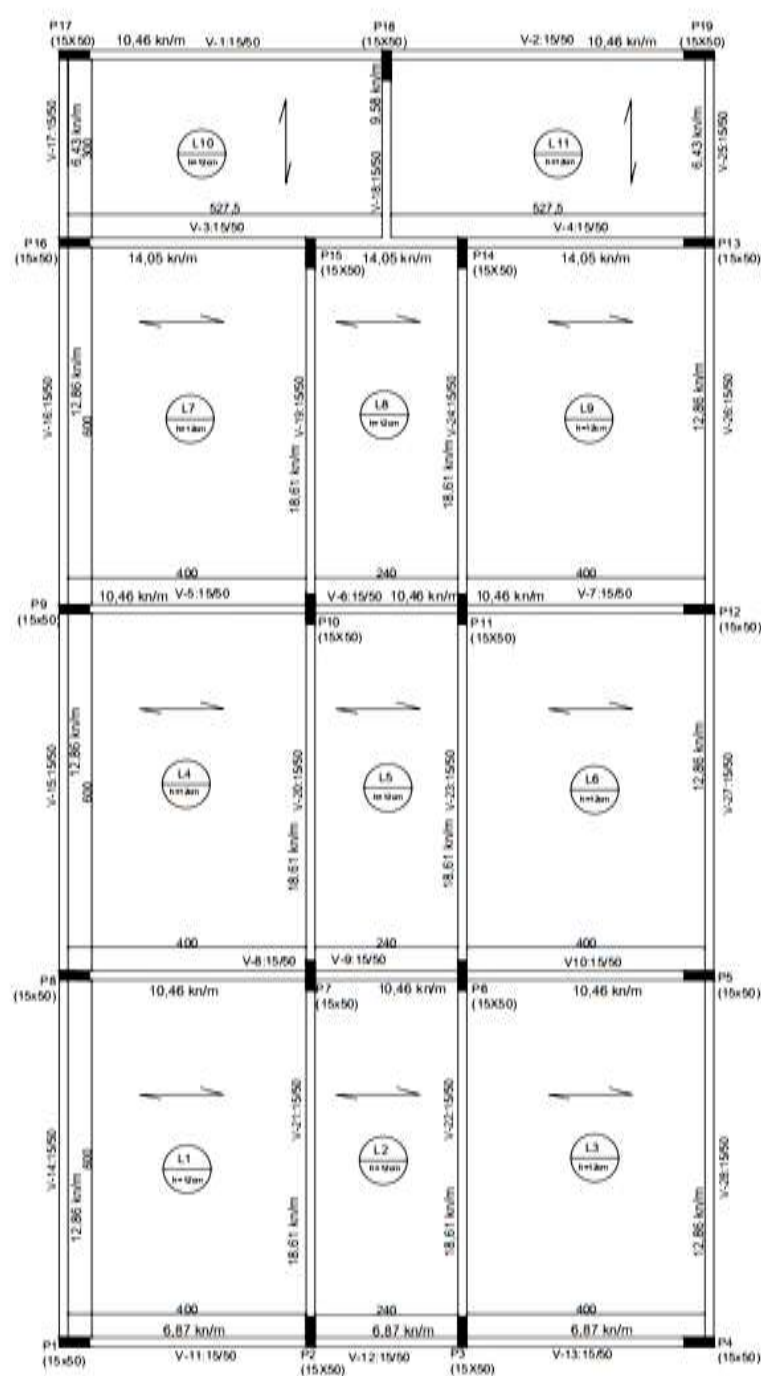
Fonte: As autoras

Tal majoração foi considerada admitindo que a rigidez do elemento da capa da laje pré-fabricada seja suficiente pra transmitir carregamentos, Tal quantidade foi

majorada, pois no sentido perpendicular as vigas foram lançadas os 100% do carregamento.

Na planta de formas abaixo (figura 3.7), contém o resultado dos cálculos realizados.

Figura 3.7 Carregamento: laje pré-fabricada e parede em *drywall*



Fonte: As autoras

3.3.3 Carregamento estrutural: laje maciça e parede em *drywall*

- Salas comerciais: 3kN/m^2 ;
- Laje maciça. Utilizando altura de 10 cm, para cálculo das reações de apoio das lajes retangulares utiliza-se o processo de áreas e as aproximações foram feitas a partir dos vértices com os ângulos: 45° , 60° e 90° .
- Paredes em *drywall* com espessura de 12,5 cm e altura 2,80 m. Com peso específico de $0,5\text{ kN/m}^3$;
- Revestimento de contra piso em cerâmica com espessura de 2 cm e peso específico de 18 kN/m^3 .

Para paredes em *drywall*, a ABNT NBR 6120:1980 não especifica a carga unitária, neste trabalho foi adotada o valor unitário de 50 kgf/m^2 , apresentado por João Alberto Vendramini na 19º ENECE – Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural, realizado em outubro de 2016, correspondente a evolução da revisão da ABNT NBR 6120: 1980.

3.3.3.1 Cálculos para o projeto

- Carregamento da laje = sobrecarga + revestimento da laje + peso cerâmico + contra-piso.

$$\begin{aligned}
 &3\text{ KN/m}^2 \text{ (Sobrecarga)} \\
 &+ \\
 &0,10\text{ m} \times 25\text{ KN/m}^3 = 2,5\text{ KN/m}^2 \text{ (Peso próprio)} \\
 &+ \\
 &0,02\text{ m} \times 19\text{ KN/m}^3 = 0,38\text{ KN/m}^2 \text{ (Revestimento laje)} \\
 &+ \\
 &0,02\text{ m} \times 18\text{ KN/m}^3 = 0,36\text{ KN/m}^2 \text{ (Piso cerâmico)}
 \end{aligned}$$

$$+ \\ 0,05 \text{ m} \times 21 \text{ KN/m}^3 = 1,05 \text{ KN/m}^2 \text{ (Contra-piso)}$$

Peso total da laje = 7,29 KN/m²

- Carregamento das paredes = altura até a viga x peso específico do *drywall*:

$$2,80 \text{ m} \times 0,5 \text{ kN/m}^3 = 1,40 \text{ kN/m}$$

- Carregamento peso próprio da viga = dimensão da viga (AxB) x peso específico do concreto.

$$0,15 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1,88 \text{ kN/m}.$$

Carregamento na viga: 1,40 + 1,88 = 3,28 kN/m

- Cálculos das reações da laje maciça nas vigas, utilizando o processo de áreas com o auxílio das tabelas do Pinheiros (2007), que segue no anexo B:

Laje 1 = Laje 3.

⇒ Caso 3: duas bordas adjacentes engastadas.

Laje 2.

⇒ Caso 5B: uma borda menor apoiada.

Laje 4 = Laje 6 = Laje 7 = Laje 9.

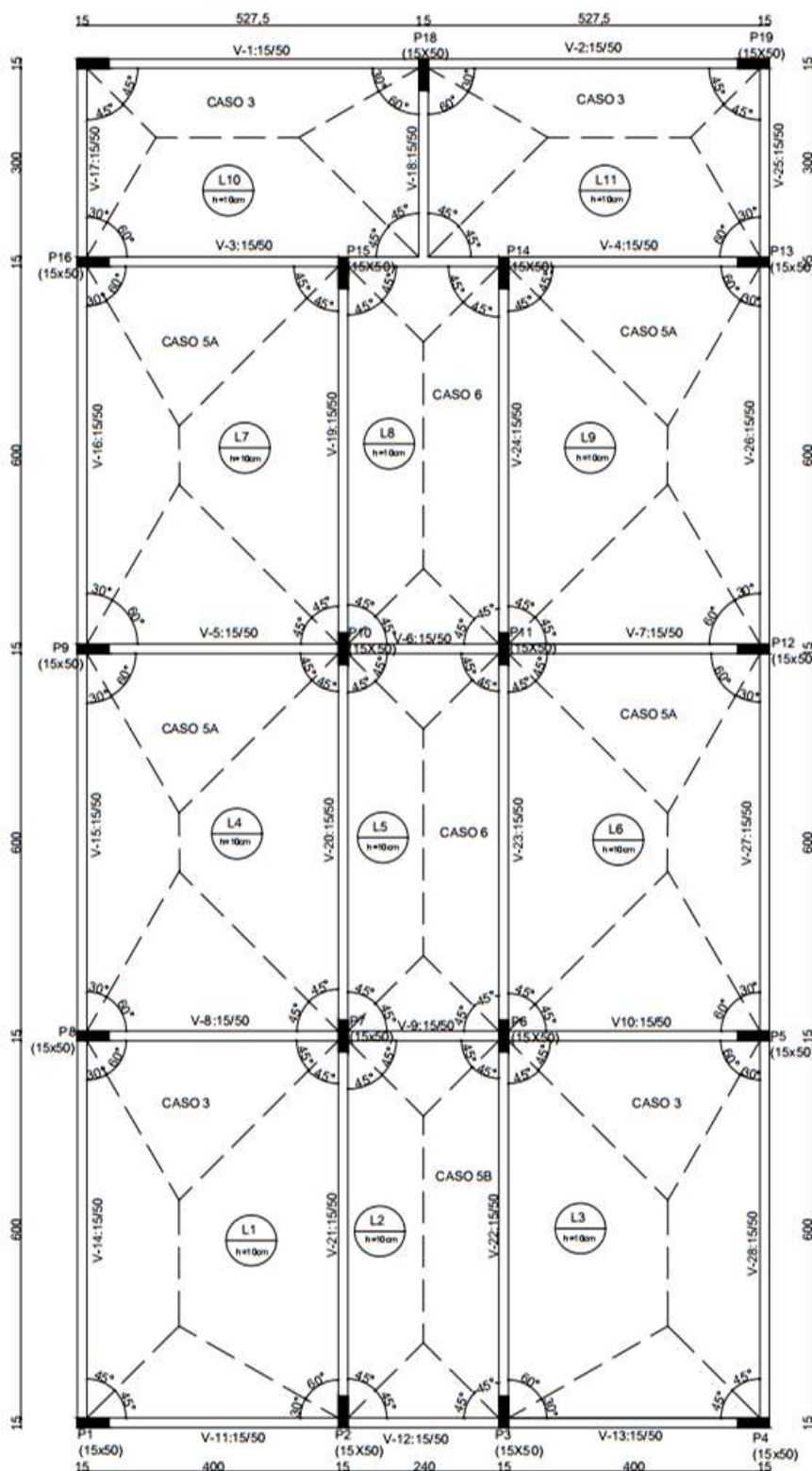
⇒ Caso 5A: uma borda maior apoiada.

Laje 5 = Laje 8.

⇒ Caso 6: quatro bordas engastadas.

Na figura 3.8, apresenta em planta de forma os ângulos de vértices e o caso em cada laje.

Figura 3.8 Planta de fôrma com ângulos dos vértices e casos



Fonte: As autoras

- Cálculo das reações da laje por meio de tabelas:

O cálculo das reações pode ser feito mediante uso de tabelas, encontradas em Pinheiro (2007), que está em anexo B. Tais tabelas, fornecem coeficientes adimensionais (v_x, v'_x, v_y, v'_y), a partir das condições de apoio da relação $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$.

$$v_x = \lambda_x \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.01)$$

$$v'_x = \lambda'_x \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.02)$$

$$v_y = \lambda_y \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.03)$$

$$v'_y = \lambda'_y \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.04)$$

Sendo:

$\lambda > 2$ = armada em uma direção

$\lambda < 2$ = armada em duas direções

Após análise do λ , as lajes ficaram com a seguinte característica:

L1 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L2 = $\lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

L3 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L4 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L5 = $\lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

L6 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L7 = \lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L8 = \lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

$L9 = \lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L10 = \lambda = 1,76$ (armada em duas direções)

$L11 = \lambda = 1,76$ (armada em duas direções)

Após esses valores obtidos no processo das áreas, são feitas correções dos mesmos através das tabelas de Pinheiros (2007), que segue no anexo B.

- Laje L1 e L3 – Caso 3, com $\lambda = 1,5$.

$$v_x = 2,89$$

$$v'_x = 4,23$$

$$v_y = 2,17$$

$$v'_y = 3,17$$

- Laje 2 - Caso 5B, com $\lambda = 2.5$.

$$v'_x = 5$$

$$v_y = 1,71$$

$$v'_y = 2,5$$

- Laje 4; Laje 6; Laje 7; Laje 9 - Caso 5A, com $\lambda = 1.5$.

$$v_x = 2,5$$

$$v'_x = 3,66$$

$$v'_y = 3,17$$

- Laje 5 e laje 8 - Caso 6, com $\lambda = 2.5$.

$$v'_x = 5$$

$$v'_y = 2,5$$

- Laje 10 e laje 11 - Caso 3, com $\lambda = 1,76$.

$$v_x = 3,06$$

$$v'_x = 4,48$$

$$v_y = 2,17$$

$$v'_y = 3,17$$

- Cálculo final das reações

- Laje 1; Laje 3.

$$v_x = 2,89 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 8,43 \text{ KN/m}$$

$$v'_x = 4,23 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 12,33 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 2,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 6,33 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 9,24 \text{ KN/m}$$

- Laje 2.

$$v'_x = 5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 1,71 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 3 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 1,71 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 4,37 \text{ KN/m}$$

- Laje 4; Laje 6; Laje 7; Laje 9

$$v_x = 2,5 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 7,29 \text{ KN/m}$$

$$v'_x = 3,66 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 10,67 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 9,24 \text{ KN/m}$$

- Laje 5; Laje 8

$$v'_x = 5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 2,5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 4,37 \text{ KN/m}$$

- Laje 10; Laje 11

$$v_x = 3,06 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,69 \text{ KN/m}$$

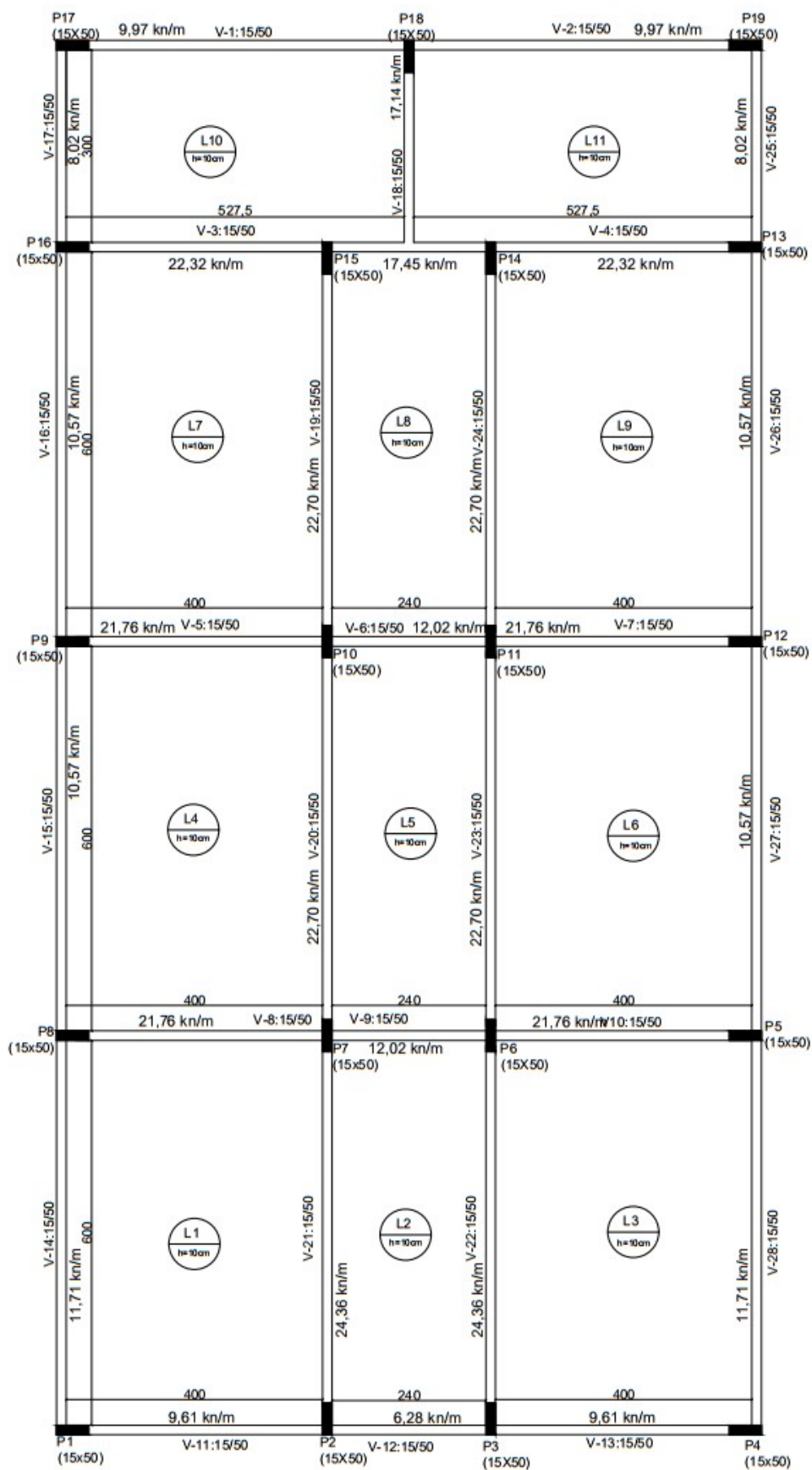
$$v'_x = 4,48 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 9,80 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 2,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,93 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,93 \text{ KN/m}$$

Na planta de formas a seguir (figura 3.9), contém o resultado das cargas finais das lajes maciças.

Figura 3.9 Carregamento da laje maciça e parede em *drywall*.



Fonte: As autoras

3.3.4 Carregamento estrutural: laje maciça e parede convencional

- Salas comerciais: 3kN/m^2 ;
- Laje maciça. Utilizando altura de 10 cm, para cálculo das reações de apoio das lajes retangulares utiliza-se o processo de áreas e as aproximações foram feitas a partir dos vértices com os ângulos: 45° , 60° e 90° .
- Paredes em tijolo cerâmico com dimensões $14 \times 19 \times 29\text{cm}$. Com peso específico de 13 kN/m^3 ;
- Revestimento para parede e laje com argamassa de cimento, cal e areia, traço 1:2:8 e peso específico de 19 kN/m^3 (2 cm de espessura);
- Revestimento de contra piso em cerâmica com espessura de 2 cm e peso específico de 18 kN/m^3 .

3.3.4.1 Cálculos para o projeto

- Carregamento da laje = sobrecarga + revestimento da laje + peso cerâmico + contra-piso.

$$\begin{aligned}
 & 3\text{ KN/m}^2 \text{ (Sobrecarga)} \\
 & \quad + \\
 & 0,10\text{ m} \times 25\text{ KN/m}^3 = 2,5\text{ KN/m}^2 \text{ (Peso próprio)} \\
 & \quad + \\
 & 0,02\text{ m} \times 19\text{ KN/m}^3 = 0,38\text{ KN/m}^2 \text{ (Revestimento laje)} \\
 & \quad + \\
 & 0,02\text{m} \times 18\text{ KN/m}^3 = 0,36\text{ KN/m}^2 \text{ (Piso cerâmico)} \\
 & \quad + \\
 & 0,05\text{ m} \times 21\text{ KN/m}^3 = 1,05\text{ KN/m}^2 \text{ (Contra-piso)}
 \end{aligned}$$

$$\text{Carregamento total da laje} = 7,29\text{ KN/m}^2$$

- Carregamento das paredes = altura do bloco cerâmico x altura até a viga x peso específico do bloco cerâmico.

$$0,14 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 13 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{5,10 \text{ kN/m}}$$

- Carregamento peso próprio da viga = dimensão da viga (AxB) x peso específico do concreto.

$$0,15 \text{ m} \times 0,50 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{1,88 \text{ kN/m}}$$

- Revestimento da parede = (2 x esp. do revestimento) x altura até a viga x peso específico da argamassa.

$$0,04 \text{ m} \times 2,80 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = \mathbf{2,13 \text{ kN/m}}$$

$$\mathbf{\text{Carregamento na viga: } 5,10 + 2,13 + 1,88 = 9,11 \text{ kN/m}}$$

- Cálculos das reações da laje maciça nas vigas, utilizando o processo de áreas:

Laje 1 = Laje 3.

⇒ Caso 3: duas bordas adjacentes engastadas.

Laje 2.

⇒ Caso 5B: uma borda menor apoiada.

Laje 4 = Laje 6 = Laje 7 = Laje 9.

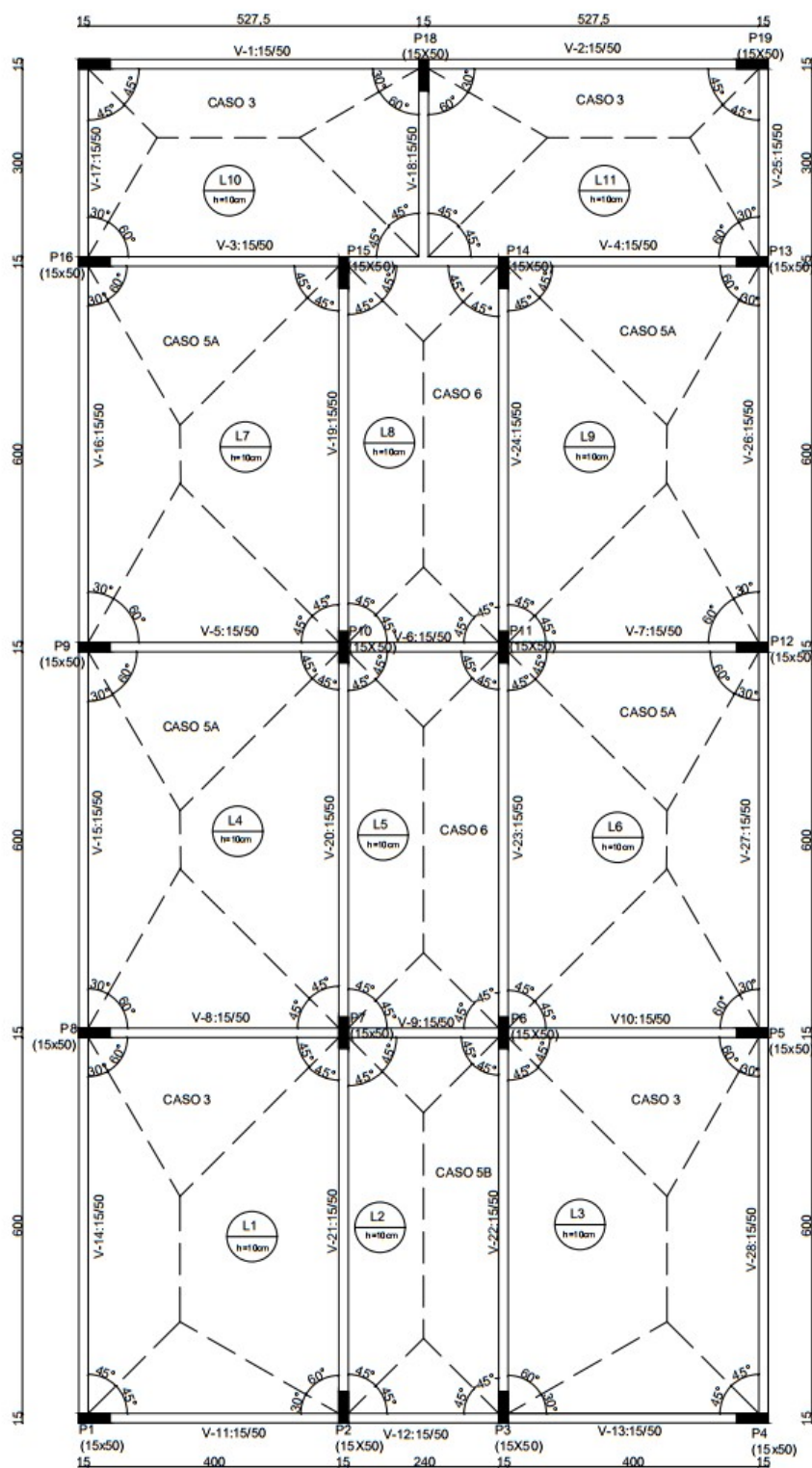
⇒ Caso 5A: uma borda maior apoiada.

Laje 5 = Laje 8.

⇒ Caso 6: quatro bordas engastadas.

Na figura 3.10, apresenta em planta de forma os ângulos de vértices e o caso em cada laje.

Figura 3.10 Planta de fôrma com ângulos dos vértices e caso em cada situação



Fonte: As autoras

- Cálculo das reações da laje por meio de tabelas:

O cálculo das reações pode ser feito mediante uso de tabelas, encontradas em Pinheiro (2007), que está em anexo. Tais tabelas, fornecem coeficientes adimensionais (v_x , v'_x , v_y , v'_y), a partir das condições de apoio da relação $\lambda = \frac{l_y}{l_x}$.

$$v_x = \lambda_x \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.01)$$

$$v'_x = \lambda'_x \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.02)$$

$$v_y = \lambda_y \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.03)$$

$$v'_y = \lambda'_y \cdot \frac{Plx}{10} \quad (3.04)$$

Sendo:

$\lambda > 2$ = armada em uma direção

$\lambda < 2$ = armada em duas direções

Após análise do λ , as lajes ficaram com a seguinte característica:

L1 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L2 = $\lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

L3 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L4 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

L5 = $\lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

L6 = $\lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L7 = \lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L8 = \lambda = 2,5$ (armada em uma direção)

$L9 = \lambda = 1,5$ (armada em duas direções)

$L10 = \lambda = 1,76$ (armada em duas direções)

$L11 = \lambda = 1,76$ (armada em duas direções)

Após esses valores obtidos no processo das áreas, são feitas correções dos mesmos através das tabelas de Pinheiros (2007), que segue em anexo.

- Laje L1 e L3 – Caso 3, com $\lambda = 1,5$.

$$v_x = 2,89$$

$$v'_x = 4,23$$

$$v_y = 2,17$$

$$v'_y = 3,17$$

- Laje 2 - Caso 5B, com $\lambda = 2.5$.

$$v'_x = 5$$

$$v_y = 1,71$$

$$v'_y = 2,5$$

- Laje 4; Laje 6; Laje 7; Laje 9 - Caso 5A, com $\lambda = 1.5$.

$$v_x = 2,5$$

$$v'_x = 3,66$$

$$v'_y = 3,17$$

- Laje 5 e laje 8 - Caso 6, com $\lambda = 2.5$.

$$v'_x = 5$$

$$v'_y = 2,5$$

- Laje 10 e laje 11 - Caso 3, com $\lambda = 1,76$.

$$v_x = 3,06$$

$$v'_x = 4,48$$

$$v_y = 2,17$$

$$v'_y = 3,17$$

- Cálculo final das reações

- Laje 1; Laje 3.

$$v_x = 2,89 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 8,43 \text{ KN/m}$$

$$v'_x = 4,23 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 12,33 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 2,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 6,33 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 9,24 \text{ KN/m}$$

- Laje 2.

$$v'_x = 5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 1,71 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 3 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 1,71 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 4,37 \text{ KN/m}$$

- Laje 4; Laje 6; Laje 7; Laje 9

$$v_x = 2,5 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 7,29 \text{ KN/m}$$

$$v'_x = 3,66 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 10,67 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 4}{10} = 9,24 \text{ KN/m}$$

- Laje 5; Laje 8

$$v'_x = 5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 8,75 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 2,5 \cdot \frac{7,29 \cdot 2,40}{10} = 4,37 \text{ KN/m}$$

- Laje 10; Laje 11

$$v_x = 3,06 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,69 \text{ KN/m}$$

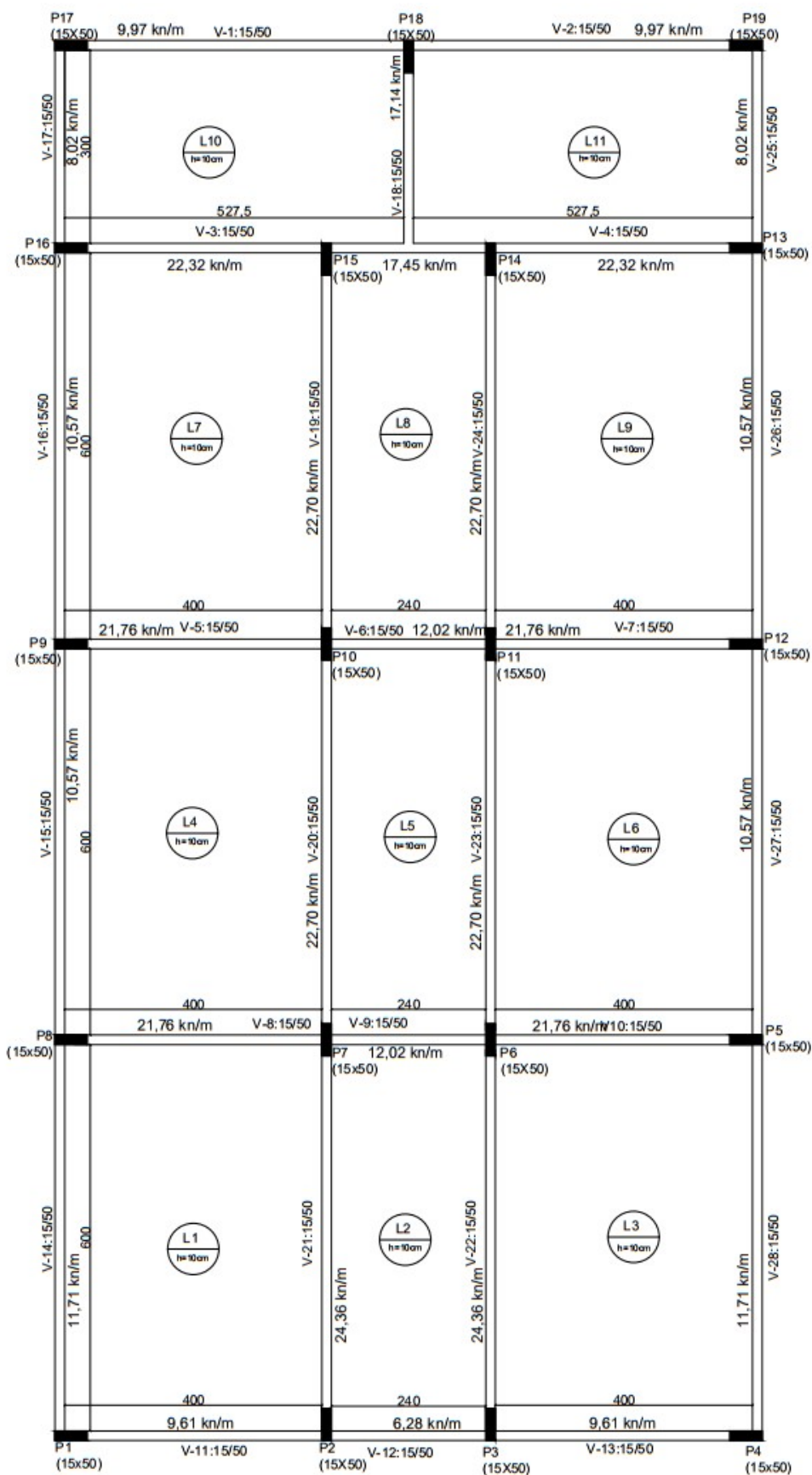
$$v'_x = 4,48 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 9,80 \text{ KN/m}$$

$$v_y = 2,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,93 \text{ KN/m}$$

$$v'_y = 3,17 \cdot \frac{7,29 \cdot 3}{10} = 6,93 \text{ KN/m}$$

Na planta de formas abaixo (figura 3.11), demonstra o resultado das cargas finais das lajes maciças.

Figura 3.11 Carregamento da laje maciça e parede convencional



Fonte: As autoras

3.4 Lançamento da estrutura

Calculado todas as cargas permanentes da estrutura foi lançado no programa *Ftool* o resultado, onde realizou a concepção dos pórticos que facilitou a visualização do comportamento das cargas permanentes na estrutura do edifício, fornecendo reações normais e momentos atuantes. Para os lançamentos no *Ftool*, foram desenvolvidos 10 pórticos para cada combinação, que se encontra nos apêndices de A ao D.

3.4.1 Estrutura em laje pré-fabricada e parede convencional

Após análise dos pórticos, que se encontram nos apêndices de A ao D, e a realização das combinações dos pilares, os resultados das normais e dos momentos encontram-se na tabela 3.2.

Tabela 3.2 Forças normais e momentos: laje pré-fabricada e parede convencional

Laje pré-fabricada com parede convencional				
Pilar	Pórtico	Pórtico	Total	
			Normal (KN)	Momento (KN.m)
P1	Pórtico 1	Pórtico 6	324,90	-14,40
P2	Pórtico 1	Pórtico 8	423,70	-11,80
P3	Pórtico 1	Pórtico 9	423,70	-15,00
P4	Pórtico 1	Pórtico 7	562,4	-7,8
P5	Pórtico 2	Pórtico 7	591,3	4,6
P6	Pórtico 2	Pórtico 9	749,1	-1,9
P7	Pórtico 2	Pórtico 8	749,1	2,1
P8	Pórtico 2	Pórtico 6	591,3	-3,8
P9	Pórtico 3	Pórtico 6	590,4	-3,9
P10	Pórtico 3	Pórtico 8	749,1	1,9
P11	Pórtico 3	Pórtico 9	749,1	-2,1
P12	Pórtico 3	Pórtico 7	590,4	4,5
P13	Pórtico 4	Pórtico 7	448,34	13,6
P14	Pórtico 4	Pórtico 9	551,71	12
P15	Pórtico 4	Pórtico 8	551,71	14,8
P16	Pórtico 4	Pórtico 6	448,34	3,2
P17	Pórtico 5	Pórtico 6	233,2	-4,4
P18	Pórtico 5	Pórtico 10	511,5	-1,4
P19	Pórtico 5	Pórtico 7	233,2	10,4

Fonte: As autoras

3.4.2 Estrutura em laje pré-fabricada e parede em *drywall*.

Após análise dos pórticos, que se encontram nos apêndices de A ao D, e a realização das combinações dos pilares, os resultados das normais e dos momentos encontram-se na tabela 3.3.

Tabela 3.3 Forças normais e momentos: laje pré-fabricada e parede em *drywall*

Laje pré-fabricada com parede em <i>drywall</i>				
Pilar	Pórtico	Pórtico	Total	
			Normal (KN)	Momento (KN.m)
P1	Pórtico 1	Pórtico 6	206,30	-9,30
P2	Pórtico 1	Pórtico 8	306,00	-10,30
P3	Pórtico 1	Pórtico 9	306,00	-12,10
P4	Pórtico 1	Pórtico 7	206,30	-5,7
P5	Pórtico 2	Pórtico 7	396,3	3
P6	Pórtico 2	Pórtico 9	584,9	-1,2
P7	Pórtico 2	Pórtico 8	584,9	1,4
P8	Pórtico 2	Pórtico 6	396,3	-2,4
P9	Pórtico 3	Pórtico 6	395,72	-2,5
P10	Pórtico 3	Pórtico 8	584,9	1,2
P11	Pórtico 3	Pórtico 9	584,9	-1,4
P12	Pórtico 3	Pórtico 7	395,72	2,9
P13	Pórtico 4	Pórtico 7	302,61	9,8
P14	Pórtico 4	Pórtico 9	425,77	10,1
P15	Pórtico 4	Pórtico 8	425,77	12,3
P16	Pórtico 4	Pórtico 6	302,61	2,4
P17	Pórtico 5	Pórtico 6	146	-3,10
P18	Pórtico 5	Pórtico 10	325,2	-0,9
P19	Pórtico 5	Pórtico 7	146	6,5

Fonte: As autoras

3.4.3 Estrutura em laje maciça e parede de *drywall*.

Após análise dos pórticos, que se encontram nos apêndices de A ao D, e a realização das combinações dos pilares, os resultados das normais e dos momentos encontram-se na tabela 3.4.

Tabela 3.4 Forças normais e momentos: laje maciça e parede em drywal

Laje maciça com parede em <i>drywall</i>				
Pilar	Pórtico	Pórtico	Total	
			Normal (KN)	Momento (KN.m)
P1	Pórtico 1	Pórtico 6	214,60	-9,30
P2	Pórtico 1	Pórtico 8	393,10	-13,10
P3	Pórtico 1	Pórtico 9	393,10	-15,90
P4	Pórtico 1	Pórtico 7	214,60	-4,3
P5	Pórtico 2	Pórtico 7	444,4	6,3
P6	Pórtico 2	Pórtico 9	803,1	-2,4
P7	Pórtico 2	Pórtico 8	803,1	4,6
P8	Pórtico 2	Pórtico 6	444,4	-4,7
P9	Pórtico 3	Pórtico 6	429,7	-5,3
P10	Pórtico 3	Pórtico 8	782,4	3,4
P11	Pórtico 3	Pórtico 9	782,4	-3,6
P12	Pórtico 3	Pórtico 7	429,7	5,7
P13	Pórtico 4	Pórtico 7	353,12	10,5
P14	Pórtico 4	Pórtico 9	578,78	11,8
P15	Pórtico 4	Pórtico 8	578,78	15,6
P16	Pórtico 4	Pórtico 6	353,12	-1,1
P17	Pórtico 5	Pórtico 6	153,76	-2,8
P18	Pórtico 5	Pórtico 10	394,05	-1,5
P19	Pórtico 5	Pórtico 7	153,76	6,4

Fonte: As autoras

3.4.4 Estrutura em laje maciça e parede convencional.

Após análise dos pórticos, que se encontram nos apêndices de A ao D, e a realização das combinações dos pilares, os resultados das normais e dos momentos encontram-se na tabela 3.5.

Tabela 3.5 Forças normais e momentos: laje maciça e parede convencional

Laje maciça com parede convencional				
Pilar	Pórtico	Pórtico	Total	
			Normal (KN)	Momento (KN.m)
P1	Pórtico 1	Pórtico 6	335,80	-14,60
P2	Pórtico 1	Pórtico 8	527,70	-16,00
P3	Pórtico 1	Pórtico 9	527,70	-20,00
P4	Pórtico 1	Pórtico 7	335,80	-7,2
P5	Pórtico 2	Pórtico 7	646,9	8,6

P6	Pórtico 2	Pórtico 9	1019	-3,1
P7	Pórtico 2	Pórtico 8	1019	5,3
P8	Pórtico 2	Pórtico 6	646,9	-5,4
P9	Pórtico 3	Pórtico 6	617,8	-6,7
P10	Pórtico 3	Pórtico 8	998,3	4,1
P11	Pórtico 3	Pórtico 9	998,3	-4,3
P12	Pórtico 3	Pórtico 7	617,8	7,3
P13	Pórtico 4	Pórtico 7	504,25	14,5
P14	Pórtico 4	Pórtico 9	738,81	14,9
P15	Pórtico 4	Pórtico 8	738,81	19,5
P16	Pórtico 4	Pórtico 6	504,25	-0,1
P17	Pórtico 5	Pórtico 6	249,91	-4,3
P18	Pórtico 5	Pórtico 10	582,48	-2,1
P19	Pórtico 5	Pórtico 7	249,91	10,3

Fonte: As autoras

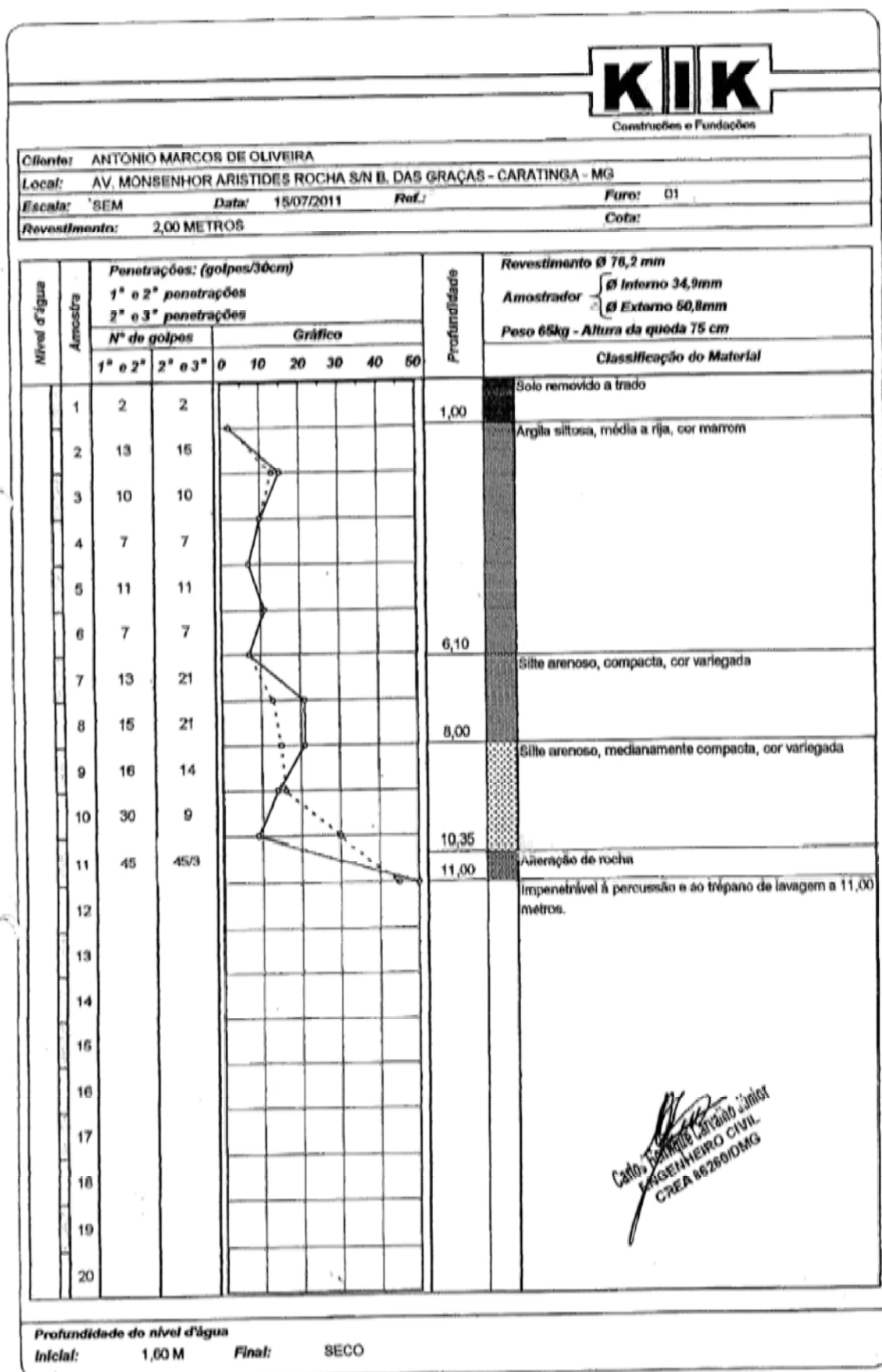
3.5 Dimensionamento das fundações em sapatas

Através dos valores das cargas em cada pilar fornecidos pelas tabelas 3.2, 3.3, 3.4 e 3.5, calculam-se as tensões no solo, utilizando o método semi-empírico (bulbo de tensão) e consequentemente provendo os valores de dimensões das sapatas. Como as sapatas são regidas por momento, deve-se verificar se a tensão máxima não ultrapassa a tensão admissível, se com essa verificação a tensão ultrapassar, as dimensões das sapatas devem aumentar até que a verificação passe, ou seja, até que a tensão máxima não ultrapasse tensão admissível.

O presente trabalho foi realizado a partir de um relatório de sondagem SPT, que os métodos de ensaio são regidos pela ABNT NBR 6484/2011. Na sondagem foram analisados 03 furos, porém este trabalho terá como base para os cálculos apenas os valores do furo 01, o considerado mais crítico entre os três. Abaixo segue o relatório do furo 01 da sondagem (figura 3.12) e a sondagem completa segue no anexo A.

Neste trabalho para a realização dos cálculos e estudo, foram consideradas todos os pilares e suas cargas, para o dimensionamento das sapatas.

Figura 3.12 Sondagem do local em estudo



Fonte: As autoras

3.5.1 Combinação laje maciça com parede convencional

3.5.1.1 Tensão admissível do solo

Para o cálculo da tensão admissível do solo, foi utilizado o método semi-empírico do bulbo de tensão, onde houve consideração de majoração para o carregamento dos pilares com o coeficiente de 1,10. Tal majoração está correlacionada ao compute do peso próprio da sapata. Para o método semi-empírico utilizado baseou-se na sondagem á percussão demonstrada na figura 3,12. A metodologia foi desenvolvida para obtenção da tensão resistente do solo até os valores se convergerem, posteriormente desenvolveu-se o cálculo do dimensionamento das sapatas. A seguir segue modelo de como foi realizado os cálculos para encontrar a tensão admissível de cada sapata.

– Sapatas dos pilares 06 e 07

$$N_d = 1019 \cdot 1,10$$

$$N_d = 1120,90 \text{ KN}$$

Adotando cota de assentamento = 2 metros.

Tentativa Inicial

$$\sigma_s = \frac{15 + 14}{2} = \frac{14}{50} = 0,28 \text{ MPA}$$

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1120,90}{280 \text{ KN}} = 4,03 \text{ m}^2 \text{ ou } 40317,86 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-40317,86)$$

$$\Delta = 162496,44$$

$$B = \frac{-35 + 403,1}{2} = 184,05 \text{ cm ou } 1,84 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 1} = 2,5 \cdot 1,84 = 4,60 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7 + 17}{5} = \frac{10,40}{50} = 0,21 \text{ MPa}$$

1º tentativa

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1120,90}{210 \text{ KN}} = 5,34 \text{ m}^2 \text{ ou } 53376,19 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-53376,19)$$

$$\Delta = 162496,44$$

$$B = \frac{-35 + 463,39}{2} = 214,19 \text{ cm ou } 2,14 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 2} = 2,5 \cdot 2,14 = 5,35 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7 + 17 + 18}{6} = \frac{11,67}{50} = 0,23 \text{ MPa}$$

2º tentativa

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{1120,90}{230 \text{ KN}} = 4,87 \text{ m}^2 \text{ ou } 46695,65 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-46695,65)$$

$$\Delta = 196007,60$$

$$B = \frac{-35 + 442,73}{2} = 203,86 \text{ cm ou } 2,03 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 3} = 2,5 \cdot 2,03 = 5,08 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7 + 17 + 18}{6} = \frac{11,67}{50} = 0,23 \text{ MPa}$$

Como não houve alteração no valor do bulbo é utilizada a tensão do solo que foi encontrada na repetição (0,23 MPa)

Dimensão da sapata adquirida:

$$a = 2,40 \text{ m e } b = 2,05 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 4,92 \text{ m}^2$$

– **Sapatas dos pilares 05 e 08**

$$N_d = 6,46 \cdot 1,10$$

$$N_d = 711,59 \text{ KN}$$

Adotando cota de assentamento = 2 metros.

Tentativa Inicial

$$\sigma_s = \frac{15 + 14}{2} = \frac{14}{50} = 0,28 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{711,59}{280 \text{ KN}} = 2,54 \text{ m}^2 \text{ ou } 25400,00 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-25400,00)$$

$$\Delta = 102825,00$$

$$B = \frac{-35 + 320,66}{2} = 142,83 \text{ cm ou } 1,42 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 1} = 2,5 \cdot 1,42 = 3,55 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7}{4} = \frac{8,74}{50} = 0,18 \text{ MPa}$$

1º tentativa

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{711,59}{180 \text{ KN}} = 3,95 \text{ m}^2 \text{ ou } 39532,78 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-39532,78)$$

$$\Delta = 159356,11$$

$$B = \frac{-35 + 399,19}{2} = 182,10 \text{ cm ou } 1,82 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 2} = 2,5 \cdot 1,82 = 4,55 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7 + 17}{5} = \frac{10,40}{50} = 0,21 \text{ MPa}$$

2ª tentativa

$$A = \frac{P}{\sigma} = \frac{711,59}{210 \text{ KN}} = 3,39 \text{ m}^2 \text{ ou } 33885,24 \text{ cm}^2$$

$$\Delta = 35^2 - 4 \cdot 1 \cdot (-33885,24)$$

$$\Delta = 136765,95$$

$$B = \frac{-35 + 369,82}{2} = 167,41 \text{ cm ou } 1,67 \text{ m}$$

$$\text{Bulbo 3} = 2,5 \cdot 1,67 = 4,18 \text{ m}$$

$$\text{SPT} = \frac{10 + 7 + 11 + 7 + 17}{5} = \frac{10,40}{50} = 0,21 \text{ MPa}$$

Como não houve alteração no valor do bulbo é utilizada a tensão do solo que foi encontrada na repetição (0,21 MPa)

Dimensão da sapata adquirida:

$$a = 2,05 \text{ m e } b = 1,70 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 3,49 \text{ m}^2$$

OBS: O cálculo da tensão admissível para todas as sapatas do projeto, segue o mesmo roteiro demonstrado acima para as sapatas dos pilares 05, 06, 07 e 08.

3.5.1.2 Verificação de tensões

Após encontrar a dimensão das sapatas no item 1.51, verifica se as tensões máximas ($\sigma_{\text{máx}}$) encontradas não ultrapassam as tensões admissíveis (σ_{adm}), se ultrapassar as suas dimensões devem aumentar até que a verificação passe.

- **Pilar 5**

$$N_d = 711,59 \text{ KN}$$

$$\text{Momento} = 8,60 \text{ KN.m}$$

$$a = 1,70 \text{ m e } b = 2,05 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 3,59 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,21 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{711,59}{3,59} + \frac{8,60}{\frac{1,70(2,05)^2}{6}} = 205,43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{máx}} = \text{passou}$$

- **Pilar 6**

$$N_d = 1120,90 \text{ KN}$$

$$\text{Momento} = -3,10 \text{ KN.m}$$

$$a = 2,40 \text{ m e } b = 2,05 \text{ m}$$

$$\text{Área} = 4,92 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm}} = 0,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{1120,90}{4,92} + \frac{-3,10}{\frac{2,05(2,40)^2}{6}} = 226,25 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{adm}} > \sigma_{\text{máx}} = \text{passou}$$

- **Pilar 7**

$$N_d = 1120,90 \text{ KN}$$

$$\text{Momento} = 5,30 \text{ KN.m}$$

$$a = 2,40\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$\text{Área} = 4,92 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0,23 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{1120,90}{4,92} + \frac{5,30}{\frac{2,05(2,40)^2}{6}} = 230,45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} < \sigma_{\text{máx}} = \text{não passou}$$

A verificação não passou, assim as dimensões da sapata terão que ser alteradas.

Novas dimensões:

$$a = 2,45\text{m e } b = 2,10\text{m}$$

$$\text{Área} = 5,15 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{1120,90}{5,15} + \frac{5,30}{\frac{2,10(2,45)^2}{6}} = 219,90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{\text{máx}} = \text{passou}$$

- **Pilar 8**

$$N_d = 711,59 \text{ KN}$$

$$\text{Momento} = -5,40 \text{ MPa}$$

$$a = 1,75\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$\text{Área} = 3,59 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{adm} = 0,21\text{MPa}$$

$$\sigma_{\text{máx}} = \frac{711,59}{3,59} + \frac{-5,40}{\frac{1,75(2,05)^2}{6}} = 193,80 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{m\acute{a}x} = \text{passou}$$

OBS: Para a verificação das tensões admissíveis de todos os pilares do projeto, segue o mesmo roteiro demonstrado acima para as sapatas dos pilares 05, 06, 07 e 08.

3.5.1.3 Cálculo das alturas das sapatas

- **Pilar 5**

$$a = 2,05\text{m e } b = 1,75\text{m}$$

$$h = \begin{cases} \frac{a-a_0}{3} = \frac{2,05-0,50}{3} = 0,52\text{cm} \\ \frac{b-b_0}{3} = \frac{1,75-0,15}{3} = 0,53\text{cm} \\ 0,6 \cdot lb\emptyset + c = 0,6 \cdot 44 \cdot 1,6 \cdot 2 = 44,24\text{cm} \end{cases}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$h_0 = \frac{h}{3}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

- **Pilar 6**

$$a = 2,40\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$h = \begin{cases} \frac{a-a_0}{3} = \frac{2,40-0,50}{3} = 0,63\text{cm} \\ \frac{b-b_0}{3} = \frac{2,05-0,15}{3} = 0,63\text{cm} \\ 0,6 \cdot lb\emptyset + c = 0,6 \cdot 44 \cdot 1,6 \cdot 2 = 44,24 \end{cases}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = \frac{h}{3}$$

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

- **Pilar 7**

$$a = 2,40\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$h = \begin{cases} \frac{a-a_0}{3} = \frac{2.40-0.50}{3} = 0.63\text{cm} \\ \frac{b-b_0}{3} = \frac{2.05-0.15}{3} = 0.63\text{cm} \\ 0,6 \cdot lb\emptyset + c = 0.6 * 44 * 1.6 * 2 = 44.24 \end{cases}$$

$$h = 65 \text{ cm}$$

$$h_0 = \frac{h}{3}$$

$$h_0 = 25 \text{ cm}$$

- **Pilar 8**

$$a = 2,05\text{m e } b = 1,75\text{m}$$

$$h = \begin{cases} \frac{a-a_0}{3} = \frac{2.05-0.50}{3} = 0.52\text{cm} \\ \frac{b-b_0}{3} = \frac{1.75-0.15}{3} = 0.53\text{cm} \\ 0,6 \cdot lb\emptyset + c = 0.6 * 44 * 1.6 * 2 = 44.24 \end{cases}$$

$$h = 55 \text{ cm}$$

$$h_0 = \frac{h}{3}$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

OBS: Para encontrar a altura do h_0 de todas sapatas do projeto, segue o mesmo roteiro demonstrado acima para as sapatas dos pilares 05, 06, 07 e 08.

3.5.1.4 Cálculo do volume

Para encontrar o volume das sapatas a equação que foi utilizada está descrita abaixo:

$$V_s = \frac{(h - h_0)}{3} \cdot (a \cdot b + a_0 \cdot b_0 + \sqrt{(a \cdot b \cdot a_0 \cdot b_0)}) + (a \cdot b \cdot h_0) \quad (3.05)$$

- **Pilar 05**

$$a = 2,05\text{m e } b = 1,75\text{m}$$

$$a_{\text{pilar}} = 0,50\text{m e } b_{\text{pilar}} = 0,15\text{m}$$

$$h = 55\text{cm}$$

$$h_0 = 20\text{cm}$$

$$Volume_{05} = 1,205308\text{m}^3$$

- **Pilar 06**

$$a = 2,40\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$a_{\text{pilar}} = 0,50\text{m e } b_{\text{pilar}} = 0,15\text{m}$$

$$h = 65\text{cm}$$

$$h_0 = 25\text{cm}$$

$$Volume_{06} = 1,976994\text{m}^3$$

- **Pilar 07**

$$a = 2,40\text{m e } b = 2,05\text{m}$$

$$a_{\text{pilar}} = 0,50\text{m e } b_{\text{pilar}} = 0,15\text{m}$$

$$h = 65\text{cm}$$

$$h_0 = 25\text{cm}$$

$$Volume_{07} = 1,976994m^3$$

- **Pilar 08**

$$a = 2,05m \text{ e } b = 1,75m$$

$$a_{pilar} = 0,50m \text{ e } b_{pilar} = 0,15m$$

$$h = 55cm$$

$$h_0 = 20cm$$

$$Volume_{08} = 1,205308m^3$$

O balanço final de todos os resultados do dimensionamento das sapatas para laje maciça e parede convencional segue descrito na tabela 3.6 abaixo:

Tabela 3.6 Dimensionamento da fundação: laje maciça e parede convencional

DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS						
MACIÇA+ CONVENCIONAL						
PILAR	a(m)	b(m)	h(m)	h0(m)	área(m²)	volume(m³)
PILAR 01	2,5	1,30	0,55	0,20	3,25	1,095516
PILAR 02	2,00	1,65	0,50	0,20	3,3	1,047249
PILAR 03	2,00	1,65	0,50	0,20	3,3	1,047249
PILAR 04	2,50	1,30	0,55	0,20	3,25	1,095516
PILAR 05	2,05	1,75	0,55	0,20	3,5875	1,205308
PILAR 06	2,40	2,05	0,65	0,25	4,92	1,976994
PILAR 07	2,40	2,05	0,65	0,25	4,92	1,976994
PILAR 08	2,05	1,75	0,55	0,20	3,5875	1,205308
PILAR 09	2,00	1,65	0,50	0,20	3,3	1,047249
PILAR 10	2,40	2,05	0,65	0,25	4,92	1,976994
PILAR 11	2,40	2,05	0,65	0,25	4,92	1,976994
PILAR 12	2,05	1,70	0,50	0,20	3,485	1,104125
PILAR 13	2,00	1,65	0,50	0,20	3,3	1,047249
PILAR 14	2,25	1,90	0,60	0,20	4,275	1,510498
PILAR 15	2,25	1,90	0,60	0,20	4,275	1,510498
PILAR 16	1,95	1,65	0,50	0,20	3,2175	1,021874
PILAR 17	1,40	1,05	0,45	0,20	1,47	0,45042
PILAR 18	2,05	1,75	0,55	0,20	3,5875	1,205308
PILAR 19	1,50	1,15	0,45	0,20	1,725	0,524974

Fonte: As autoras

3.5.2 Combinação laje maciça com parede em *drywall*

Para os cálculos do dimensionamento das sapatas para essa combinação, foi utilizado o mesmo procedimento aplicado no item 1.5.1, para a combinação de laje maciça com parede convencional. Os resultados finais são apresentados na tabela 3.7.

Tabela 3.7 Fundação: laje maciça e parede em *drywall*

DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS						
MACIÇA+ DRYWALL						
	a(m)	b(m)	h(m)	h0(m)	área(m ²)	volume(m ³)
PILAR 01	1,30	0,95	0,45	0,20	1,235	0,381529
PILAR 02	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 03	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 04	1,30	0,95	0,45	0,20	1,235	0,381529
PILAR 05	1,90	1,55	0,50	0,20	2,945	0,937997
PILAR 06	2,25	1,90	0,60	0,20	4,275	1,510498
PILAR 07	2,30	1,95	0,60	0,20	4,485	1,58233
PILAR 08	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,959536
PILAR 09	1,95	1,45	0,45	0,20	2,8275	0,84575
PILAR 10	2,15	1,80	0,55	0,20	3,87	1,297104
PILAR 11	2,15	1,80	0,55	0,20	3,87	1,297104
PILAR 12	1,95	1,45	0,45	0,20	2,8275	0,84575
PILAR 13	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,959536
PILAR 14	2,00	1,65	0,50	0,20	3,30	1,047249
PILAR 15	2,00	1,65	0,50	0,20	3,30	1,047249
PILAR 16	1,65	1,30	0,45	0,20	2,145	0,647424
PILAR 17	1,15	0,80	0,45	0,20	0,92	0,288807
PILAR 18	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 19	1,25	0,90	0,45	0,20	1,125	0,349206

Fonte: As autoras

3.5.3 Combinação laje pré-fabricada com parede convencional

Para os cálculos do dimensionamento das sapatas para essa combinação, foi utilizado o mesmo procedimento aplicado no item 1.5.1, para a combinação de laje

maciça com parede convencional. Os resultados finais são apresentados na tabela 3.8.

Tabela 3.8 Fundação: laje pré-fabricada e parede convencional

DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS						
PRÉ-FABRICADA+ CONVENCIONAL						
PILAR	a(m)	b(m)	h(m)	h0(m)	área(m ²)	volume(m ³)
PILAR 01	1,55	1,20	0,45	0,20	1,86	0,564375
PILAR 02	1,80	1,45	0,45	0,20	2,61	0,78262
PILAR 03	1,80	1,45	0,45	0,20	2,61	0,78262
PILAR 04	1,90	1,55	0,50	0,20	2,945	0,937997
PILAR 05	2,10	1,75	0,55	0,20	3,675	1,23375
PILAR 06	2,20	1,80	0,60	0,20	3,96	1,402664
PILAR 07	2,20	1,80	0,60	0,20	3,96	1,471998
PILAR 08	2,10	1,75	0,55	0,20	3,675	1,23375
PILAR 09	2,10	1,75	0,55	0,20	3,675	1,23375
PILAR 10	2,20	1,80	0,60	0,20	3,96	1,471998
PILAR 11	2,20	1,80	0,60	0,20	3,96	1,402664
PILAR 12	2,10	1,75	0,55	0,20	3,675	1,23375
PILAR 13	1,85	1,50	0,45	0,20	2,775	0,830517
PILAR 14	2,00	1,65	0,50	0,20	3,30	1,176332
PILAR 15	2,10	1,75	0,55	0,20	3,675	1,23375
PILAR 16	1,80	1,55	0,50	0,20	2,79	0,890244
PILAR 17	1,35	1,00	0,45	0,20	1,35	0,415267
PILAR 18	1,95	1,60	0,50	0,20	3,12	0,991874
PILAR 19	1,50	1,15	0,45	0,20	1,725	0,524974

Fonte: As autoras

3.5.4 Combinação laje pré-fabricada com parede em *drywall*

Para os cálculos do dimensionamento das sapatas da fundação para essa combinação, foi utilizado o mesmo procedimento aplicado no item 1.5.1, para a combinação de laje maciça com parede convencional. Os resultados finais são apresentados na tabela 3.9.

Tabela 3.9 Fundação: laje pré-fabricada e parede em *drywall*

DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS						
PILAR	PRÉ-FABRICADA+ DRYWALL					
	a(m)	b(m)	h(m)	h0(m)	área(m ²)	volume(m ³)
PILAR 01	1,30	0,95	0,45	0,20	1,235	0,381529
PILAR 02	1,55	1,20	0,45	0,20	1,86	0,564375
PILAR 03	1,55	1,20	0,45	0,20	1,86	0,564375
PILAR 04	1,30	0,95	0,45	0,20	1,235	0,381529
PILAR 05	1,80	1,45	0,45	0,20	2,61	0,78262
PILAR 06	1,95	1,60	0,50	0,20	3,12	0,991874
PILAR 07	1,95	1,60	0,50	0,20	3,12	0,991874
PILAR 08	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 09	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 10	1,95	1,60	0,50	0,20	3,12	0,991874
PILAR 11	1,95	1,60	0,50	0,20	3,12	0,991874
PILAR 12	1,75	1,40	0,45	0,20	2,45	0,736138
PILAR 13	1,60	1,25	0,45	0,20	2,00	0,605192
PILAR 14	1,85	1,50	0,45	0,20	2,775	0,830517
PILAR 15	1,90	1,55	0,50	0,20	2,945	0,937997
PILAR 16	1,60	1,25	0,45	0,20	2,00	0,605192
PILAR 17	1,20	0,85	0,45	0,20	1,02	0,318299
PILAR 18	1,60	1,25	0,45	0,20	2,00	0,605192
PILAR 19	1,25	0,95	0,45	0,20	1,1875	0,367578

Fonte: As autoras

4 RESULTADOS E ANÁLISES

A intenção principal do estudo é avaliar as diferenças de cargas na fundação de uma edificação de pequeno porte, quando substituído paredes de vedação feitas de alvenaria de tijolos furados por paredes leves de *drywall* e a substituição de lajes maciças por lajes pré-fabricadas de vigotas treliçadas. No trabalho foram realizadas quatro combinações com esses métodos: 1) lajes pré-fabricadas com parede em *drywall*; 2) lajes pré-fabricadas com parede de alvenaria; 3) lajes maciças com parede em *drywall* e 4) lajes maciças com parede de alvenaria. Com o andamento do projeto, observamos uma pequena redução das cargas nos elementos estruturais, desta forma ampliamos nosso estudo apresentando um resumo dos custos financeiros, em relação ao gasto de concreto na fundação.

4.1 Análise comparativa de cargas na fundação

Para produzir o relatório de cargas na fundação, foi elaborada a tabela 4.1 com o resumo das cargas de cada fundação em determinadas combinações, apresentada a seguir:

Tabela 4.1 Cargas nas fundações

Resumo das cargas nas fundações (KN)				
Pilar (50x15)	Laje pré-fabricada com <i>drywall</i>	Laje pré-fabricada com alvenaria	Laje maciça com <i>drywall</i>	Laje maciça com convencional
P1	206,3	324,9	214,6	335,8
P2	306	423,7	393,1	527,7
P3	306	423,7	393,1	527,7
P4	206,3	562,4	214,6	335,8
P5	396,3	591,3	444,4	646,9
P6	584,9	749,1	803,1	1019
P7	584,9	749,1	803,1	1019
P8	396,3	591,3	444,4	646,9
P9	395,72	590,4	429,7	617,8
P10	584,9	749,1	782,4	998,3
P11	584,9	749,1	782,4	998,3
P12	395,72	590,4	429,7	617,8

Resumo das cargas nas fundações (KN)

Pilar (50x15)	Laje pré-fabricada com <i>drywall</i>	Laje pré-fabricada com alvenaria	Laje maciça com <i>drywall</i>	Laje maciça com convencional
P13	302,61	448,34	353,12	504,25
P14	425,77	551,71	578,78	738,81
P15	425,77	551,71	578,78	738,81
P16	302,61	448,34	353,12	504,25
P17	146	233,2	153,76	249,91
P18	325,2	511,5	394,05	582,48
P19	146	233,2	153,76	249,91
TOTAL (KN)	7022,2	10072,5	8699,97	11859,42
TOTAL (TF)	715,82	1026,75	886,84	1208,91

Fonte: As autoras

Com análise nos dados apresentados, concluímos que:

- Considerando a edificação completa, nota-se que o edifício com laje maciça e parede com alvenaria é a mais carregada, e a com laje pré-fabricada e parede em *drywall* é a que contém menos cargas. Conclui-se que houve uma redução de 40,78% no carregamento, que representa uma carga de 493,09 toneladas.
- Os pilares P5, P6, P7, P8, P10, P11, P14 E P15 apresentaram os valores mais significativos, eventualmente as suas dimensões serão maiores;
- Com a redução de cargas a fundação será reduzida e consequentemente apresentará uma economia na obra. Neste relatório não contempla o dimensionamento das armaduras, desta forma não vamos apresentar os custos envolvidos.

4.2 Análise comparativa da geometria das sapatas

As sapatas sofreram mudanças nos seus tamanhos por conta da variação de cargas. Considerando os pilares com os valores mais significativos em relação ao carregamento, foram cálculos a área e volume total deles em conjunto. Abaixo estão apresentados em tabela 4.2 os valores conforme as suas mudanças de metodologias construtivas.

Tabela 4.2 Área e volume das sapatas

RELAÇÃO ÁREA DE SAPATAS E VOLUME		
COMBINAÇÕES	TOTAL ÁREA (m ²)	TOTAL VOLUME (m ³)
LAJE PRÉ-FABRICADA E PAREDE <i>DRYWALL</i>	42,5575	13,120305
LAJE PRÉ-FABRICADA E PAREDE CONVENCIONAL	59,3	19,814894
LAJE MACIÇA E PAREDE <i>DRYWALL</i>	50,61	16,587012
LAJE MACIÇA E PAREDE CONVENCIONAL	68,59	24,02632

Fonte: As autoras

Com análise nos dados apresentados, concluímos que:

- Os dados acima demonstram que as combinações que tiveram a parede em *drywall*, influenciaram no resultado de área e volume, totalizando menores valores.
- Com os resultados nota-se que a edificação com laje maciça e parede convencional obteve maior área e volume nas sapatas, e a com laje pré-fabricada e parede em *drywall* é a que menos obteve esses valores. Conclui-se que houve uma redução de 37,95% de área e 45,39% de volume entre essas variações.

4.3 Análise comparativa do custo em relação ao concreto

Para a análise financeira, adotamos os valores do m³ do concreto encontrado na região de Caratinga-MG. Na tabela 4.3 a seguir indicamos os itens aplicados em nosso estudo:

Tabela 4.3 Orçamento de concreto utilizado

Orçamento de concreto utilizado					
Item	Descrição	Unid	Quantidade	Valor	Valor Total
1	Laje pré-fabricada e parede em <i>drywall</i>	m ³	13,120305	R\$ 250,00	3.280,08
2	Laje pré-fabricada e parede convencional	m ³	19,814894	R\$ 250,00	4.953,72
3	Laje maciça e parede em <i>drywall</i>	m ³	16,587012	R\$ 250,00	4.146,75
4	Laje maciça e parede convencional	m ³	24,02632	R\$ 250,00	6.006,58

Fonte: As autoras

Com análise nos dados apresentados, concluímos:

- a) Analisando os custos dos quatro métodos construtivos demonstrado na tabela 4.3 tem-se uma diferença que favorece as lajes pré-fabricadas e as paredes em *drywall*, em R\$ 2.726,5 (dois mil e setecentos e vinte e seis reais e cinquenta centavos), que equivale uma redução de 45,39% no valor em relação ao maior custo.

5 CONCLUSÃO

Aperfeiçoar nossos conhecimentos, aplicando um caso prático de cálculo estrutural, é o legado desde TCC. O mercado de trabalho é exigente, e mostrar o domínio na realização de cálculos manuais é sem dúvida um diferencial. O projeto desenvolvido foi de uma edificação com 4 pavimentos, com área total de 1.336,64 m², onde foram elaboradas quatro combinações com quatro métodos construtivos, sendo eles dois tipos de laje: laje pré-fabricada e laje maciça; e dois tipos de vedações verticais: parede em drywall e parede convencional de alvenaria. Ao término deste trabalho, concluímos que:

- O *drywall* apresentada como característica positiva: o baixo peso específico, apresentando um alívio de cargas na estrutura. Com base nesse contexto, apresentamos neste estudo, que nas combinações que tinham *drywall*, apresentaram menores cargas transmitidas para a fundação, independente do tipo de laje.
- Apesar do alívio das cargas com a combinação mais leve, não houve resultados significativos quanto ao dimensionamento e volume de concreto nas fundações, firmando que o estudo em relação ao volume não é viável a mudança.
- Em relação à viabilidade econômica da utilização do concreto nas fundações em sapatas de todos os métodos, não houve uma redução significativa de custo, finalizando que essa redução em relação ao valor total da obra é insignificante.

Recomendamos para trabalhos futuros o desenvolvimento do projeto de infraestrutura, contemplando o detalhamento e custo total da estrutura em relação ao aço utilizado, aplicando as cargas apresentadas referente aos modelos estruturais expostos neste trabalho de conclusão de curso, de forma a complementar a viabilidade econômica no uso das paredes de vedação em *drywall* e laje pré-fabricada.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 13531/1995 – *Elaboração de projetos de edificações – Atividades técnicas*. Rio de Janeiro, 1995.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118/2014 – *Projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6122/2014 – *Projeto e execuções de fundação*. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 8681/2003 – *Ações e segurança nas estruturas - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 14859-1 – *Laje pré-fabricada – Requisitos. Parte 1: Lajes unidirecionais*. Rio de Janeiro, 2002.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15270-1 - *Parte 1: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação — Terminologia e requisitos*. Rio de Janeiro, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 - *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484 - *Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2011.
- ALMEIDA, LUIZ C. *Sapatas: notas de aula da disciplina*. 2004.15 f. – Universidade Federal de Campinas, 2004.
- ALONSO, URBANO R. *Exercícios de fundações* 2ª ed. São Paulo: Blucher, 2010. 206 p.
- ALVA, GERSON M.S. *Desenhos de formas estruturais em edifícios de concreto armado*. 2007a. 10 f. Centro de tecnologia – Universidade Federal de Santa Maria, 2007a.
- ALVA, GERSON M.S. *Projeto estrutural de sapatas*. 2007b. 39 f. Centro de tecnologia – Universidade Federal de Santa Maria, 2007b.

BARBOZA, MARCOS R. *Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado*. 2008. 166 f. Universidade Estadual Paulista, 2008.

BASTOS, PAULO S. S. *Fundamentos do concreto armado*. 2006a 98 f. Faculdade de engenharia da Universidade Estadual Paulista, 2006a.

BASTOS, PAULO S. S. *Lajes de concreto*. 2015b. 119 f. Faculdade de engenharia da Universidade Estadual Paulista, 2015b.

BRANDALISE, GUILHERME M.; WESSLINE, LUAN I. *Estudo Comparativo de custo entre laje maciça simples e laje de vigotas pré-fabricadas treliçadas em edifícios de até quatro pavimentos no município de Pato Branco, Paraná, Brasil*. 2015. 103 f. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Tecnológica Federal da Paraná, 2015.

CAIO, FELIPE. *Análise comparativa entre sistemas estruturais de lajes maciças e nervuradas treliçadas*. 2014. 77 f. Trabalho de Conclusão de Curso – Centro Universitário Univates, 2014.

CARVALHO, ROBERTO C.; FILHO, JASSON R.F. *Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118/2014*. 4ª ed. São Carlos: Edufscar, 2016. 415 p.

CASTRO, GLEDSON D. S. *Estudo comparativo entre métodos de cálculos de tensões admissíveis para sapatas apoiadas em solo superficial da cidade de Feira de Santana*. 2008. 95 f. – Universidade Estadual de Feira de Santana, 2008.

CINTRA, JOSÉ C.A; AOKI, NELSON; ALBIERO, JOSÉ H. *Fundações diretas projetos geotécnicos*. 1ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2011. 140 p.

CINTRA, JOSÉ C.A; AOKI, NELSON; TSUHA, CRISTINA H.C; GIACHETI, HERALDO L. *Fundações: ensaios estáticos e dinâmicos*. 1ª ed. São Paulo: Oficina de textos, 2013. 144 p.

CERCI, AMANTINO J. *Ações para melhorar na qualidade do projeto estrutural*. 2002. 189 f. Dissertação (Mestrado). Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, 2002.

KAEFER, LUÍS F.; MARTHA, LUIZ. F.; BITTENCOURT, TÚLIO N. *FTOOL: Ensino de Comportamento de Estruturas com Múltiplos Casos e Combinações de Carregamento*. 2000. SIMMEC, Uberlândia, v. 1. p. 305-312, 2000.

KALIL, ROSA M.L. *Tecnologias construtivas não-convencionais: Incidência na atuação dos agentes intervenientes nos processos de edificação*. 1983. 227 f. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1983.

LABUTO, LEONARDO V. *Parade seca – sistema de fechamento em estrutura de Drywall*. 67 f. Monografia (graduação) – Universidade de Minas Gerais, 2014.

LIMA, VIVIAN C. *Análise comparativa entre alvenaria em bloco cerâmico e painéis em gesso acartonado para o uso como vedação em edifícios: estudo de caso em edifício de multipavimentos na cidade de Feira de Santana*. 66 f. Monografia – Departamento de tecnologia – Universidade Estadual de Feira de Santana, 2012.

LUIZ, JEFFERSON P.; FERIANCE, MATHEUS L.S. *Estudo Comparativo de Projetos Estruturais com Elementos de Vedação Distintos*. 199 f. Trabalho de conclusão de curso - Universidade Santa Cecília, 2016.

OLIVEIRA, MIRIAN; FREITAS, HENRIQUE. Processo de projeto de obras de edificações: iniciativas para a melhoria da qualidade. *Revista REAd*, Porto Alegre, v. 3, nº 3, Outubro de 1997.

PEREIRA, FERNANDO; COSTA, LUIZ F. *Análise das cargas de um edifício de concreto armado, quando comparado a utilização de paredes de vedação interna de alvenaria convencional e drywall*. 81 f. Monografia (graduação). Universidade do Sul de Santa Catarina, 2017.

PINHEIRO, LIBÂNIO M. *Tabelas de lajes*. 24 f. Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, 2007.

PINTO, CARLOS S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas*. 3.ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2006.

PRUDÊNCIO, TIAGO. *Análise de viabilidade econômica de diferentes tipos de fundação em casas populares*. 2011. 57 f. Monografia (especialização) – Universidade do extremo sul Catarinense, 2011.

SOUZA, EDUARDO. *Construção civil e a tecnologia: estudo do sistema construtivo ligh steel framing*. 2014. 121 f. Monografia (especialização). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, 2014.

THOMAZ, ÉRCIO *et al.* *Código de práticas nº01 : Alvenaria de vedação em blocos cerâmicos*. IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo, São Paulo, 2009.

ANEXOS

Anexo A: Sondagem do local de estudo

**SONDAGEM À PERCUSSÃO**

LOCAL: AV. MONSENHOR ARISTIDES ROCHA S/N BAIRRO DAS GRAÇAS - CARATINGA - MG
CLIENTE: ANTONIO MARCOS DE OLIVEIRA

Prezados Senhores,

Apresentamos o resultado da sondagem à percussão referente a obra acima mencionada, conforme solicitação de V.Sa.

- Foram executados 3 furos de sondagem de reconhecimento num total de 36 ml.
- As perfurações foram feitas pelo processo de percussão e lavagem com circulação de água, protegidas por um revestimento de 2 1/2" de diâmetro. Durante a sondagem, foi executado de metro em metro o "ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA", o qual consiste em se contar o número de golpes necessários para que um peso de 65 kg caindo de 75cm de altura faça o barrilete amostrador penetrar 30cm no terreno.
- A extração das amostras foi feita com a cravação de um amostrador padronizado de 34,9mm e 50,8mm de diâmetros interno e externo, respectivamente. As amostras foram recolhidas em invólucros plásticos e examinadas em laboratórios.
- Para cada furo é fornecido um perfil geotécnico, contendo: uma sequência provável das camadas entre as sondagens executadas, o nível d'água, a cota em relação a RN, a classificação do material encontrado, o grau de compactidade dos solos de predominância silteosa ou arenosa e a consistência dos solos de predominância argilosa, a partir das penetrações medidas.
- As demais especificações estão contidas em anexo.
- Na oportunidade, colocamo-nos à disposição de V.Sa., e aproveitamos para renovar nossos protestos de elevada estima e consideração.

Atenciosamente


KIK
Carlos Henrique Carvalho Júnior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 96269/DMG

Rua Pedro Faria, nº 11, São Jorge, Manhuaçu, MG
CEP: 38.900-000

Fone: (33) 3331-1378
Fax: (33) 3331-1966



Construções e Fundações

Cliente: ANTONIO MARGOS DE OLIVEIRA

Local: AV. MONSENHOR ARISTIDES ROCHA S/N B. DAS GRAÇAS - CARATINGA - MG

Escala: SEM Data: 15/07/2011

Ref:

Furo: 01

Revestimento: 2,00 METROS

Cota:

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)		Gráfico							Profundidade	Revestimento Ø 76,2 mm		Classificação do Material
		1ª e 2ª penetrações										Amostrador	Ø Interno 34,9mm Ø Externo 50,8mm	
		2ª e 3ª penetrações												
		Nº de golpes												
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50					
	1	2	2							1,00			Solo removido a trado	
	2	13	15										Argila silteosa, média a rija, cor marrom	
	3	10	10											
	4	7	7											
	5	11	11											
	6	7	7							6,10				
	7	13	21										Silte arenoso, compacto, cor variegada	
	8	15	21							8,00				
	9	16	14										Silte arenoso, medianamente compacto, cor variegada	
	10	30	9							10,35				
	11	45	45/3							11,00			Aterração de rocha	
	12												Impenetrável à percussão e ao trépano de lavagem a 11,00 metros.	
	13													
	14													
	15													
	16													
	17													
	18													
	19													
	20													

Carlos Henrique Carvão Júnior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 86280/DMG

Carlos Henrique Lencart Junior
 ENGENHEIRO CIVIL
 CREA 44280/DMG

Profundidade do nível d'água

Inicial: 1,60 M

Final:

SECO



Construções e Fundações

Cliente: ANTONIO MARCOS DE OLIVEIRA

Local: AV. MONSENHOR ARISTIDES ROCHA S/N B. DAS GRAÇAS - CARATINGA - MG

Escala: SEM

Data: 15/07/2011

Ref.:

Furo: 62

Revestimento: 2,00 METROS

Cota:

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)							Profundidade	Revestimento Ø 76,2 mm	
		1ª e 2ª penetrações		Gráfico						Amostrador { Ø Interno 34,9mm	
		2ª e 3ª penetrações								Ø Externo 50,8mm	
		Nº de golpes		Classificação do Material							Peso 65kg - Altura da queda 75 cm
1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50				
	1	2	2						1,00	Solo removido a trado	
	2	13	16							Argila silteosa, média a rija, cor amarela	
	3	13	14								
	4	10	10								
	5	10	14								
	6	14	18								
	7	20	19							7,20	
	8	17	17								Areia silteosa, medianamente compacta a compacta, cor cinza
	9	19	21								
	10	45	45/3							9,50	10,00
	11						Impenetrável à percussão e ao trépano de lavagem a 10,00 metros.				
	12										
	13										
	14										
	15										
	16										
	17										
	18										
	19										
	20										

Carlos Henrique Laitano Junior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 86268/DMG

Carlos Henrique Calcinho Junior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 86268/DOMG

Profundidade do nível d'água

Inicial:

1,60 M

Final:

SECO



Construções e Fundações

Cliente: ANTONIO MARCOS DE OLIVEIRA

Local: AV. MONSENHOR ARISTIDES ROCHA S/N B. DAS GRAÇAS - CARATINGA - MG

Escala: SEM

Data: 15/07/2011

Ref.:

Furo: 03

Revestimento: 2,00 METROS

Cota:

Nível d'água	Amostra	Penetrações: (golpes/30cm)		Gráfico							Profundidade	Revestimento Ø 76,2 mm	
		1ª e 2ª penetrações										Amostrador { Ø Interno 34,9mm Ø Externo 60,8mm	Peso 65kg - Altura da queda 75 cm
		Nº de golpes		Classificação do Material									
		1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20	30	40	50				
	1	2	2								1,00	Solo removido a trado	
	2	15	17									Argila siltosa, média a rija, cor amarela	
	3	14	15										
	4	10	11										
	5	8	8										
	6	14	16										
	7	6	8									7,00	
	8	10	12										
	9	19	20									9,15	
	10	19	20									10,20	
	11	22	27										
	12	20	22										
	13	26	23									13,00	
	14	32	33										
	15	45	45/3									14,40	
	16											15,00	
	17											Alteração de rocha	
	18											Impenetrável à percussão e ao trépano de lavagem a 15,00 metros.	
	19												
	20												

Carlos Henrique Carvão Júnior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 86260/DMG

Carlos Henrique Carvalho Júnior
ENGENHEIRO CIVIL
CREA 86260/DMG

Profundidade do nível d'água

Inicial: 2,00 M

Final:

FECHOU

REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME									
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	Tipo								$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
	1		2A			2B			
	v_x	v_y	v_x	v_y	v'_y	v_x	v'_x	v_y	
1,00	2,50	2,50	1,83	2,75	4,02	2,75	4,02	1,83	1,00
1,05	2,62	2,50	1,92	2,80	4,10	2,82	4,13	1,83	1,05
1,10	2,73	2,50	2,01	2,85	4,17	2,89	4,23	1,83	1,10
1,15	2,83	2,50	2,10	2,88	4,22	2,95	4,32	1,83	1,15
1,20	2,92	2,50	2,20	2,91	4,27	3,01	4,41	1,83	1,20
1,25	3,00	2,50	2,29	2,94	4,30	3,06	4,48	1,83	1,25
1,30	3,08	2,50	2,38	2,95	4,32	3,11	4,55	1,83	1,30
1,35	3,15	2,50	2,47	2,96	4,33	3,16	4,62	1,83	1,35
1,40	3,21	2,50	2,56	2,96	4,33	3,20	4,68	1,83	1,40
1,45	3,28	2,50	2,64	2,96	4,33	3,24	4,74	1,83	1,45
1,50	3,33	2,50	2,72	2,96	4,33	3,27	4,79	1,83	1,50
1,55	3,39	2,50	2,80	2,96	4,33	3,31	4,84	1,83	1,55
1,60	3,44	2,50	2,87	2,96	4,33	3,34	4,89	1,83	1,60
1,65	3,48	2,50	2,93	2,96	4,33	3,37	4,93	1,83	1,65
1,70	3,53	2,50	2,99	2,96	4,33	3,40	4,97	1,83	1,70
1,75	3,57	2,50	3,05	2,96	4,33	3,42	5,01	1,83	1,75
1,80	3,61	2,50	3,10	2,96	4,33	3,45	5,05	1,83	1,80
1,85	3,65	2,50	3,15	2,96	4,33	3,47	5,09	1,83	1,85
1,90	3,68	2,50	3,20	2,96	4,33	3,50	5,12	1,83	1,90
1,95	3,72	2,50	3,25	2,96	4,33	3,52	5,15	1,83	1,95
2,00	3,75	2,50	3,29	2,96	4,33	3,54	5,18	1,83	2,00
> 2,00	5,00	2,50	5,00	2,96	4,33	4,38	6,25	1,83	> 2,00

Elaborada por L.M. Pinheiro, conforme o processo das áreas da NBR 6118.

$v = v \frac{p \ell_x}{10}$ p = carga uniforme ℓ_x = menor vão

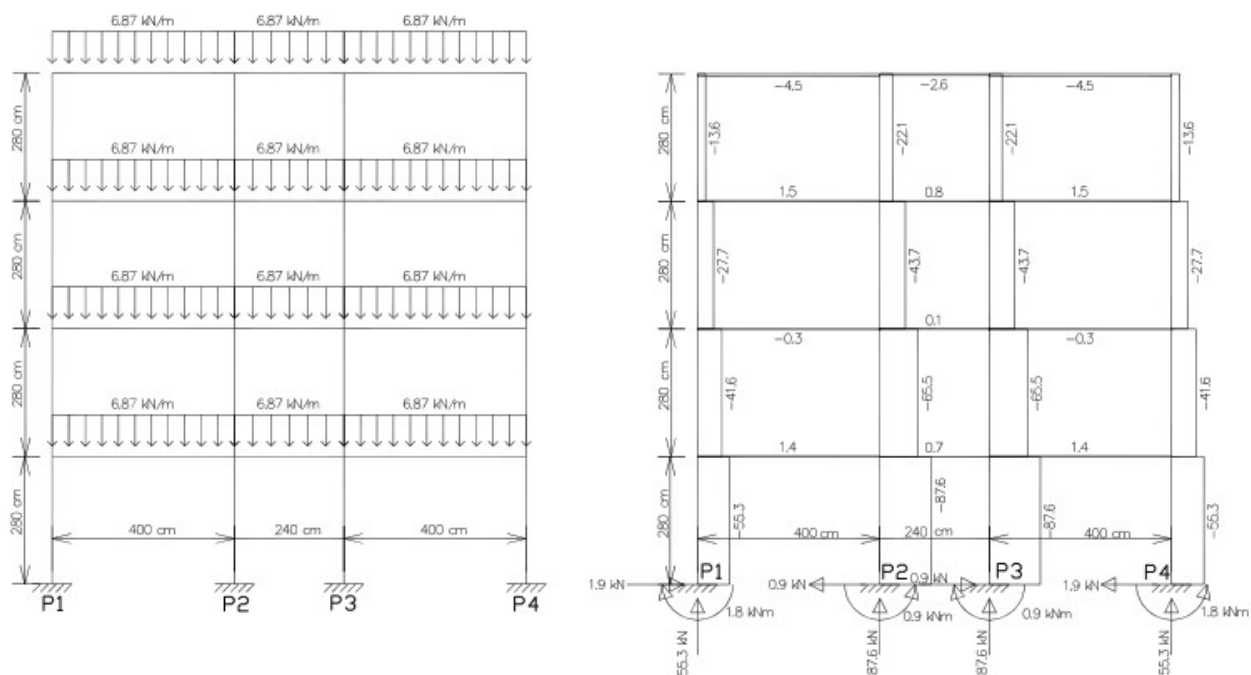
(*) Alívios considerados pela metade, prevendo a possibilidade de engastes parciais.

Tabela 2.2d					
REAÇÕES DE APOIO EM LAJES COM CARGA UNIFORME					
T I P O	λ	v_x	v'_x	v_y	v'_y
1	-	$5 - \frac{2,5}{\lambda}$	-	2,5	-
2 A	<1,37	$2,5\lambda \cdot (\sqrt{3} - 1)$	-	$5\lambda(\sqrt{3} - 1) - 5\lambda^2(2 - \sqrt{3})$	$5\lambda(\sqrt{3} - 3) - 5\lambda^2(2\sqrt{3} - 3)$
				$2,5\lambda\sqrt{3} - 1,25\lambda^2(3 - \sqrt{3})$	
	>1,37	$5 - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} + 1)$	-	2,5	$2,5\sqrt{3}$
				$0,625(3 + \sqrt{3})$	
2 B	-	$\frac{5(\sqrt{3} - 1) - \frac{5}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} - 2)}{2,5\sqrt{3} - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (3 - \sqrt{3})}$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{5}{\lambda} \cdot (2\sqrt{3} - 3)$	$2,5(\sqrt{3} - 1)$	-
3	-	$\frac{-5(1 - \sqrt{3}) + \frac{2,5}{\lambda} \cdot (1 - \sqrt{3})}{2,5\sqrt{3} - \frac{1,25}{\lambda} \cdot (\sqrt{3})}$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{2,5}{\lambda} \cdot (3 - \sqrt{3})$	$2,5(\sqrt{3} - 1)$	$2,5(3 - \sqrt{3})$
		$1,25\sqrt{3}$			
4 A	< $\sqrt{3}$	$\frac{5}{6} \cdot \lambda\sqrt{3}$	-	-	$5\lambda - \frac{5}{6} \cdot \lambda^2\sqrt{3}$
	> $\sqrt{3}$	$5 - \frac{2,5}{\lambda}\sqrt{3}$	-	-	$2,5\sqrt{3}$
4 B	-	-	$5 - \frac{5}{6\lambda} \cdot \sqrt{3}$	$\frac{5}{6} \cdot \sqrt{3}$	-
5 A	<1,27	$\frac{5}{6} \cdot \lambda\sqrt{3}$	$2,5\lambda$	-	$5\lambda - \frac{5}{12} \cdot \lambda^2(3 + \sqrt{3})$
		$0,625\lambda \cdot (\sqrt{3} + 1)$			
	>1,27	$\frac{5(\sqrt{3} - 1) - \frac{5}{\lambda} \cdot (2\sqrt{3} - 3)}{2,5\sqrt{3} - \frac{3,75}{\lambda} \cdot (\sqrt{3} - 1)}$	$5(3 - \sqrt{3}) - \frac{15}{\lambda} \cdot (2 - \sqrt{3})$	-	$2,5(3 - \sqrt{3})$
5 B	-	-	$5 - \frac{5}{12\lambda} \cdot (3 + \sqrt{3})$	$\frac{5}{6} \cdot \sqrt{3}$	2,5
				$0,625(\sqrt{3} + 1)$	
6	-	-	$5 - \frac{2,5}{\lambda}$	-	2,5
Elaborada por L.M. Pinheiro, conforme o processo das áreas da NBR 6118.					
$v = v \frac{p \ell_x}{10}$ p = carga uniforme ℓ_x = menor vão $\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$					
(*) Alívios considerados pela metade, prevendo a possibilidade de engastes parciais.					

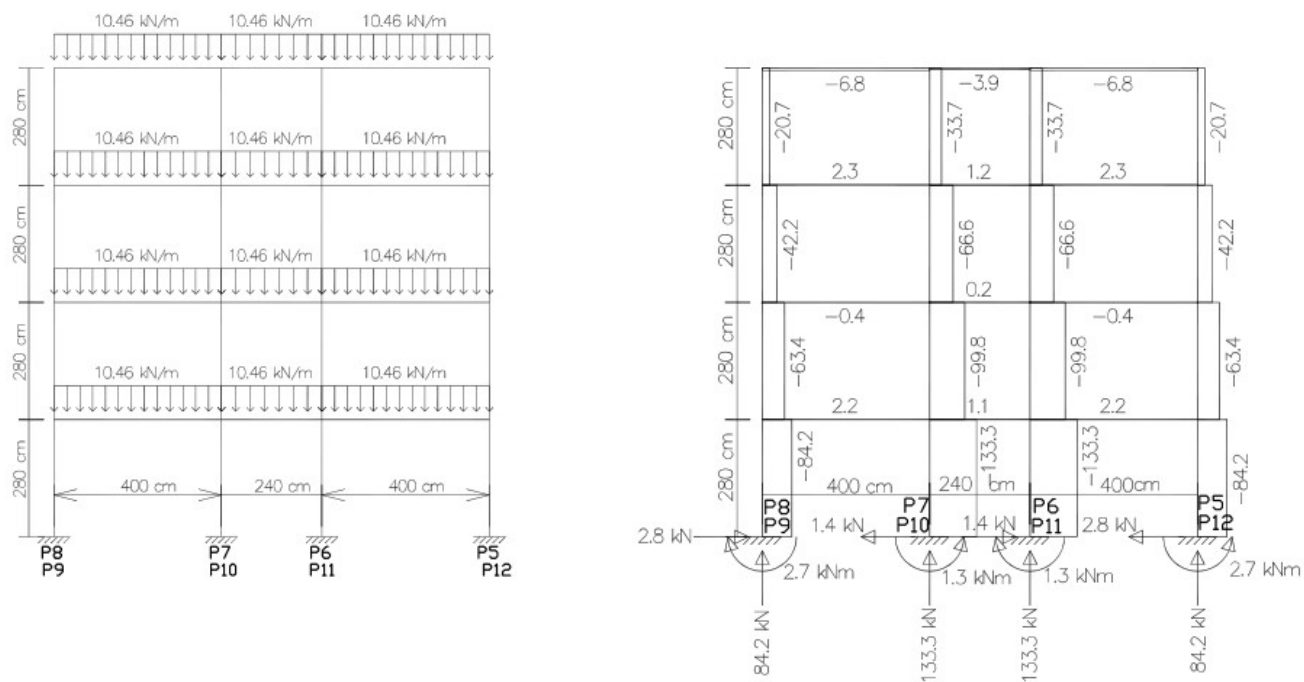
APÊNDICES

Apêndice A: Pórticos da combinação: laje pré-fabricada com parede em *drywall*.

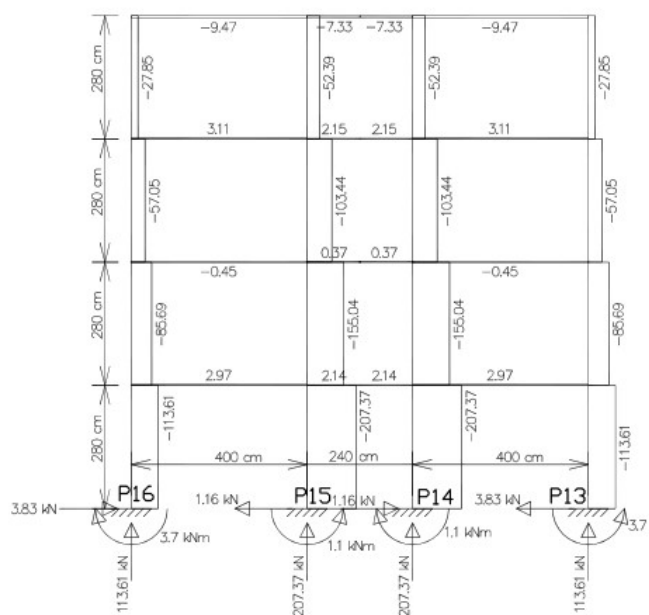
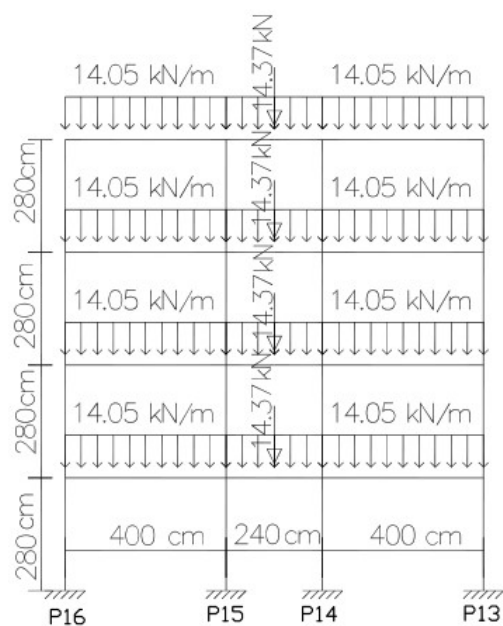
PÓRTICO 1



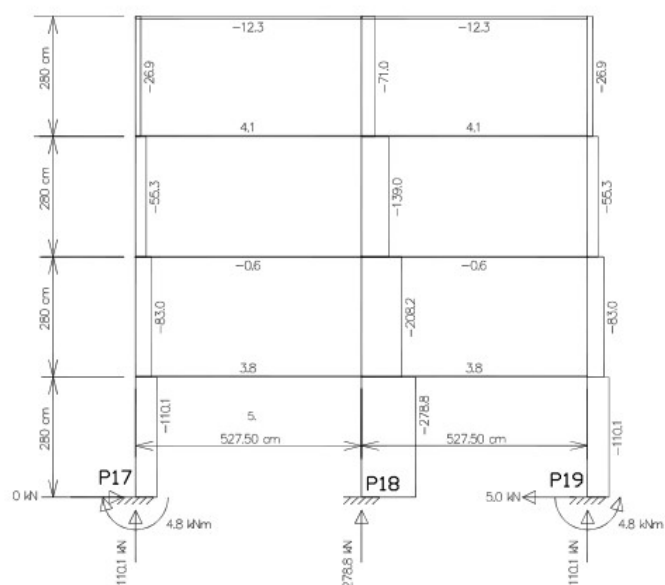
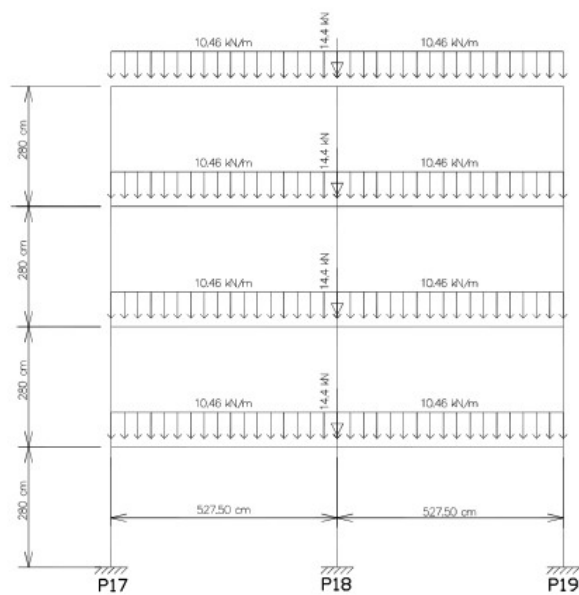
PÓRTICO 2 = PÓRTICO 3



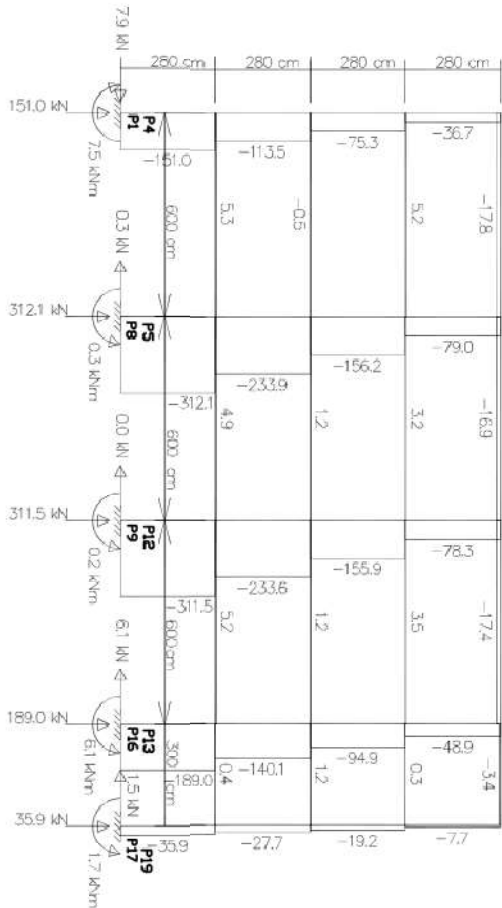
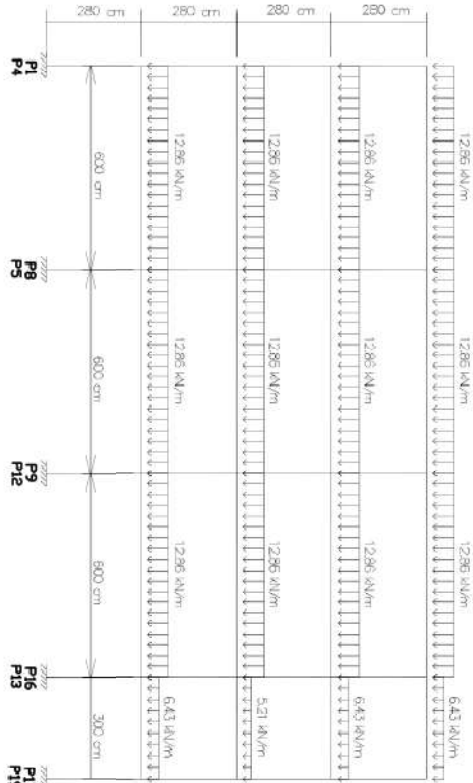
PÓRTICO 4



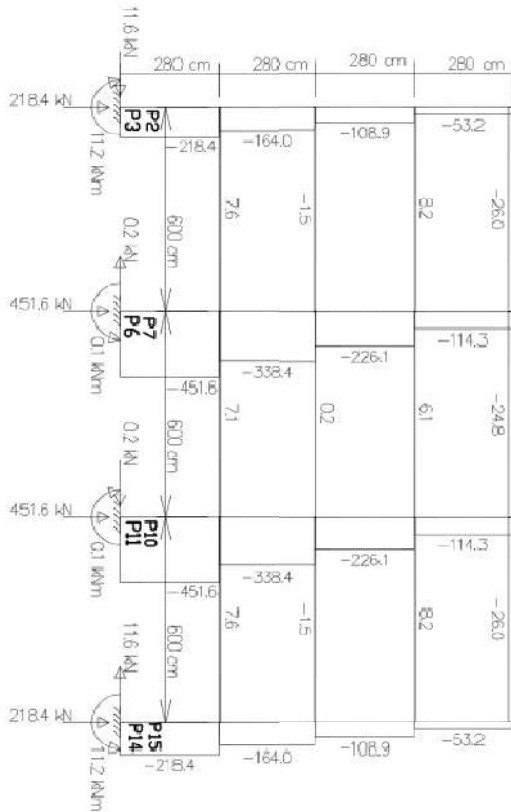
PÓRTICO 5



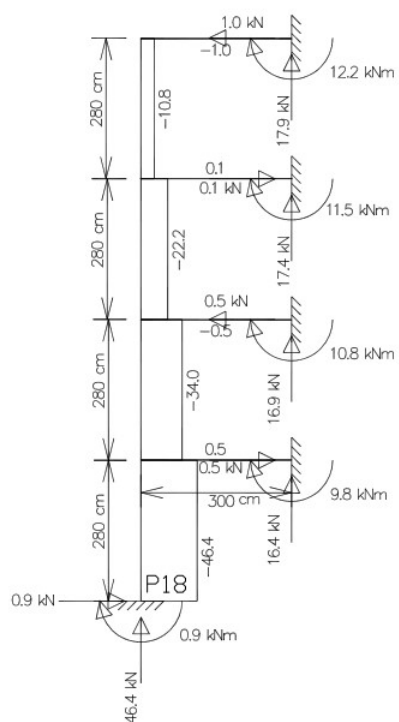
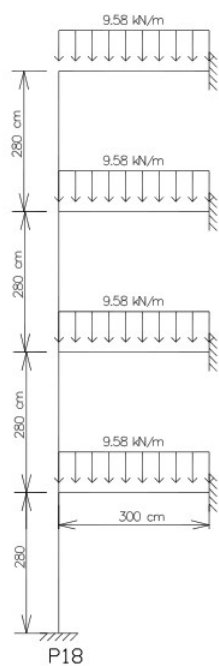
PORTICO 6 = PORTICO 7



PORTICO 8 = PORTICO 9

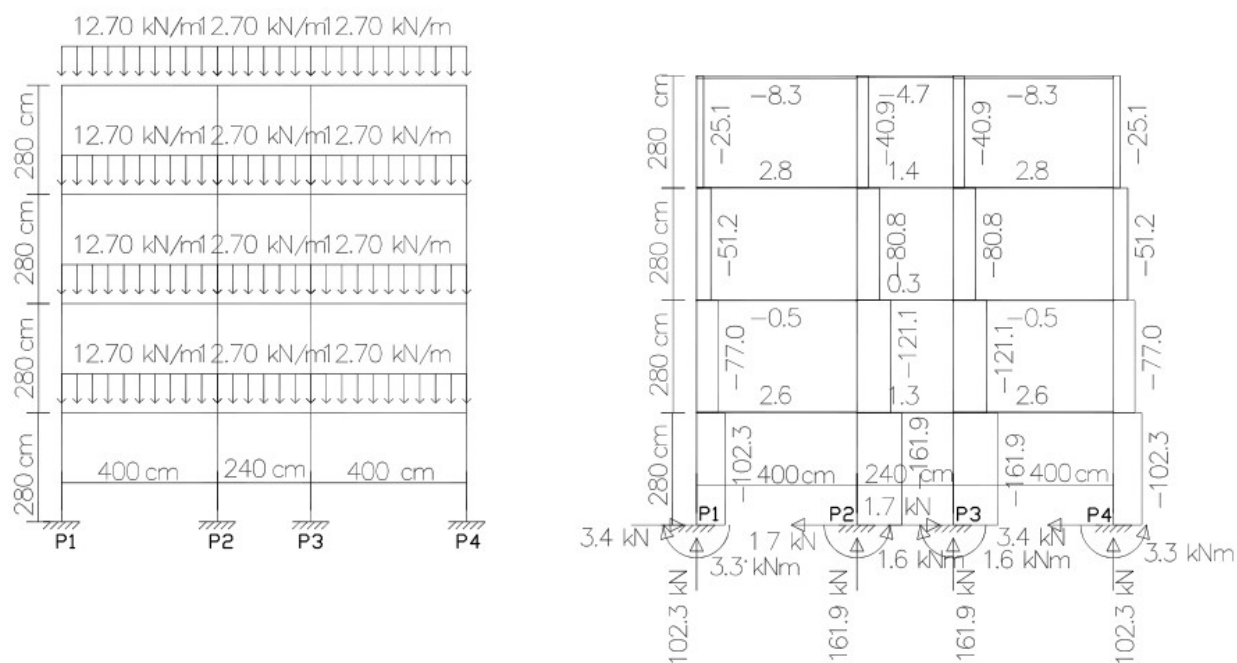


PÓRTICO 10

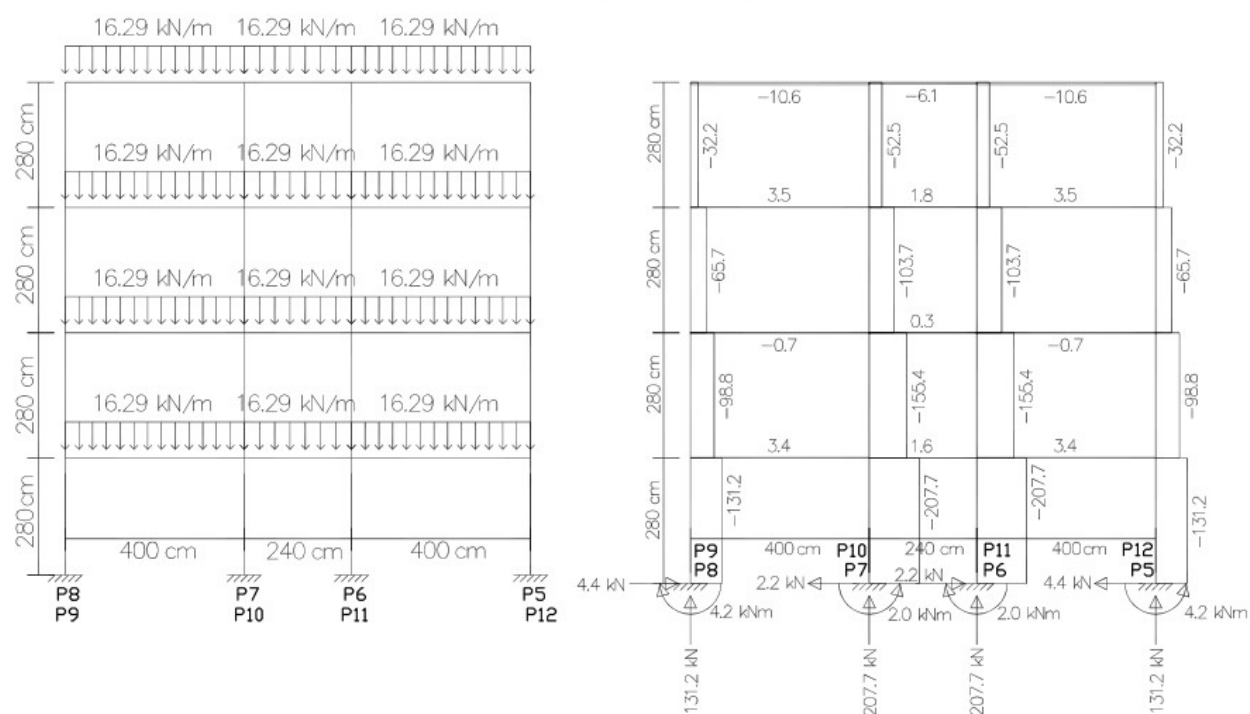


Apêndice B: Pórticos da combinação: laje pré-fabricada com parede convencional

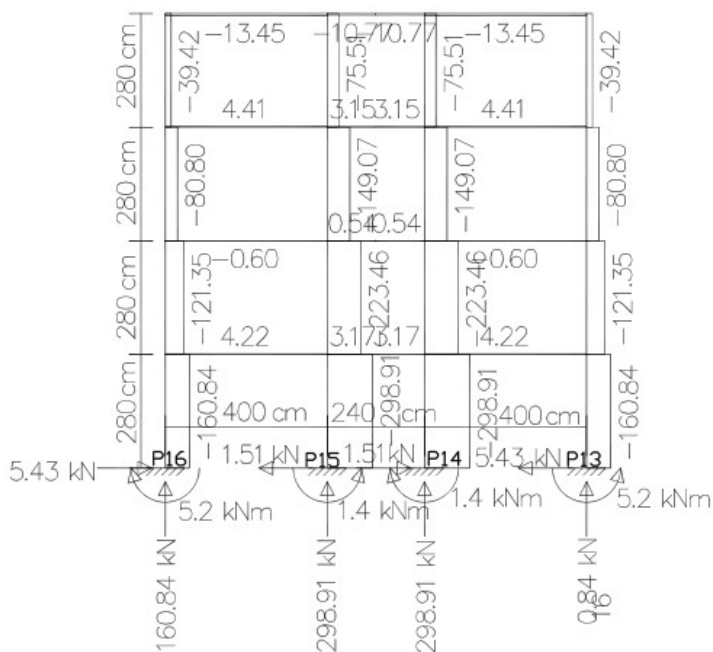
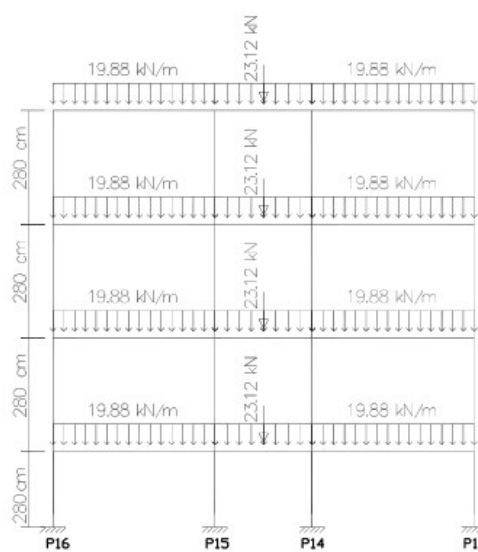
PÓRTICO 1



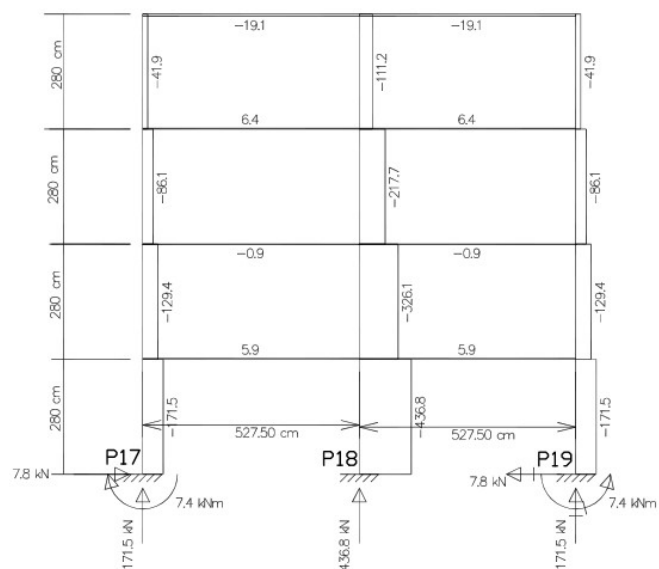
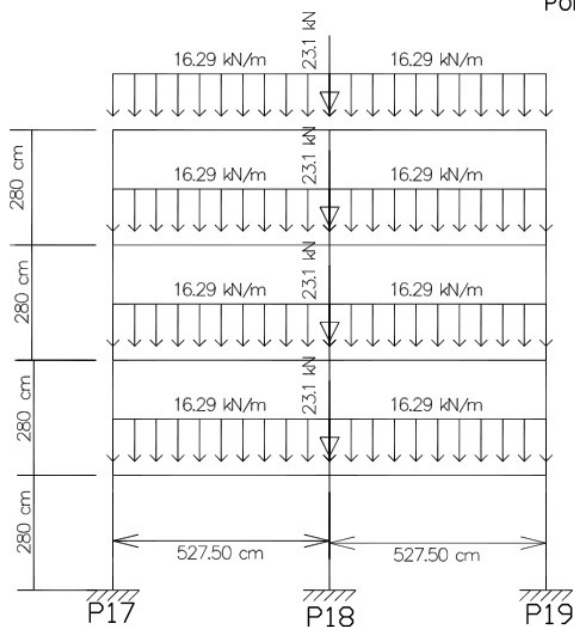
PÓRTICO 2 = PÓRTICO 3



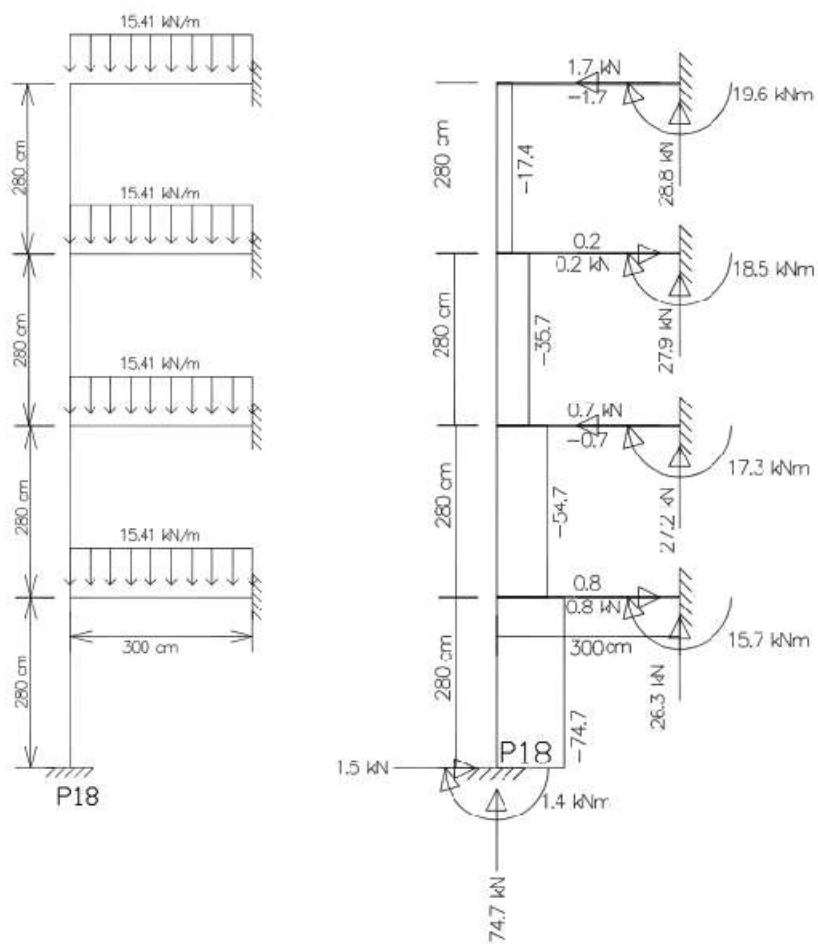
PÓRtico 4



PÓRtico 5

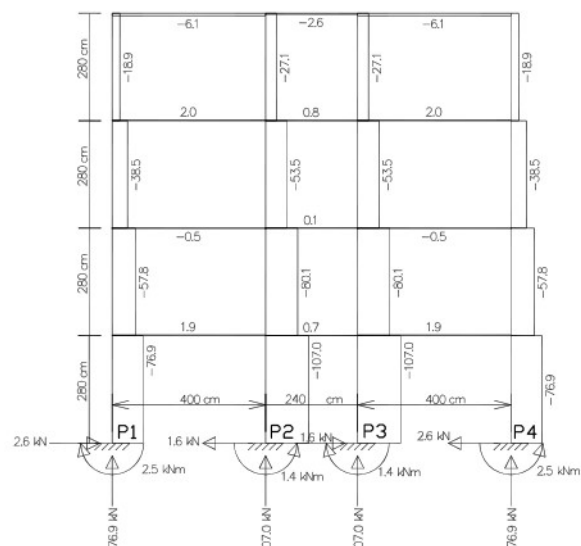
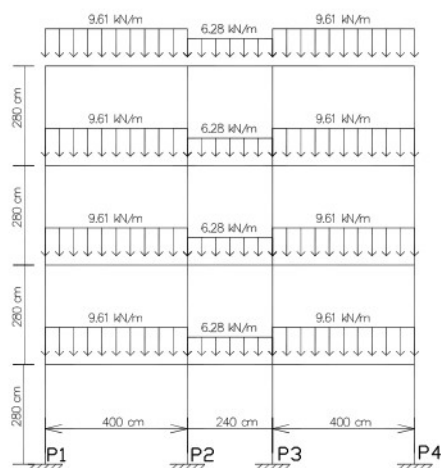


PÓRTICO 10

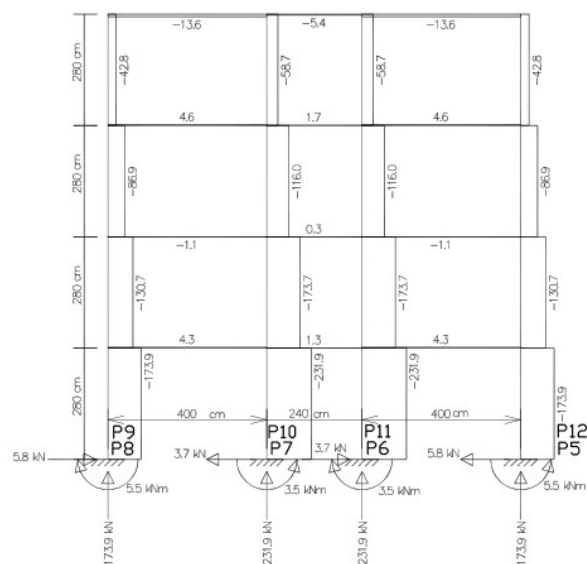
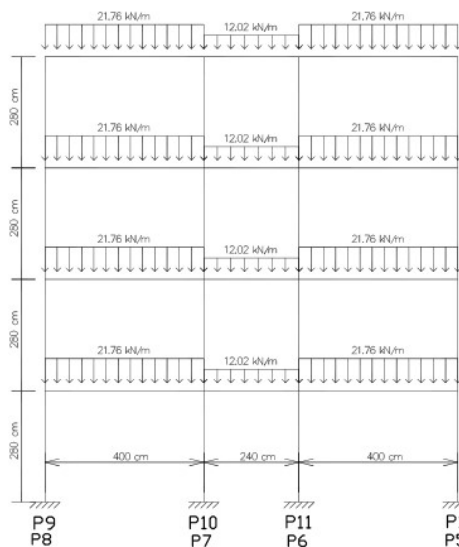


Apêndice C: Pórticos da combinação laje maciça com parede em *drywall*

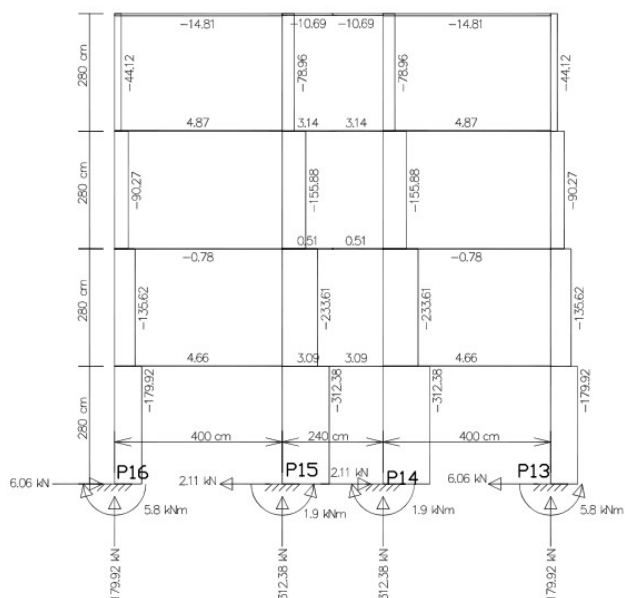
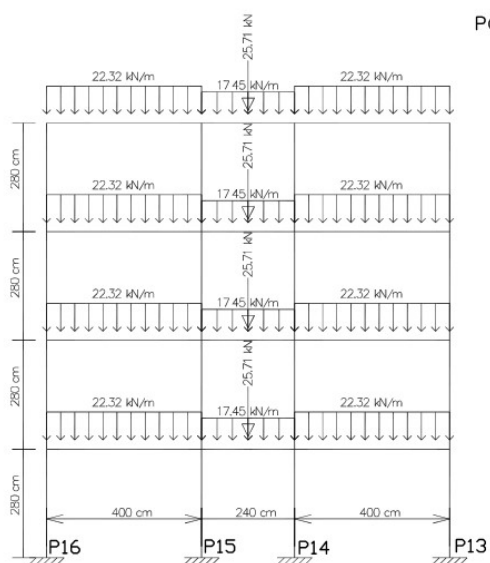
PÓRTICO 1



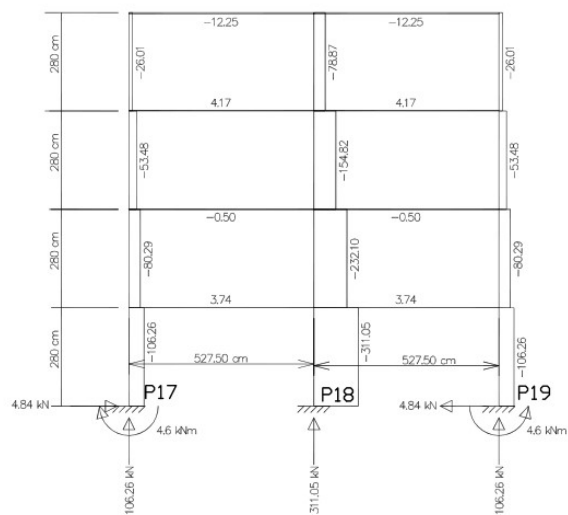
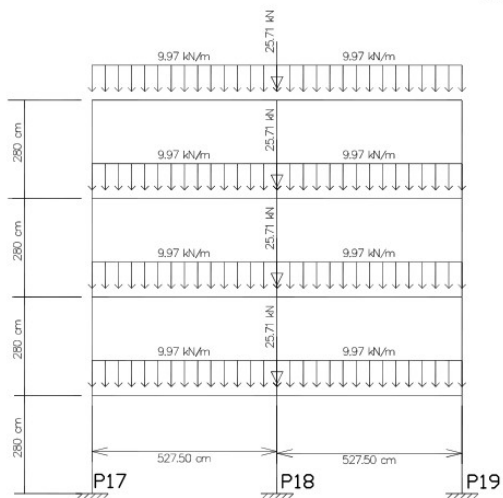
PÓRTICO 2 = PÓRTICO 3



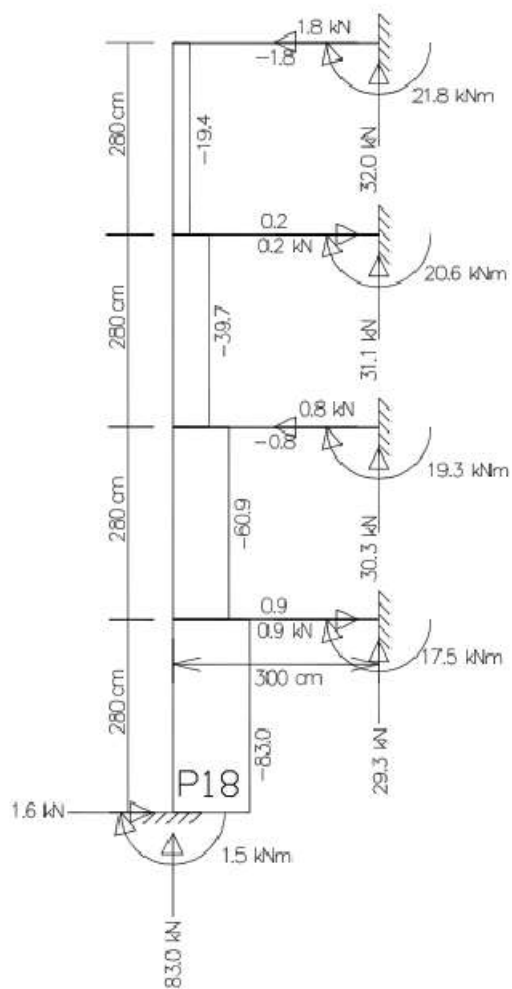
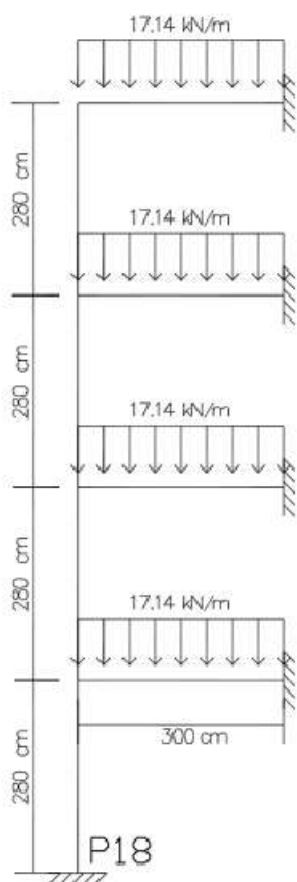
PÓRICO 4



PÓRICO 5

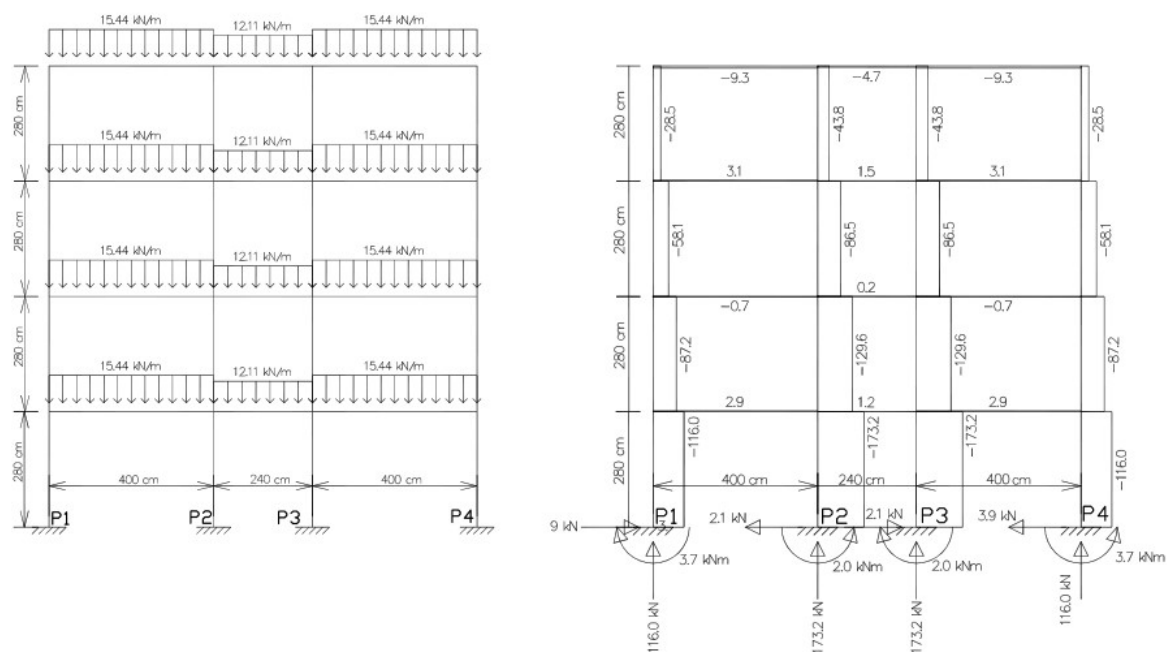


PÓRTICO 10

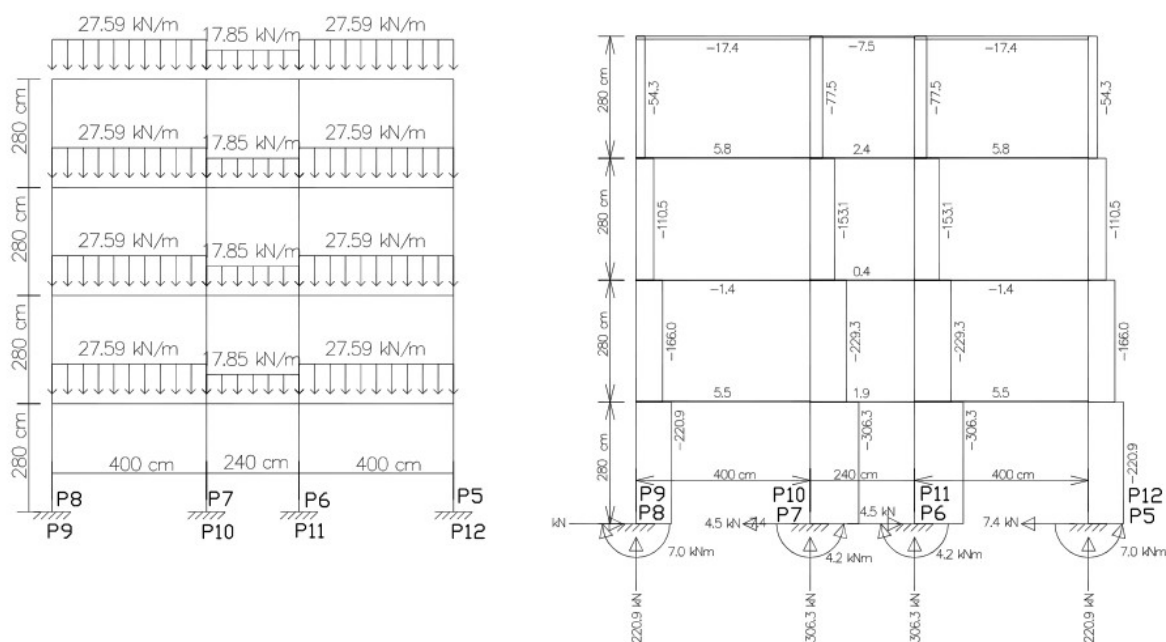


Apêndice D: Pórticos da combinação laje maciça com parede convencional

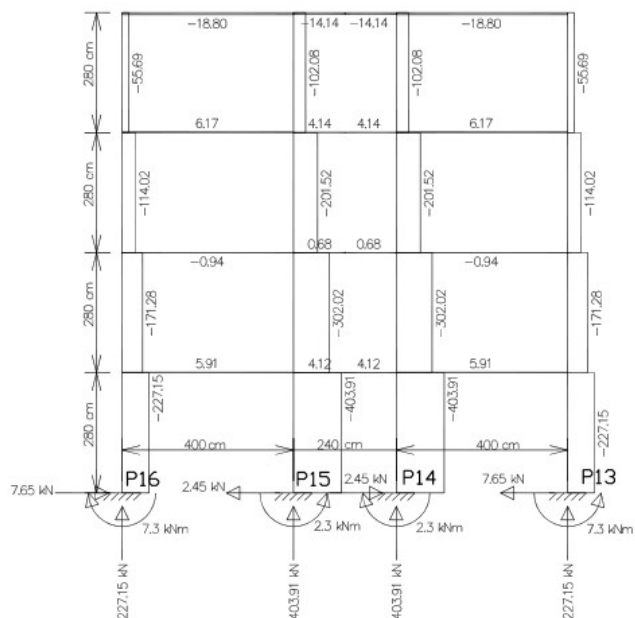
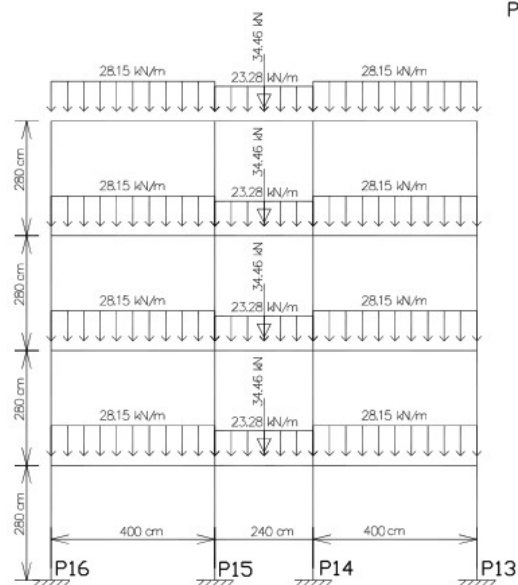
PÓRTICO 1



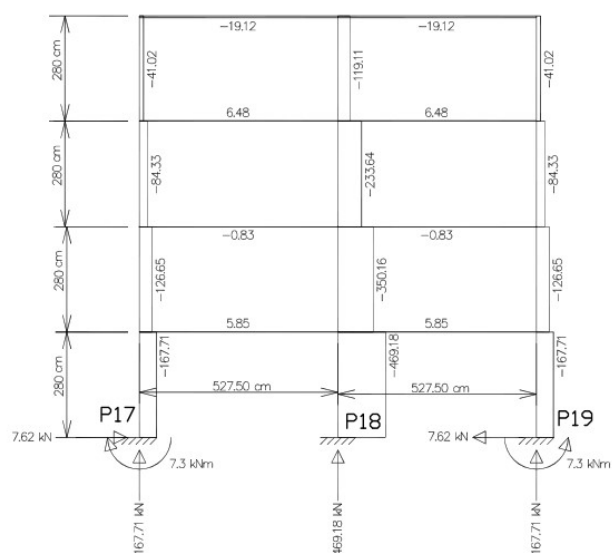
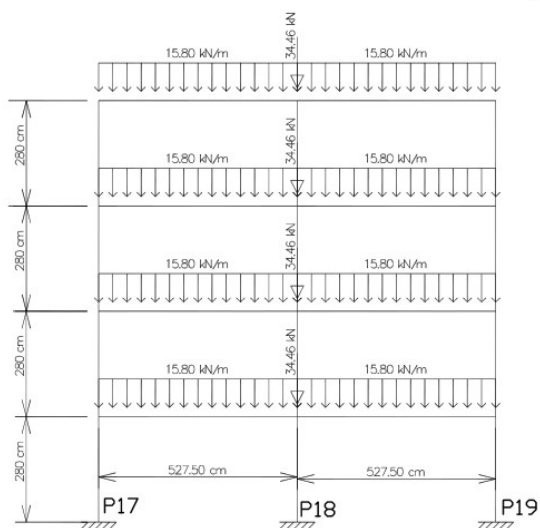
PÓRTICO 2 = PÓRTICO 3



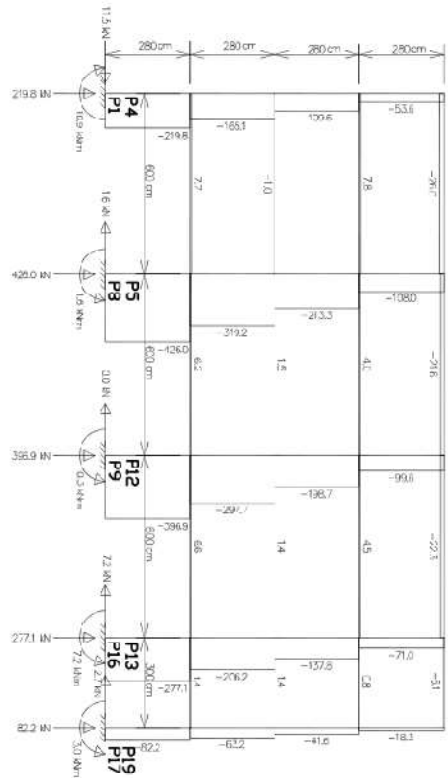
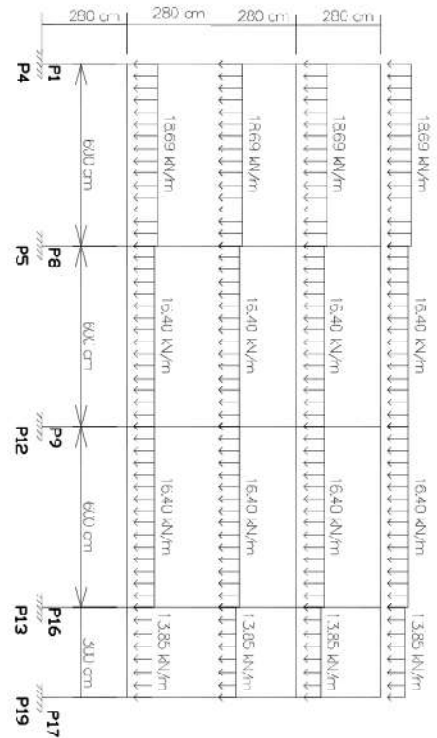
PÓRICO 4



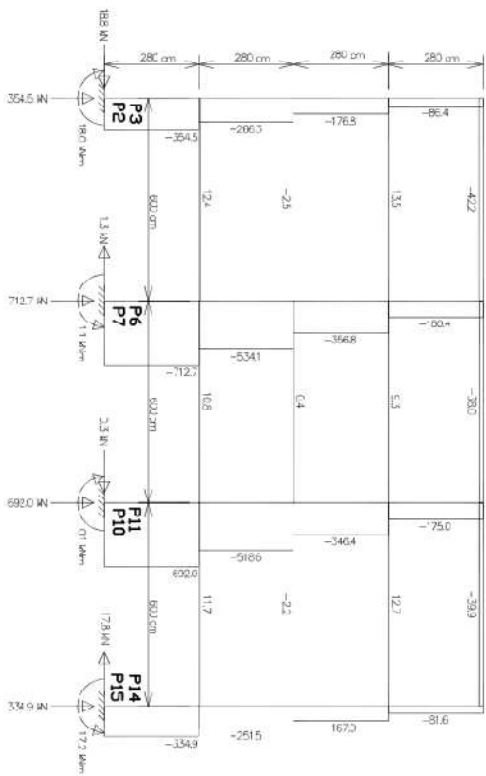
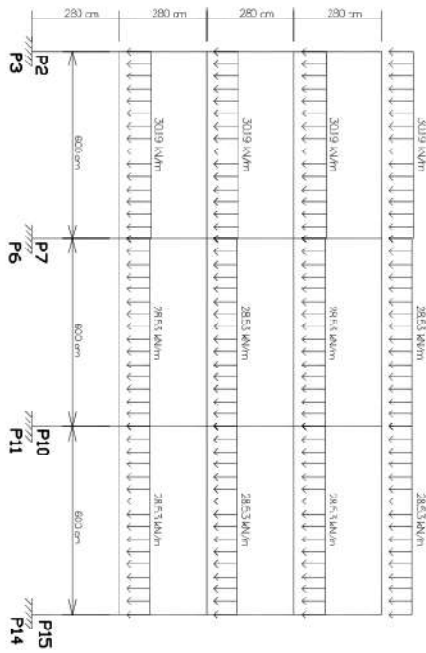
PÓRICO 5



PÓRTO 6 - PÓRTO 7



PÓRTO 8 = PÓRTO 9



PÓRTICO 10

