

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA EXCENTRICIDADE DA
REAÇÃO DA LAJE SOBRE AS PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL**

Manoel Ignácio Xavier Filho

Porto Alegre
2018

MANOEL IGNÁCIO XAVIER FILHO

**ANÁLISE DOS EFEITOS DA EXCENTRICIDADE DA
REAÇÃO DA LAJE SOBRE AS PAREDES DE ALVENARIA
ESTRUTURAL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia.

Porto Alegre
2018

Dedico esse trabalho a minha família.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao companheirismo e amor dedicados, durante toda essa etapa, da minha esposa Daniele Spencer Dias.

Agradeço ao carinho extra, recebido nos últimos meses, da minha filha Manoela Dias Xavier.

Agradeço em especial aos meus familiares e amigos, principalmente a minha mãe Liane Maria Mendes Marques e minha irmã Carla Marques Xavier pelo estímulo contínuo e presença constante nas etapas de minha vida.

Agradeço aos seguintes professores pelas aulas e atenção durante todo o período de mestrado: Américo Campos Filho, Samir Maghous, Armando Miguel Awruch, Alexandre Braum, Eduardo Bittencourt, Acir Mércio Loredou-Souza e Jean Marie Désir.

Agradeço ao professor co-orientador Jean Marie Désir, pelas conversas descontraídas e os momentos de orientação, principalmente referente à parte de alvenaria e de customização do ANSYS WORKBENCH. Agradeço também pela amizade, paciência e angústias resolvidas, presentes na orientação deste trabalho e que, sem dúvida, culminaram na minha evolução pessoal.

Agradeço ao Professor Samir Maghous pela confiança, por me acolher como orientando e pelas aulas que me deste durante o primeiro e segundo anos da dissertação.

“Jamais considere seus estudos como uma obrigação, mas como uma oportunidade invejável para aprender a conhecer a influência libertadora da beleza do reino do espírito, para seu próprio prazer pessoal e para proveito da comunidade à qual seu futuro trabalho pertencer”.

Albert Einstein

RESUMO

XAVIER FILHO, M. I. **Análise dos efeitos da excentricidade da reação da laje sobre as paredes de alvenaria estrutural**. 2018. 112f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Atualmente as obras realizadas pelo sistema construtivo de alvenaria estrutural, independentemente do tipo de bloco utilizado, tem embutido certo grau de empirismo ou de conhecimento tácito adquirido com a prática e pela transmissão de construtor para construtor. Este processo tem funcionado relativamente bem sem apresentar patologias em edificações pequenas ou médias. As normas vigentes recomendam, em geral, o uso de coeficientes de segurança parciais que visam cobrir o conjunto das incertezas, que não são tratadas em detalhe. É o caso das reações das lajes sobre as paredes de alvenaria estrutural. Em geral, estas são tratadas como carga linear aplicada no plano médio da parede. Esta simplificação pode provocar distorções no dimensionamento dos elementos estruturais, visto que não considera o momento fletor fora do plano da parede e até um eventual momento torçor na viga de apoio da parede, seja nos edifícios com pavimentos de transição sobre pilotis, seja no caso de viga baldrame. Nesses casos, é desejável uma verificação do nível de torção nos elementos estruturais. Este trabalho pretende realizar um diagnóstico analisando a ligação entre lajes, paredes e vigas em uma edificação de alvenaria estrutural, focando a maneira como as cargas são transferidas e verificando os limites de aplicação das recomendações da norma brasileira no que diz respeito a efeito da excentricidade. O efeito pode não ser significativo na análise de edifícios de mais de 15 pavimentos, tendência atual do setor de habitação, exigindo a avaliação dos seus resultados e implicações no processo de dimensionamento.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, reação laje-parede de alvenaria, ligação laje-parede de alvenaria.

ABSTRACT

XAVIER FILHO, M. I. **Analysis of the effects of the eccentricity of the slab reactions on structural block walls.** 2018. 112p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Currently, buildings constructed in structural masonry, regardless of the type of block used, have embedded a certain degree of empiricism or tacit knowledge acquired with practice or through constructor-to-constructor transmission. This process has worked relatively well without presenting pathologies in small or medium buildings. The current standards generally recommend the use of partial security coefficients to cover all the uncertainties, that are not dealt with in detail. It is the case of the reactions of the slabs on the walls of structural masonry. In general, these are treated as linear loads applied in the median plane of the wall. This simplification can cause distortions in the design of the structural elements, since it does not consider the out of plane bending moment of the wall or the eventual twist moment in the supporting beam, either in buildings with transitional floors on piles or in the case of foundation beam. In such cases, a check of the twist moment level in the structural elements is desirable. This work intends to make a diagnosis by analyzing the connection between slabs, walls and beams in a structural masonry building, focusing on the way the loads are transferred and verifying the limits of application of the recommendations of the Brazilian standard with respect to the eccentricity effect. The effect may not be significant in the analysis of buildings of more than 15 floors, current trend of the housing sector, requiring the evaluation of its results and implications in the sizing process.

Key-words: structural masonry, slab-masonry wall reaction, slab-masonry wall tie.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Organograma das etapas do projeto de pesquisa.	18
--	----

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Palazzo Pitti, Florença (acervo próprio).....	20
Figura 3.2 – Taj Mahal, Índia (KHATRI, 2005, p. 2).	20
Figura 3.3 – Cidade de Nova York (KHATRI, 2005, p. 2).	21
Figura 3.4 – Edifício Western Union (KHATRI, 2005, p. 3).	21
Figura 3.5 – Edifícios Mayfair Park (GOOGLE MAPS, 2018).	24
Figura 3.6 – Ações atuantes em um Sistema estrutural tipo caixa (CAMACHO, 2006, p. 22).	26
Figura 3.7 – Forças que atuam sobre a parede (Adaptado de BEALL, 2004, p. 380).....	26
Figura 3.8 – Excentricidade no topo da parede (Adaptado de HENDRY, <i>et al</i> , p. 102).....	29
Figura 3.9 – Excentricidade no topo da parede de pavimento contínuo (Adaptado de HENDRY, <i>et al</i> , p. 103).....	30
Figura 3.10 – Posição assumida com a utilização de ganchos para vigas (Adaptado de HENDRY, <i>et al</i> , p. 103).....	30
Figura 3.11 – Excentricidade para uma parede com cavidade (Adaptado de HENDRY, <i>et al</i> , p. 103).	31
Figura 3.12 – Ligação de laje-parede (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 67).	38
Figura 3.13 – Modelo de quadro simplificado (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 69).	39
Figura 3.14 – Cálculo simplificado dos momentos do nó de acordo com a Regra dos 5% (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 70).	42
Figura 3.15 - Representação detalhada das forças no nó de acordo com a Regra dos 5% (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 70).	43
Figura 3.16 – Cálculo simplificado dos momentos do nó no balanço (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 71).	45
Figura 3.17 – Espécie de elementos (Adaptado de SCHIER, 2011, p. 12).	46

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Modulação do pavimento tipo.....	50
Figura 4.2 – Corte esquemático da torre de alvenaria (medidas em metros).	51
Figura 4.3 – Trecho da parede escolhida para análise.	51
Figura 4.4 – Distribuição das cargas da laje do pavimento tipo.....	52
Figura 4.5 – Distribuição das cargas da laje do pavimento cobertura.	52
Figura 4.6 – Planta de formas do pavimento de transição (Térreo).	53
Figura 4.7 – Viga de transição (V63) responsável pelo trecho em análise.	54
Figura 4.8 – Detalhamento da viga de transição (V63) no trecho em análise.	54
Figura 4.9 – Diagramas de esforços da viga de transição (V63) no trecho em análise.	55
Figura 4.10 – Representação dos nós (ligações laje-parede) formados em toda a fachada analisada.....	56
Figura 4.11 – Valores dos momentos fletores no topo e na base da parede de alvenaria pela Regra dos 5%.	61
Figura 4.12 – Modelo de quadro simplificado para o estudo de caso (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 69).	62
Figura 4.13 – Valores dos momentos fletores no topo e na base da parede de alvenaria pelo anexo C da norma EN 1996-1-1.	66
Figura 4.14 – Modelagem inicial (Alvenaria + Laje) utilizando o programa Ansys Workbench.....	67
Figura 4.15 – Condições de contorno utilizadas.....	68
Figura 4.16 – Elemento finito no formato Hexaédrico com 8 nós.	69
Figura 4.17 – Modelo final adotado para estudo de caso através do <i>software</i> ANSYS WORKBENCH.....	70
Figura 4.18 – Deformação direcional das paredes no plano ZY.	71
Figura 4.19 – Diagrama de deformação direcional, no plano ZY, das paredes ao longo da altura da edificação.	72
Figura 4.20 – Tensões principais máximas ao longo da altura da edificação.	73
Figura 4.21 – Distribuição das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje da cobertura (Detalhe 1).	73

Figura 4.22 – Distribuição das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje em um pavimento intermediário (Detalhe 2).....	74
Figura 4.23 – Comportamento das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje no primeiro pavimento (Detalhe 3).....	75
Figura 4.24 – Pressões de contato entre todos os elementos (laje-parede e parede-laje).....	76
Figura 4.25 – Pressões de contato entre a platibanda (PLT) e a laje do 11º pavimento (L11).	77
Figura 4.26 – Diagrama de pressões de contato entre a platibanda (PLT) e a laje do 11º pavimento (L11).	78
Figura 4.27 – Pressões de contato entre a laje do 11º pavimento (L11) e a parede do 11º pavimento (P11).....	79
Figura 4.28 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 11º pavimento (L11) e a parede do 11º pavimento (P11).	79
Figura 4.29 – Pressões de contato entre a parede do 11º pavimento (P11) e a laje do 10º pavimento (L10).	80
Figura 4.30 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 11º pavimento (P11) e a laje do 10º pavimento (L10).	81
Figura 4.31 – Pressões de contato entre a laje do 10º pavimento (L10) e a parede do 10º pavimento (P10).....	82
Figura 4.32 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 10º pavimento (L10) e a parede do 10º pavimento (P10).	82
Figura 4.33 – Pressões de contato entre a parede do 10º pavimento (P10) e a laje do 9º pavimento (L09).	84
Figura 4.34 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 10º pavimento (P10) e a laje do 9º pavimento (L09).	84
Figura 4.35 – Pressões de contato entre a laje do 9º pavimento (L09) e a parede do 9º pavimento (P09).....	85
Figura 4.36 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 9º pavimento (L09) e a parede do 9º pavimento (P09).	85
Figura 4.37 – Pressões de contato entre a parede do 9º pavimento (P09) e a laje do 8º pavimento (L08).	86
Figura 4.38 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 9º pavimento (P09) e a laje do 8º pavimento (L08).	86
Figura 4.39 – Pressões de contato entre a laje do 8º pavimento (L08) e a parede do 8º pavimento (P08).....	87

Figura 4.40 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 8º pavimento (L08) e a parede do 8º pavimento (P08).	87
Figura 4.41 – Pressões de contato entre a parede do 8º pavimento (P08) e a laje do 7º pavimento (L07).	88
Figura 4.42 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 8º pavimento (P08) e a laje do 7º pavimento (L07).	88
Figura 4.43 – Pressões de contato entre a laje do 7º pavimento (L07) e a parede do 7º pavimento (P07).	89
Figura 4.44 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 7º pavimento (L07) e a parede do 7º pavimento (P07).	89
Figura 4.45 – Pressões de contato entre a parede do 7º pavimento (P07) e a laje do 6º pavimento (L06).	90
Figura 4.46 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 7º pavimento (P07) e a laje do 6º pavimento (L06).	90
Figura 4.47 – Pressões de contato entre a laje do 6º pavimento (L06) e a parede do 6º pavimento (P06).	91
Figura 4.48 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 6º pavimento (L06) e a parede do 6º pavimento (P06).	91
Figura 4.49 – Pressões de contato entre a parede do 6º pavimento (P06) e a laje do 5º pavimento (L05).	92
Figura 4.50 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 6º pavimento (P06) e a laje do 5º pavimento (L05).	92
Figura 4.51 – Pressões de contato entre a laje do 5º pavimento (L05) e a parede do 5º pavimento (P05).	93
Figura 4.52 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 5º pavimento (L05) e a parede do 5º pavimento (P05).	93
Figura 4.53 – Pressões de contato entre a parede do 5º pavimento (P05) e a laje do 4º pavimento (L04).	94
Figura 4.54 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 5º pavimento (P05) e a laje do 4º pavimento (L04).	94
Figura 4.55 – Pressões de contato entre a laje do 4º pavimento (L04) e a parede do 4º pavimento (P04).	95
Figura 4.56 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 4º pavimento (L04) e a parede do 4º pavimento (P04).	95

Figura 4.57 – Pressões de contato entre a parede do 4º pavimento (P04) e a laje do 3º pavimento (L03).	96
Figura 4.58 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 4º pavimento (P04) e a laje do 3º pavimento (L03).	96
Figura 4.59 – Pressões de contato entre a laje do 3º pavimento (L03) e a parede do 3º pavimento (P03).	97
Figura 4.60 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 3º pavimento (L03) e a parede do 3º pavimento (P03).	97
Figura 4.61 – Pressões de contato entre a parede do 3º pavimento (P03) e a laje do 2º pavimento (L02).	98
Figura 4.62 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 3º pavimento (P03) e a laje do 2º pavimento (L02).	98
Figura 4.63 – Pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).	99
Figura 4.64 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).	99
Figura 4.65 – Pressões de contato entre a parede do 2º pavimento (P02) e a laje do 1º pavimento (L01).	100
Figura 4.66 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 2º pavimento (P02) e a laje do 1º pavimento (L01).	100
Figura 4.67 – Pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).	101
Figura 4.68 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 1º pavimento (L01) e a parede do 1º pavimento (P01).	101

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Diagramas de tensões de contato entre a lajes e paredes para todos os pavimentos.	106
Figura 5.2 – Diagramas de tensões de contato entre a paredes e lajes para todos os pavimentos.	106
Figura 5.4 – Variação da excentricidade da aplicação das cargas no encontro parede-laje ao longo da altura da edificação.	108
Figura 5.3 – Variação da excentricidade da aplicação das cargas no encontro parede-laje ao longo da altura da edificação.	108

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO 3

Quadro 3.1 – Valores de γ_m (adaptado de Eurocode 6, 2005).....	35
--	----

CAPÍTULO 4

Quadro 4.1 – Momentos fletores calculados através dos diagramas de pressão obtidos com o <i>software</i> ANSYS WORKBENCH.....	102
---	-----

CAPÍTULO 5

Quadro 5.1 – Valores de momentos fletores obtidos no topo das paredes pelos três métodos.....	103
Quadro 5.2 – Valores de momentos fletores obtidos na base das paredes pelos três métodos.....	104

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	16
2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO	16
2.3 DELIMITAÇÕES.....	16
2.4 DELINEAMENTO.....	17
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA A RESPEITO DE ALVENARIA ESTRUTURAL.....	19
3.1 BREVE HISTÓRICO SOBRE ALVENARIA ESTRUTURAL	19
3.2 A EVOLUÇÃO DA ALVENARIA DE GRAVIDADE PARA ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA	22
3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL	25
3.3.1 Distribuição das Ações Horizontais	27
3.3.2 Distribuição das Ações Verticais.....	28
3.3.3 Excentricidades.....	28
3.3.3.1 Excentricidade devido à laje (e_1).....	29
3.3.3.2 Excentricidade de segunda ordem (e_2)	31
3.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE ALVENARIA PELAS NORMAS BRASILEIRAS	31
3.5 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 6.....	34
3.5.1 Momentos Fletores em ligações de laje-parede.....	37
3.5.2 Momentos Fletores de acordo com o anexo C da norma EN 1996-1-1	38

3.5.3 Momento Fletor simplificado de acordo com a norma DIN 1053-1 – Regra dos 5%	42
3.6 A ANÁLISE DA ALVENARIA ESTRUTURAL POR ELEMENTOS FINITOS	45
3.6.1 Tipos de Contato	47
3.6.1.1 <i>Bonded</i> - Ligado	47
3.6.1.2 <i>No separation</i> - Sem separação	47
3.6.1.3 <i>Frictionless</i> - Sem atrito	48
3.6.1.4 <i>Rough</i> - Áspero	48
3.6.1.5 <i>Frictional</i> – Com atrito	48
4 ANÁLISE DE CASO	49
4.1 METODOLOGIA	49
4.2 APLICAÇÃO DA REGRA DOS 5%	56
4.3 APLICAÇÃO DO ANEXO C DA NORMA EN 1996-1-1	61
4.4 ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O <i>SOFTWARE</i> ANSYS WORKBENCH	66
4.4.1 Reações de apoio	71
4.4.2 Deformação Direcional no eixo Z	71
4.4.3 Tensões Principais Máximas	72
4.4.4 Pressões de contato entre laje-parede e parede-laje	75
5 ANÁLISE DOS RESULTADOS	103
6 CONCLUSÃO	109
REFERÊNCIAS	112

1 INTRODUÇÃO

Atualmente no Brasil, é cada vez maior a demanda por projetos estruturais de edificações em alvenaria estrutural e estas, por sua vez, convergem para um patamar de alturas, que exigem uma análise mais refinada para seu dimensionamento. Estruturas concebidas sob o sistema de alvenaria estrutural geram um conjunto de vantagens, das quais é possível destacar a diminuição de área de fôrmas a serem utilizadas, a redução do uso de aço e a limpeza e simplificação do canteiro de obras.

Os métodos de cálculos existentes no Brasil são baseados nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) NBR 15961-1 (ABNT, 2011) e NBR 15812-1 (ABNT, 2010) referentes às estruturas de alvenaria estrutural com blocos de concreto e com blocos cerâmicos, respectivamente. Com o intuito de acelerar os cálculos e tornar o processo de dimensionamento de uma estrutura de alvenaria estrutural mais ágil, estas normas consideram que as reações das lajes sobre as paredes de alvenaria estrutural são descarregadas no eixo do plano longitudinal, fazendo assim, as cargas se propagarem de maneira direta, não gerando solicitações fora do plano. Este procedimento é convidativo para os projetistas de outras técnicas de construção que decidirem adotar a alvenaria estrutural em algumas de suas obras.

O presente trabalho tem por objetivo formular uma abordagem mais realista para o dimensionamento da alvenaria estrutural não armada, de acordo com métodos de cálculo mais precisos. Para isso foram utilizadas bibliografias específicas sobre o tema que abordam diferentes métodos de cálculo, estes por sua vez, propõem uma distribuição da reação das lajes sobre as paredes de alvenaria estrutural de maneira excêntrica, o que ocasiona um momento fletor na cabeça (no topo) e também no pé (na base) da parede gerando solicitações fora do plano de simetria e que, dependendo do número de pavimentos e vãos de cada laje, que descarrega sobre a parede, pode vir a ocasionar um momento torçor na viga de embasamento (baldrame ou pilotis) e que nos dimensionamentos atuais não estão sendo considerados.

O interesse em realizar esse trabalho reside na verificação da natureza destas solicitações atuantes fora do plano de simetria da parede e analisar, qual o limite para que estes esforços possam ser danosos ao dimensionamento da estrutura, no instante em que não são estimados nos cálculos de acordo com as normas atuais vigentes no país.

Além dessa introdução, esse trabalho está dividido em mais 5 capítulos. O **capítulo 2** descreve as diretrizes do trabalho desenvolvido, mostrando a questão de pesquisa, os objetivos gerais e específicos, as delimitações e o delineamento. O **capítulo 3** expõe uma revisão bibliográfica geral sobre alvenaria estrutural (breve histórico, evolução da alvenaria de gravidade, análise estrutural, métodos de dimensionamento e uma análise da alvenaria estrutural por elementos finitos). Em seguida, o **capítulo 4** apresenta um estudo de caso para uma edificação já executada, onde são aplicados os métodos de cálculo apresentados no capítulo 3. Ainda neste capítulo é mostrada a modelagem da estrutura estudada e obtidos os valores de tensões nos contatos entre elementos (laje-parede e parede-laje). O **capítulo 5** mostra uma análise dos resultados obtidos no capítulo anterior e um resumo, através de quadros, para melhor interpretação dos valores alcançados. Por fim, o **capítulo 6** faz o fechamento do trabalho com conclusões finais, baseado nos principais resultados das análises feitas nos capítulos anteriores.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Até que ponto estes esforços, provenientes da reação da laje sobre as paredes de alvenaria, podem ser prejudiciais ao dimensionamento da estrutura no momento em que não são considerados nos cálculos de acordo com as normas atuais vigentes no país?

2.2 OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo principal é o de realizar um diagnóstico analisando a ligação entre lajes, paredes e vigas em uma edificação de alvenaria estrutural, focando a maneira como as cargas são transferidas e verificando os limites de aplicação das recomendações da norma brasileira no que se refere ao efeito da excentricidade. Como objetivos secundários, pode-se citar:

- a) revisar os métodos de cálculo, que consideram a excentricidade da reação da laje sobre as paredes de alvenaria, disponíveis na bibliografia;
- b) analisar os métodos de cálculo em uma situação real para verificar os valores de esforços obtidos no encontro das paredes de alvenaria com as vigas de transição;
- c) modelar um trecho da estrutura analisada analiticamente com elementos finitos utilizando um programa computacional;
- d) verificar se os resultados obtidos através da modelagem condizem com os obtidos analiticamente.

2.3 DELIMITAÇÕES

A ligação laje-parede pode sofrer influência de, por exemplo, vinculações distintas devido ao número de pontos de graute disposto na parede de alvenaria, que possuem barras longitudinais, que atravessam a laje oferecendo limites de deslocamento, entretanto em certas situações o número de pontos de graute é restrito aos pontos de encontro de paredes, ou seja, há apenas pontos de graute nos cantos da laje, fazendo com que o restante da borda fique livre para

deslocamentos no plano da laje. No presente trabalho, essas situações são ignoradas, considerando, portanto, lajes engastadas nas paredes, com exceção para lajes de cobertura que necessitam ser livres.

Os casos possíveis de encontro entre lajes e paredes de alvenaria são de situações de paredes internas ou externas, sendo esta última o caso que tende a apresentar uma maior excentricidade resultando da reação da laje sobre a parede. Dessa forma, é considerado nesse trabalho, a ligação laje-parede apenas de situações com paredes externas.

Os critérios adotados para dimensionamento de estruturas de alvenaria, estabelecem bases genéricas para projetos de edifícios em alvenaria simples, armada, pré-tensionada e confinada, executada com as unidades de alvenaria cerâmica, sílico-calcáreos, concreto, concreto celular e pedra artificial. Cada um destes materiais apresenta diferentes propriedades mecânicas o que influencia no resultado final dos esforços a serem calculados neste trabalho. Dessa maneira, para este trabalho, serão estudadas situações que envolvam apenas unidades de alvenaria com blocos de concreto.

2.4 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das seguintes etapas:

- a) pesquisa bibliográfica sobre ligações entre lajes e paredes de alvenaria;
- b) pesquisa bibliográfica sobre aplicação da reação da laje sobre a parede de alvenaria;
- c) pesquisa bibliográfica sobre excentricidades da reação da laje sobre a parede de alvenaria;
- d) pesquisa bibliográfica sobre a forma analítica de calcular os efeitos da excentricidade da reação da laje sobre a parede de alvenaria;
- e) estudo de caso para verificar os efeitos da excentricidade na base de uma edificação de alvenaria estrutural;
- f) pesquisa sobre o *software* ANSYS WORKBENCH;

- g) modelagem com o *software* ANSYS WORKBENCH de uma estrutura semelhante ao estudo de caso para comparar com os valores obtidos analiticamente;
- h) organização e análise dos resultados;
- i) conclusões.

O organograma da Figura 2.1 ilustra a relação entre as etapas durante o trabalho:

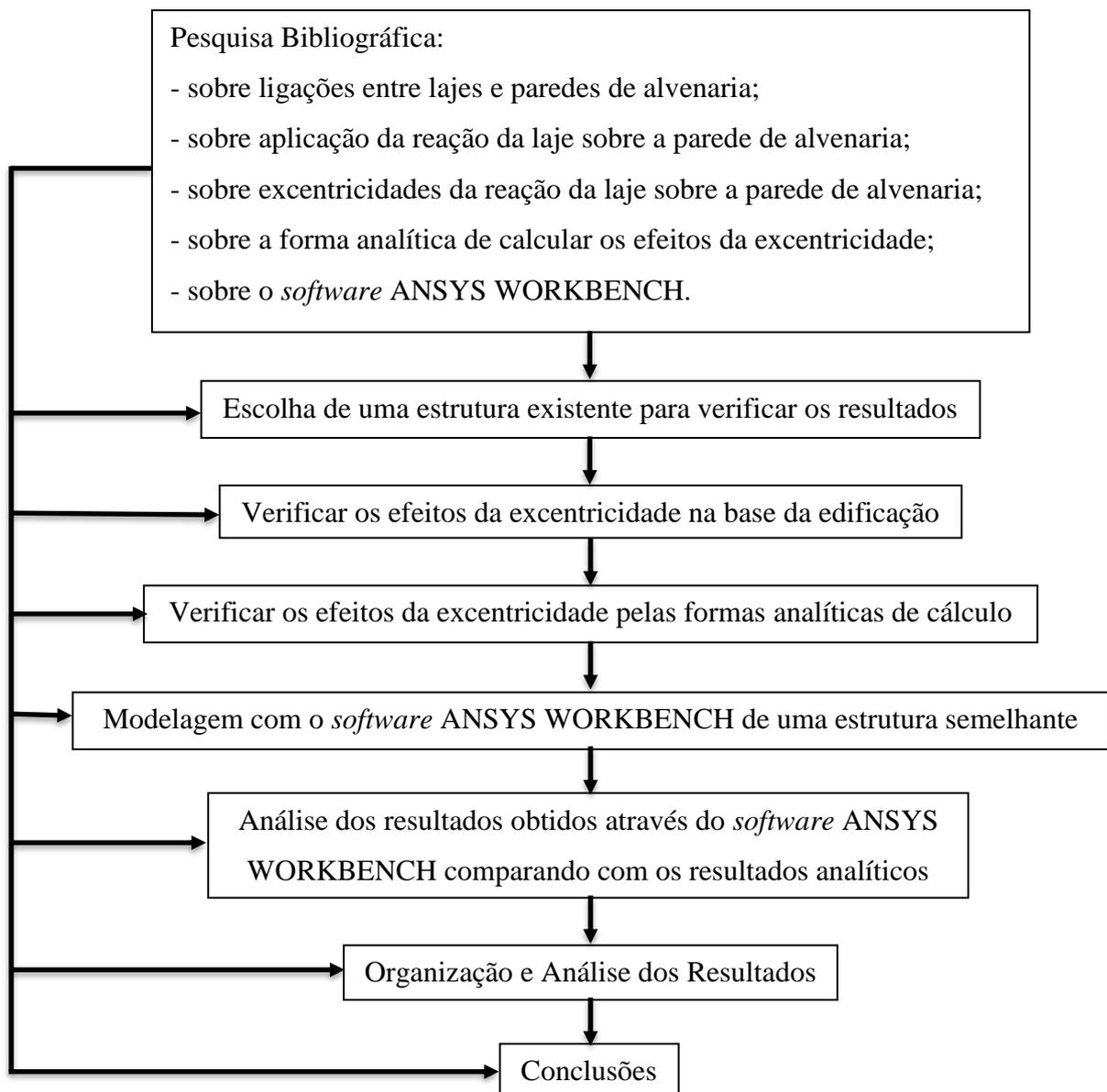


Figura 2.1 – Organograma das etapas do projeto de pesquisa.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA A RESPEITO DE ALVENARIA ESTRUTURAL

3.1 BREVE HISTÓRICO SOBRE ALVENARIA ESTRUTURAL

Das muralhas de Antioquia à Via Ápia, da Grande Muralha da China às Pirâmides de Gizé, a alvenaria tem sido usada para fortificações, templos, estradas, mesquitas, santuários, catedrais, obeliscos e a uma infinidade de outras estruturas. Os egípcios estavam entre as primeiras pessoas na história registradas a usar a alvenaria, iniciando a construção das pirâmides maciças em Giza, por volta de 2500 a.C. Historiadores e engenheiros ainda não conseguem determinar como os antigos egípcios poderiam reunir essas matérias-primas, cortá-las, movê-las e colocá-las onde estão. O Templo de Khons, construído em Karnak no século XII a.C., é outro exemplo de um grande empreendimento egípcio de alvenaria. Os egípcios não foram a única civilização a descobrir os benefícios da alvenaria. Na Península de Yucatán, no México, os toltecas construíram El Castillo usando o conceito de blocos de alvenaria em 1100 d.C. E mais ao norte, os astecas construíram sua capital, Tenochtitlan, em 1325 d.C.; uma cidade inteira construída usando a tecnologia de alvenaria (KHATRI, 2005, p. 1).

O Palazzo Pitti, em Florença (1457), conforme mostra a Figura 3.1, uma estrutura construída para a defesa como todos os palácios florentinos do seu dia, apresenta um andar plinto de pedras de cantaria rusticadas de proporções gigantescas. Pedra com um tratamento de superfície tão áspero e uma aparência quase "natural" era principalmente um material de construção para fortalezas com pouco valor artístico. Não tinha relação com o cubismo elementar e puro da arquitetura romana. Seu propósito era simplesmente ser grosseiro, de modo que se pudesse penetrar na força violenta do material como um elemento de design - uma interpretação do poder natural da pedra que remete à antigas crenças nos poderes mágicos do material em túmulos nórdicos. A referência aqui não é ao poder do espírito ou ainda ao poder religioso da cura, mas ao poder político e ao poder da riqueza. As dimensões superdimensionadas não tinham propósito prático para a defesa, pois não passava de um revestimento de alvenaria. A ferrugem, introduzida aqui como um novo motivo na arquitetura, tem se repetido na história da arquitetura em uma variedade de formas desde então, mais recentemente, na forma de citação (PFEIFER, et al, 2001, p. 20).



Figura 3.1 – Palazzo Pitti, Florença (acervo próprio).

Segundo Khatri (2005, p. 1) na Inglaterra, mais ou menos na mesma época em que os toltecas estavam construindo El Castillo, Guilherme, o Conquistador, começou a construção do Castelo de Windsor. Os castelos britânicos tiveram uso prático imediato, fornecendo a principal linha de defesa contra os atacantes. Mesmo após o surgimento da Renascença, os castelos eram parte funcional da cultura britânica e continuam a representar a história da região. Na Índia, o magnífico Taj Mahal, conforme mostra a Figura 3.2, foi construído ao longo de vinte e dois anos, começando em 1632 d.C. Representa duas qualidades importantes na alvenaria: durabilidade e presença arquitetônica. Seu mármore, mantido adequadamente, brilhou por mais de três séculos e, presumivelmente, continuará assim por mais séculos.

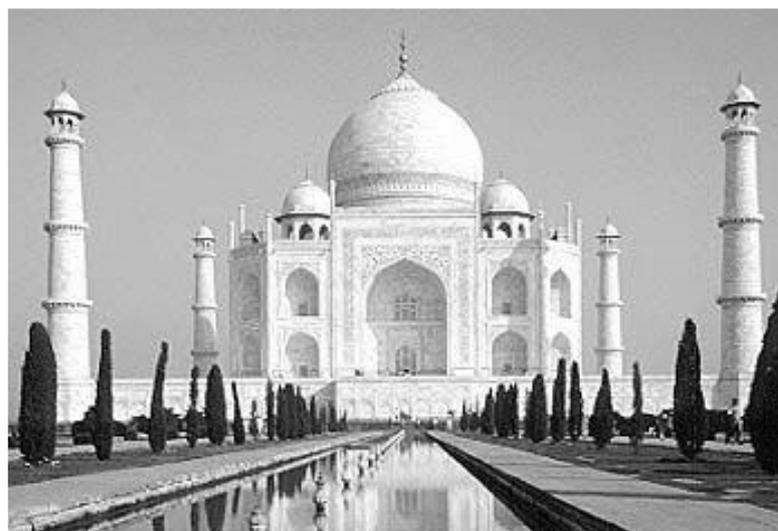


Figura 3.2 – Taj Mahal, Índia (KHATRI, 2005, p. 2).

Os edifícios de alvenaria abrangiam grande parte do horizonte da cidade de Nova York, de acordo com a Figura 3.3 abaixo. Entre eles, desde a demolição, estava o Edifício Western Union na fotografia de 1911, indicado na Figura 3.4, que foi construído em 1872 e durou mais de um século (KHATRI, 2005, p. 2).



Figura 3.3 – Cidade de Nova York (KHATRI, 2005, p. 2).



Figura 3.4 – Edifício Western Union (KHATRI, 2005, p. 3).

De acordo com Khatri (2005, p. 5) a Revolução Industrial trouxe aço e madeira à tona como materiais de construção, e durante esse tempo o uso do concreto foi aperfeiçoado. No entanto, a alvenaria sempre foi a escolha dos construtores por causa de três características únicas:

- a) eficiência de construção: os edifícios de alvenaria usam um processo automatizado de montagem de unidades padrão. Isso permite menores custos de mão de obra, facilidade de construção e eficiência geral quando comparado a outros métodos modernos;
- b) resistência ao fogo: o desempenho a longo prazo da alvenaria na resistência ao fogo é insuperável. Apenas estruturas de concreto armado podem ser comparadas com alvenaria armada, mas a alvenaria armada tem uma classificação de eficiência de construção menor;
- c) resistência e ductilidade: a alvenaria possui excelentes propriedades de compressão que conferem resistência e o aço de reforço proporciona ductilidade. Embora o reforço seja um novo conceito em alvenaria - introduzido no século XX - as características originais da alvenaria foram definidas por peso. Uma massa de alvenaria cria uma grande carga morta vertical que resiste às cargas laterais. A ductilidade previne o colapso e, em áreas propensas à alta atividade sísmica, fornece seguro contra danos causados por terremotos de grande magnitude.

3.2 A EVOLUÇÃO DA ALVENARIA DE GRAVIDADE PARA ALVENARIA ESTRUTURAL ARMADA

Segundo Souza (2003, p. 20), apesar das alvenarias serem um material frágil, em geral sísmicamente pouco resistente, há vestígios de construções em alvenarias em zonas sísmicas que subsistiram a uma série de terremotos, e à outras agressões várias devidas às calamidades naturais diversas, efeito do tempo e do próprio homem. Trata-se quase sempre de construções monumentais, que em alguns casos sofreram danos periódicos graves, mas cuja persistência se deve tanto à qualidade intrínseca, quanto ao interesse por parte do homem em preservá-las da destruição. As características principais que permitiram a sobrevivência destas construções às ações sísmicas foram sobretudo as duas seguintes:

- a) a regularidade morfológica e construtiva do edifício, com presença de percursos estruturais homogêneos e ininterruptos, capazes de conduzir adequadamente os esforços induzidos pelos sismos;
- b) o correto emprego de materiais colaborantes, capazes de fornecer à alvenaria uma resistência adequada às ações horizontais.

O primeiro destes princípios foi usado segundo duas tendências (SOUZA, 2003, p. 20):

- a) absorção dos esforços horizontais por introdução de fortes compressões resultantes do peso próprio de grandes massas de alvenaria, caso de muitos templos de antiguidades;
- b) assimilação e equilíbrio das ações laterais por recurso à sistemas simétricos de arcos, contrafortes e massas estabilizadoras – caso das Igrejas Góticas.

O segundo princípio corresponde à percepção empírica de que o comportamento estrutural de alvenaria melhora sensivelmente com o auxílio de materiais mais elásticos e deformáveis do que a alvenaria, para poderem absorver as trações induzidas pelas ações de corte, flexão e compressão com flexão (SOUZA, 2003, p. 20).

De acordo com Souza (2003, p. 21), a colaboração desta “armadura” recorreu sobretudo ao uso de uma estrutura em madeira ligada à alvenaria, melhoria de argamassa ou material de preenchimento do núcleo de paredes duplas de alvenaria e ainda inclusão de armaduras metálicas em zonas particulares da alvenaria. O recurso à armadura de reforço em madeira tem origens muito remotas. Poderá ter mesmo surgido da evolução das técnicas de adobe e taipa, funcionando mesmo a alvenaria como forma de fornecer à parede uma maior rigidez e robustez. Sistemas deste tipo foram usados a partir da Idade Média, em muitos países da Europa Centro – Setentrional e do Oriente.

Na Europa, é na década de 40 que engenheiros e arquitetos iniciaram estudos sérios sobre alvenarias, cerca de 100 anos após o início da abordagem às soluções estruturais de concreto. Por esta altura, as empresas produziam já tijolos e cimentos de elevada resistência. Assiste-se assim à aplicação às alvenarias de princípios de dimensionamento utilizados noutros sistemas (SOUZA, 2003, p. 22).

O desenvolvimento de recomendações práticas modernas relativas à concepção de estruturas de alvenaria, surge a partir das décadas de 40/50 do século XX. Merecem destaque os estudos

e realizações levados a cabo em alguns países, em particular Suíça, Canadá, USA, Austrália e Reino Unido, que permitiram a realização de estruturas modernas de alvenaria (SOUZA, 2003, p. 22).

Para Souza (2003, p. 22), referem-se como exemplos:

- a) 3 torres de 13 pisos construídos em Basel na Suíça em 1951, com paredes exteriores de 38 cm e interiores de 15 cm;
- b) também na Suíça uma torre de 18 pisos em Schwamendingem – Zurique, com paredes de espessura não ultrapassando 38,0 cm;
- c) edifícios Park-Mayfair-East de 17 pisos em Denver – Colorado, em alvenaria armada, com paredes de espessura total de 28,0 cm, compostas por 2 panos de tijolo de 9,2 cm e um núcleo em concreto de 9,5 m, conforme mostra a Figura 3.5 a seguir;

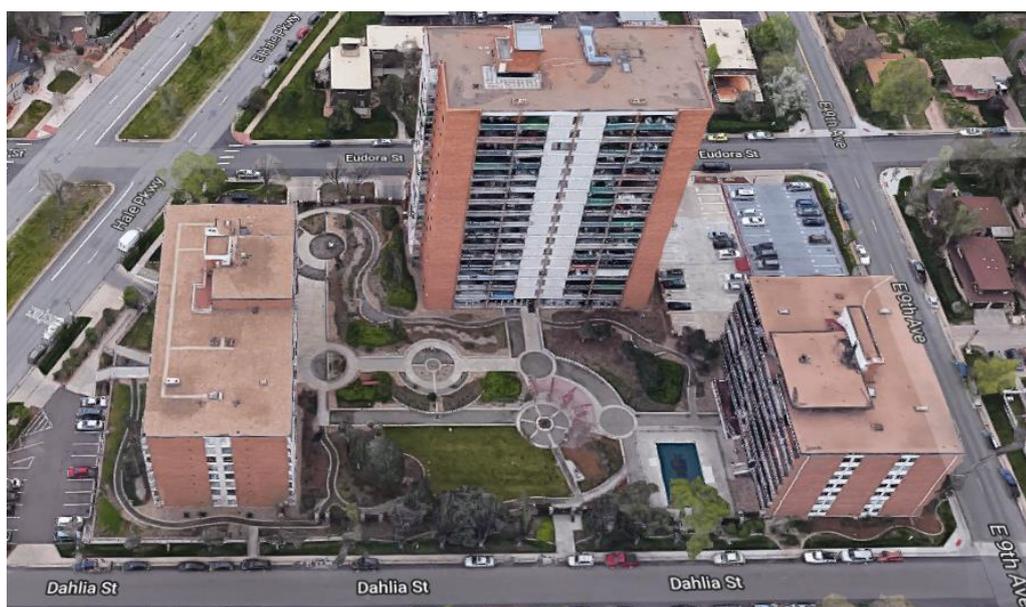


Figura 3.5 – Edifícios Mayfair Park (GOOGLE MAPS, 2018).

- d) edifícios Park-Lane Towers construídos em 1970, de 20 pisos com paredes de 20,0 cm;
- e) hotel de 14 pisos em Jefferson City – Missouri, em blocos de concreto (exceto os 3 primeiros e último piso em estrutura reticulada) – a espessura é de 19,0 cm, sendo os vazios preenchidos com concreto.

3.3 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Camacho (2006, p. 21) a análise estrutural abrange o levantamento de todas as ações que deverão agir na estrutura ao longo de sua vida útil, na estimativa do comportamento da estrutura e no processo de cálculo, com objetivo de quantificar os esforços solicitantes e deslocamentos que acontecem na estrutura. Desta forma, é de fundamental importância:

- a) a adequada determinação das ações que atuam na estrutura;
- b) a apropriada discretização estrutural, de modo que o modelo matemático apresente um desempenho próximo ao da estrutura real;
- c) uma adequada consideração das não-linearidades físicas e geométricas do sistema estrutural.

A maneira de definir a concepção estrutural passa pela análise das paredes resistentes, onde estas devem estar trabalhando de forma combinada com as lajes, formando um sistema estrutural tipo caixa, sujeito às ações verticais (carga permanente e acidental) e horizontais (cargas de vento). As ações verticais podem atuar diretamente sobre as paredes resistentes, ou então sobre as lajes, que trabalhando como placas, as transmitem às paredes resistentes, que por sua vez irão transmiti-las diretamente às fundações (CAMACHO, 2006, p. 21).

As ações horizontais, atuando ao longo de uma parede de fachada, são transmitidas às lajes, que trabalhando como diafragmas rígidos, as transmitem às paredes paralelas à direção dessas ações. Essas paredes, designadas como paredes de contraventamento, irão transmitir as ações horizontais às fundações. Para tal, se faz necessário que a ligação laje-parede seja capaz de resistir ao esforço de corte que surge nesta ligação. Nas paredes que não sejam de contraventamento, deve-se prever uma ligação entre laje e parede que permita o deslocamento relativo entre esses dois elementos (CAMACHO, 2006, p. 21).

A Figura 3.6 a seguir mostra como atuam as ações em um sistema estrutural tipo caixa.

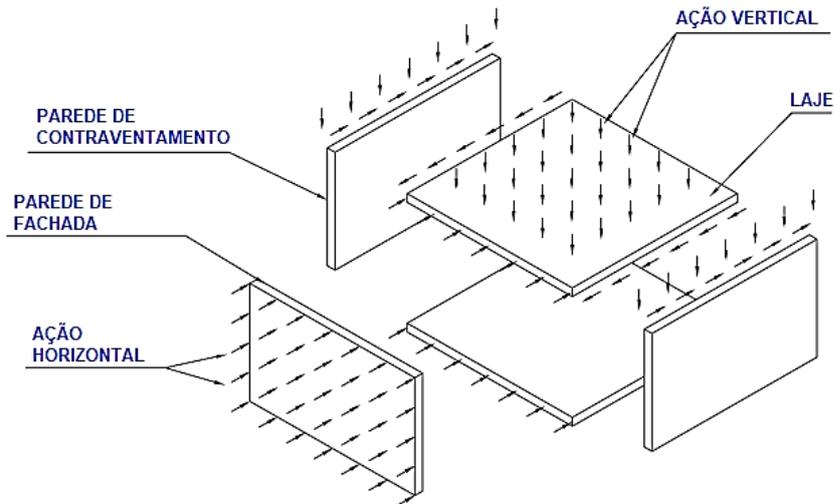


Figura 3.6 – Ações atuantes em um Sistema estrutural tipo caixa (CAMACHO, 2006, p. 22).

O conceito geral de uma estrutura de parede de suporte de alvenaria é a ação combinada do piso, teto e paredes em resistir às cargas aplicadas. As paredes podem ser consideradas como membros verticais contínuos, apoiados lateralmente pelos sistemas de piso e teto. Cargas variáveis verticais e cargas permanentes são transferidas para as paredes, pelos sistemas de piso e teto atuando como membros flexíveis horizontais. Os sistemas de piso e teto também atuam como diafragmas para transferir cargas laterais para as paredes. Cargas verticais e laterais aplicadas a partir de apenas um lado de uma parede induzirão um momento de flexão. O momento total é um resultado do carregamento combinado. Como as cargas compressivas neutralizam parte da tensão deste momento de flexão, as tensões primárias que controlam os sistemas de carga são a compressão e o cisalhamento. A Figura 3.7 ilustra as forças típicas que atuam nas paredes de alvenaria (BEALL, 2004, p. 379).

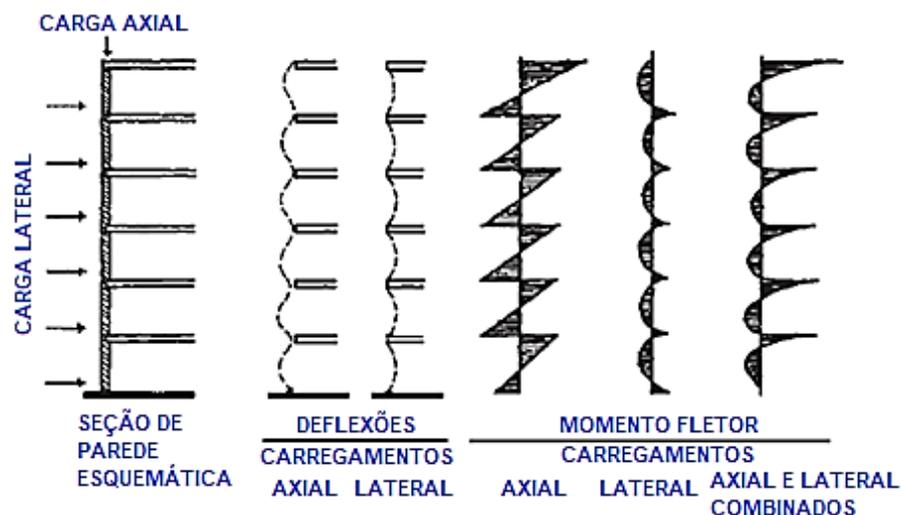


Figura 3.7 – Forças que atuam sobre a parede (Adaptado de BEALL, 2004, p. 380).

Como geralmente a laje, trabalhando como placa, possui uma rigidez muito grande no seu plano, as ações horizontais podem ser distribuídas entre as paredes de contraventamento proporcionalmente à rigidez de cada parede, uma vez que, estarão todas sujeitas a um mesmo deslocamento horizontal (CAMACHO, 2006, p. 22).

De acordo com Camacho (2006, p. 23) a suposição anterior é válida para estruturas simétricas, quando a resultante das ações horizontais coincidir com o centro de torção. As estruturas não simétricas podem estar sujeitas a um esforço de torção que deve ser considerado na distribuição das cargas horizontais.

3.3.1 Distribuição das Ações Horizontais

Segundo Camacho (2006, p. 23) uma vez definidas as paredes de contraventamento e conhecida a resultante das ações horizontais, resta determinar qual o quinhão de carga que corresponde a cada parede. Conhecido esse valor, pode-se obter os deslocamentos, tensões máximas, esforços de corte e verificar a existência de tensões de tração. Para a análise de paredes de contraventamento com aberturas existem basicamente cinco métodos clássicos, frequentemente apresentados na literatura.

- a) método das paredes articuladas;
- b) cisalhamento contínuo;
- c) analogia de pórtico;
- d) pórtico de coluna larga;
- e) elementos finitos.

O método das paredes articuladas é o mais simples e mais empregado. Consiste em considerar que as ligações existentes entre as paredes são rotuladas, permitindo desse modo somente a transmissão de forças (não de momentos). Assim, a resultante das ações horizontais pode ser dividida entre cada uma das paredes, proporcionalmente à rigidez de cada uma. Deve-se observar, no entanto, que para edifícios com altura superior a cinco pavimentos, esse método passa a superestimar os resultados obtidos, podendo tornar-se antieconômico (CAMACHO, 2006, p. 23).

3.3.2 Distribuição das Ações Verticais

Em estruturas simples, tais como os sistemas de paredes transversais, a distribuição das cargas das lajes sobre as paredes resistentes é direta, pois geralmente se trabalha com lajes armadas numa direção. No caso de lajes armadas em cruz, em sistemas mais complexos, o procedimento mais usual é subdividir as lajes em triângulos e trapézios, distribuindo as cargas dessas áreas para as paredes correspondentes. Deve-se notar que a distribuição de forças sobre uma parede não é uniforme, tendendo a ser maior na região central. No entanto, nos pavimentos inferiores de edifícios existe uma tendência de uniformização dessas cargas sobre as paredes (CAMACHO, 2006, p. 25).

3.3.3 Excentricidades

De acordo com Camacho (2006, p.26) na prática, é extremamente improvável que se consiga obter um carregamento centrado em um determinado elemento estrutural. Nas paredes resistentes, várias podem ser as causas determinantes dessa excentricidade, dentre as quais se destacam:

- a) imperfeição no prumo da parede;
- b) diferença no alinhamento vertical entre as paredes de diferentes pavimentos;
- c) deformabilidade da laje;
- d) deslocamentos transversais nos elementos resistentes, entre outros.

Segundo Camacho (2006, p. 27) a excentricidade final e_f da força que atua em um elemento é a soma de duas excentricidades de naturezas diferentes, a saber:

- a) excentricidade de primeira ordem;
- b) excentricidade de segunda ordem.

A excentricidade de primeira ordem é função do ponto de aplicação das cargas que atuam no elemento estrutural. A excentricidade de segunda ordem decorre da configuração deformada do elemento estrutural. A norma inglesa, BS 5628-1, propõe que essas excentricidades sejam calculadas de duas maneiras (CAMACHO, 2006, p. 27).

3.3.3.1 Excentricidade devido à laje (e_1)

Para determinar o valor da excentricidade, diferentes suposições simplificadoras podem ser feitas, e elas levam à diferentes métodos de cálculo. O mais simples é o método aproximado dado na norma inglesa BS 5628-1, mas um valor mais preciso pode ser obtido, em detrimento do cálculo adicional, usando uma análise de quadros (HENDRY *et al*, 2004, p. 101).

De acordo com o Hendry *et al* (2004, p. 102) o método aproximado descrito na norma BS 5628-1 apresenta os seguintes critérios:

- a) supõe-se que a carga transmitida por um único piso atua a um terço da profundidade das áreas de apoio a partir da face da parede, conforme mostra a Figura 3.8 abaixo;

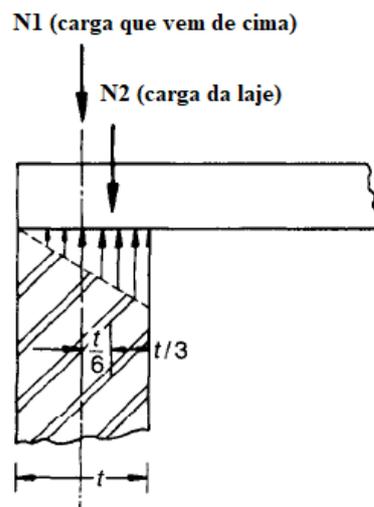


Figura 3.8 – Excentricidade no topo da parede (Adaptado de HENDRY, *et al*, p. 102).

$$e_1 = \frac{N_2 \cdot t}{6 \cdot N_r} \quad (3.1)$$

$$N_r = N_1 + N_2 \quad (3.2)$$

- b) para um piso contínuo, presume-se que a carga de cada lado atue em um sexto da espessura da face apropriada, segundo o que indica a Figura 3.9 a seguir;

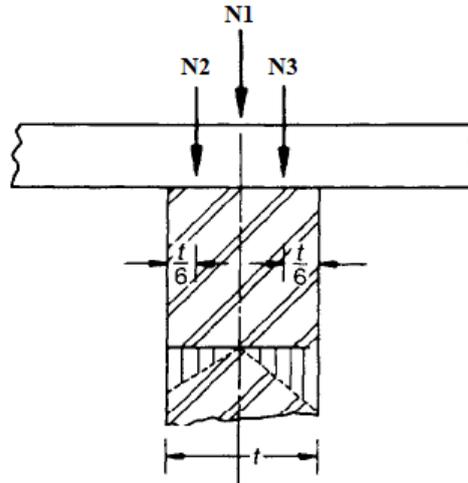


Figura 3.9 – Excentricidade no topo da parede de pavimento contínuo (Adaptado de HENDRY, *et al*, p. 103).

$$e_1 = \frac{(N_3 - N_2).t}{3.N_r} \quad (3.3)$$

$$N_r = N_1 + N_2 + N_3 \quad (3.4)$$

- c) quando são utilizados ganchos de viga, presume-se que a carga atue no centro das áreas de apoio da talha do gancho, de acordo com a Figura 3.10 abaixo;

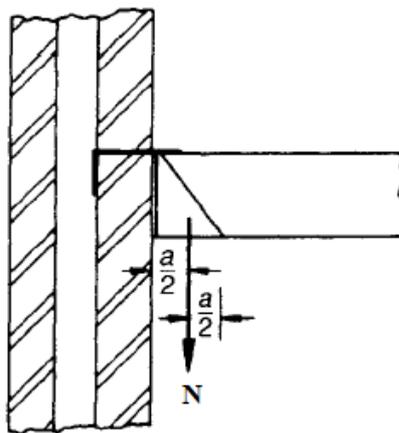


Figura 3.10 – Posição assumida com a utilização de ganchos para vigas (Adaptado de HENDRY, *et al*, p. 103).

- d) se a carga vertical aplicada atuar entre o centróide das duas folhas de uma parede de cavidade, ela deve ser substituída por cargas axiais estaticamente equivalentes nas duas folhas, conforme a Figura 3.11 a seguir.

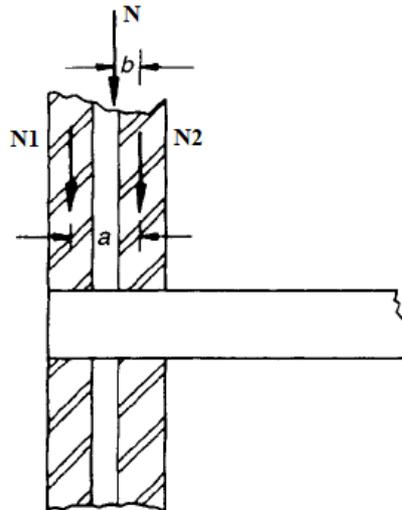


Figura 3.11 – Excentricidade para uma parede com cavidade (Adaptado de HENDRY, *et al*, p. 103).

$$N_1 = N.b/a \quad (3.5)$$

$$N_2 = (a - b).N/a \quad (3.6)$$

3.3.3.2 Excentricidade de segunda ordem (e_2)

De acordo com Cavalcanti Filho (2014, p. 55), para paredes com um índice de esbeltez (razão entre a altura e a espessura da parede) $\lambda > 6$, os efeitos de 2ª ordem são determinados por:

$$e_2 = t \cdot \left[\frac{1}{2400} \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] \quad (3.7)$$

onde:

t_{ef} espessura efetiva da parede;

h_{ef} altura efetiva da parede.

3.4 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE ALVENARIA PELAS NORMAS BRASILEIRAS

As normas brasileiras NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 1) e NBR 15961-1 (ABNT, 2011, p. 1), responsáveis pelos projetos de estruturas de alvenaria estrutural, trazem em seu escopo a descrição de que estas normas especificam os requisitos mínimos exigíveis para o projeto de estruturas de alvenaria, tanto em bloco cerâmico como em blocos de concreto, respectivamente.

Em seus textos, tanto para blocos cerâmicos quanto para blocos de concreto, as normas destacam que os critérios de segurança a serem adotados baseiam-se na norma NBR 8681 (ABNT, 2003) que traz como objetivo fixar os requisitos exigíveis na verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil e estabelecer as definições e os critérios de quantificação das ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações, quais que sejam sua classe e destino, salvo os casos previstos em normas brasileiras.

De acordo com a norma NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 7) as condições usuais de segurança referentes aos estados limites são expressas por desigualdades do tipo:

$$\theta (S_d, R_d) \geq 0 \quad (3.8)$$

onde:

S_d representa os valores de cálculo dos esforços solicitantes;

R_d representa os valores de cálculo dos correspondentes esforços resistentes.

Quando a segurança é verificada isoladamente em relação a cada um dos esforços atuantes, as condições de segurança tomam a forma simplificada:

$$R_d \geq S_d \quad (3.9)$$

Para a determinação de S , em geral é considerado apenas o carregamento normal, salvo a indicação em contrário, expressa em norma relativa ao tipo de construção e de materiais empregados, ou por exigência do proprietário da obra ou das autoridades governamentais nela interessadas (ABNT, NBR 8681:2003, p. 7).

De acordo com a norma NBR 15961-1 (ABNT, 2011, p. 25) em paredes de alvenaria estrutural, o esforço resistente de cálculo R (N_{rd}) é obtido através da equação a seguir, e são desconsideradas contribuições de eventuais armaduras existentes:

$$N_{rd} = f_d \cdot A \cdot R \quad (3.10)$$

onde:

N_{rd} é a força normal resistente de cálculo;

f_d é a resistência à compressão de cálculo da alvenaria;

A área da seção resistente;

R é o coeficiente redutor devido à esbeltez da parede, dado por:

$$R = \left[1 - \left(\frac{\lambda}{40} \right)^3 \right] \quad (3.11)$$

λ índice de esbeltez.

Observando que a norma NBR 8681 (ABNT, 2003) indica o uso de norma específica relativa ao tipo de construção, se verificam novamente as normas exclusivas para estruturas de alvenaria estrutural e nelas se encontram as definições para segurança e estados-limites. De acordo com a norma, tanto a NBR 15812-1 (ABNT, 2010, p. 12) quanto a NBR 15961-1 (ABNT, 2011, p. 12), devem ser considerados todos os estados-limite último (ELU) e estados-limite de serviço (ELS) que estão relacionados à durabilidade, aparência, conforto do usuário e funcionalidade da estrutura, entre os quais se tem:

- a) ELU da perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte;
- c) ELU de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d) ELU provocado por solicitações dinâmicas;
- e) ELU de colapso progressivo;
- f) outros ELU que possam ocorrer em casos especiais.
- g) ELS relativo a danos que comprometam apenas o aspecto estético da construção ou a durabilidade da estrutura;
- h) ELS relativo a deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou seu aspecto estético;
- i) ELS relativo a vibração excessiva ou desconfortável.

As duas normas citam, em seus textos, quais tipos de ações diretas devem ser considerados na análise estrutural, indicando que deve ser considerada a influência de todas as ações que possam

produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados-limites último e os de serviço.

De acordo com o objeto de estudo deste trabalho, que é a análise da reação da laje sobre a parede de alvenaria, a ação proveniente da laje sobre a alvenaria é classificada como permanente, pois de acordo com a definição de ação permanente da norma NBR 8681 (ABNT, 2003, p. 2) se enquadra no tipo de ações que ocorrem com valores constantes ou de pequena variação em torno de sua média, durante praticamente toda a vida da construção. Sendo assim, as duas normas responsáveis pelos projetos de estruturas em alvenaria definem as ações permanentes como diretas e indiretas, sendo estas representadas por:

- a) ações permanentes diretas:
- b) peso específico;
- c) elementos construtivos fixos e instalações permanentes;
- d) empuxos permanentes;
- e) ações permanentes indiretas;
- f) imperfeições geométricas locais;
- g) imperfeições geométricas globais.

3.5 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO DE PAREDES DE ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 6

A aplicação do Eurocode 6 (2005) é destinada ao projeto de edifícios e obras de construção civil em alvenaria simples, armada, pré-reforçada e confinada. Trata apenas das exigências relativas à resistência, utilização e durabilidade das estruturas. As exigências relativas ao comportamento térmico ou acústico, não são consideradas.

De acordo com o Eurocode 6 (2005) a verificação de segurança de alvenaria simples nos estados-limites últimos é feita considerando o valor de cálculo da carga vertical em uma parede de alvenaria (N_{sd}) sendo este valor menor ou igual ao valor de cálculo da resistência vertical (N_{rd}) tal que:

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (3.12)$$

onde N_{rd} por unidade de comprimento é dado por:

$$N_{rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (3.13)$$

sendo:

$\phi_{i,m}$ coeficiente de redução da capacidade ϕ_i ou ϕ_m , em função dos efeitos da esbelteza e excentricidade do carregamento;

t espessura da parede;

f_k resistência característica à compressão da parede;

γ_M fator parcial relevante para materiais, obtido de acordo com a Quadro 3.1 a seguir:

Material		γ_M				
		Classe				
		1	2	3	4	5
Alvenaria feita com:						
A	Unidades da Categoria I, argamassa projetada ^a	1,5	1,7	2,0	2,2	2,5
B	Unidades da Categoria I, argamassa prescrita ^b	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
C	Unidades da Categoria II, qualquer argamassa ^{a-b-e}	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0
D	Ancoragem com reforço de aço	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
E	Reforço de aço e reforço de protensão	1,15				
F	Componentes auxiliares ^{c-d}	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
G	Lintéis de acordo com a norma EN 845-2	1,5 a 2,5				
^a	Requisitos para argamassas projetadas são dadas em EN 998-2 e EN 1996-2.					
^b	Requisitos para argamassas prescritas são dadas em EN 998-2 e EN 1996-2.					
^c	Valores declarados são valores médios					
^d	Supõe-se que os cursos de provas úmidas sejam cobertos por γ_M de alvenaria.					
^e	Quando o coeficiente de variação das unidades da categoria II não for superior a 25%.					

Quadro 3.1 – Valores de γ_M (adaptado de Eurocode 6, 2005)

De acordo com Cavalcanti Filho (2014, p. 56), caso a área da seção transversal da parede seja inferior a $0,1 \text{ m}^2$ a resistência característica à compressão da alvenaria f_k deve ser multiplicada pelo fator $(0,7 + 0,3A)$, onde A é área bruta da seção. O coeficiente de redução de capacidade $\phi_{i,m}$ é obtido conforme o local da parede onde é considerado.

Segundo Cavalcanti Filho (2014, p. 56), no topo ou na base tem-se as seguintes expressões:

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (3.14)$$

onde:

t espessura da parede.

e_i excentricidade no topo ou na base da parede, conforme o caso, calculada a partir da seguinte expressão:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05.t \quad (3.15)$$

sendo:

M_i momento fletor de cálculo no topo ou na base da parede que resulta da excentricidade da reação do pavimento no seu apoio.

N_i carga vertical no topo ou na base da parede.

e_{hi} excentricidade no topo ou na base da parede resultante de ações horizontais, tais como o vento.

e_a excentricidade acidental, para levar em conta as imperfeições de construção.

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad (3.16)$$

com:

h_{ef} altura livre entre pisos.

$$h_{ef} = \rho_n.h \quad (3.17)$$

sendo:

ρ_n fator de redução para altura efetiva da parede onde $n = 2, 3$ ou 4 dependendo da ligação entre paredes e piso ou da rigidez da parede.

Para o parâmetro coeficiente de redução na zona média da altura da parede ϕ_m , o Eurocode 6 (2005) recomenda obtê-lo por meio de ábacos contidos no anexo G da norma, ou por meio das expressões (CAVALCANTI FILHO, 2014, p. 57):

$$\phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t}\right) \cdot e^{-u^2/2} \quad (3.18)$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad (3.19)$$

com:

e_m excentricidade devida à força vertical;

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05.t \quad (3.20)$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} \pm e_a \quad (3.21)$$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad (3.22)$$

com:

M_m valor máximo do momento no quinto médio da altura da parede;

N_m força vertical no quinto médio da altura da parede;

e_{hm} excentricidade a meia altura devido às forças horizontais;

h_{ef} altura efetiva;

t_{ef} espessura efetiva da parede;

e_k excentricidade devido à fluência;

ϕ_∞ coeficiente de fluência a tempo infinito.

O Eurocode 6 (2005) recomenda que a excentricidade e_k pode ser considerada nula para paredes de alvenaria cerâmicas e para paredes com $\lambda = h_{ef}/t_{ef} \leq 15$, e ainda que os valores de e_{hi} e e_{hm} não devem ser utilizados para reduzir o valor de e_i e e_m , respectivamente.

3.5.1 Momentos Fletores em ligações de laje-parede

O cálculo da excentricidade de cargas em ligações de laje-parede, conforme mostra a Figura 3.12 a seguir, deve ser realizado com a ajuda de um modelo adequado. Para uma determinação mais precisa dos momentos de flexão que ocorrem no topo e na base da parede com a laje, são necessárias a rigidez de flexão real de paredes e lajes. Há, então, um sistema de quadros, muitas vezes estaticamente indefinido, que por exemplo podem ser analisados com a ajuda de programas de computador (GRAUBNER, 2014, p. 67).

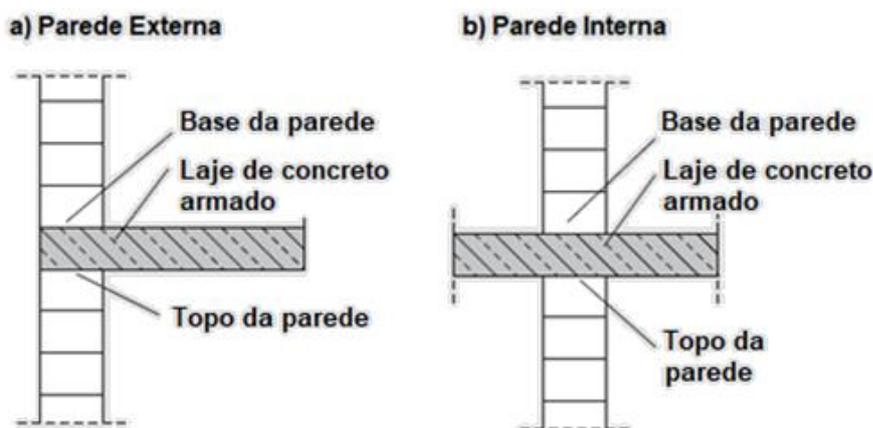


Figura 3.12 – Ligação de laje-parede (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 67).

Segundo Graubner (2014, p.68), para a determinação simples das tensões de flexão que ocorrem no nó de laje-parede sem o uso de programas de computador para determinar o tamanho de uma abertura, dois métodos são apresentados abaixo:

- a) no anexo C da norma EN 1996-1-1, é incluído um método baseado no método Cross-Kani conhecido, com o qual os momentos do nó podem ser determinados em um sistema de quadro simplificado;
- b) além disso, a Regra dos 5% conhecida da norma DIN 1053-1 também permite uma determinação simplificada e rápida dos momentos do nó. Esta regra não está formalmente incluída na norma EN 1996-1-1, no entanto, de acordo com os autores, pode continuar a ser usado como uma regra de técnica geralmente aceita para lajes com carga útil q_k .

3.5.2 Momentos Fletores de acordo com o anexo C da norma EN 1996-1-1

O cálculo dos momentos de flexão M_i que ocorrem na parede podem ser simplificados como mostrado na Figura 3.13 a seguir. Para este fim, as forças de corte são determinadas em um nó de laje-parede, que é formado a partir da laje com as paredes superior e inferior e é considerado como parte de um sistema de armação. O comprimento da laje se estende até o nó adjacente, as seções de parede sobre a altura da parede e as extremidades das hastes são definidas como engastadas ou como suporte livre. Portanto, se a haste termina remotamente no nó deve ser modelada como engastada, se eles forem capazes de absorver momentos de flexão. Caso contrário, eles são considerados articulados (GRAUBNER, 2014, p. 68).

Segundo Graubner (2014, p. 68), para o dimensionamento da ligação em uma parede interior - em particular nos nós de laje-parede da primeira parede interna - pode ser útil em casos especiais assumir um suporte de teto articulado no subsistema na ligação de parede exterior adjacente com uma força normal de baixa atuação (por exemplo, parede externa no andar superior). Isso leva a maiores momentos fletores da cobertura no nó em consideração e, portanto, possivelmente a excentricidades maiores da força de suporte do teto.

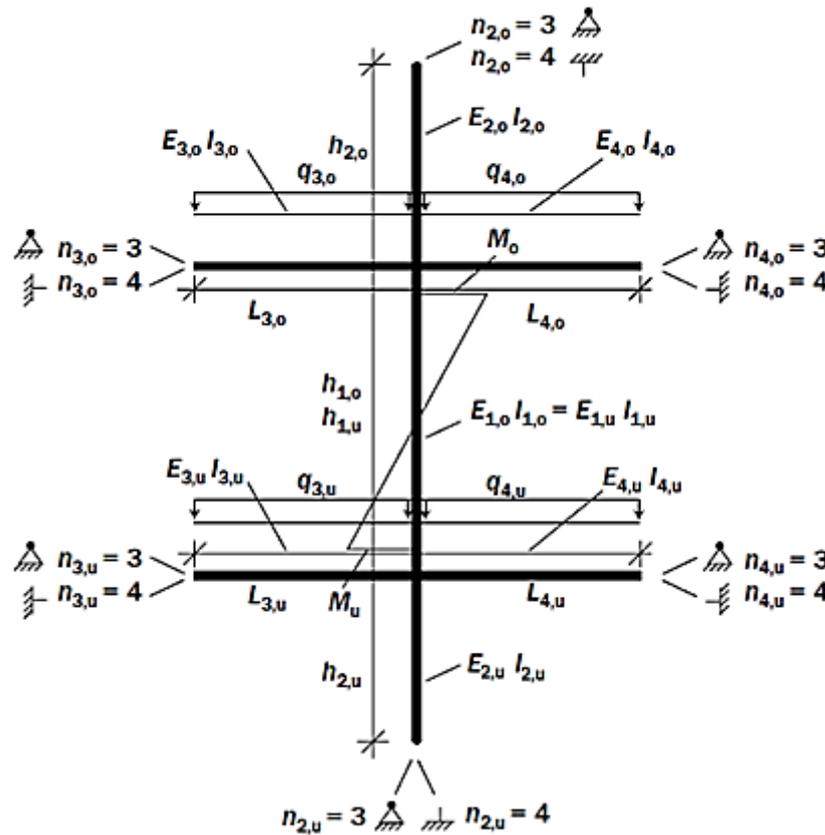


Figura 3.13 – Modelo de quadro simplificado (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 69).

Os momentos finais da parede, M_o no topo da parede e M_u na base da parede, podem ser calculados conforme indicam as equações a seguir (GRAUBNER, 2014, p. 68):

$$M_o = \frac{\frac{n_{1,o} \cdot E_{1,o} \cdot I_{1,o}}{h_{1,o}}}{\frac{n_{1,o} \cdot E_{1,o} \cdot I_{1,o}}{h_{1,o}} + \frac{n_{2,o} \cdot E_{2,o} \cdot I_{2,o}}{h_{2,o}} + \frac{n_{3,o} \cdot E_{3,o} \cdot I_{3,o}}{h_{3,o}} + \frac{n_{4,o} \cdot E_{4,o} \cdot I_{4,o}}{h_{4,o}}} \cdot \left[\frac{q_{3,o} \cdot L_{3,o}^2}{4 \cdot (n_{3,o} - 1)} - \frac{q_{4,o} \cdot L_{4,o}^2}{4 \cdot (n_{4,o} - 1)} \right] \quad (3.23)$$

$$M_u = \frac{\frac{n_{1,u} \cdot E_{1,u} \cdot I_{1,u}}{h_{1,u}}}{\frac{n_{1,u} \cdot E_{1,u} \cdot I_{1,u}}{h_{1,u}} + \frac{n_{2,u} \cdot E_{2,u} \cdot I_{2,u}}{h_{2,u}} + \frac{n_{3,u} \cdot E_{3,u} \cdot I_{3,u}}{h_{3,u}} + \frac{n_{4,u} \cdot E_{4,u} \cdot I_{4,u}}{h_{4,u}}} \cdot \left[\frac{q_{3,u} \cdot L_{3,u}^2}{4 \cdot (n_{3,u} - 1)} - \frac{q_{4,u} \cdot L_{4,u}^2}{4 \cdot (n_{4,u} - 1)} \right] \quad (3.24)$$

com:

n_i fator de rigidez da haste considerada i ;

$n = 3$ com barras apertadas na extremidade distante (por exemplo, parede exterior)

$n = 4$ com armazenamento articulado na extremidade distante (por exemplo, parede interna)

E_i módulo de elasticidade da haste considerada i ;

I_i momento de inércia da haste considerada;

No caso da alvenaria de dupla casca com uma camada de ar em que apenas uma concha de parede é carregada, apenas o momento de inércia da casca de parede carregada pode ser assumido para I_i . Na maioria dos casos, a largura efetiva do teto e a largura da parede são iguais, isto é, $b_B/b_D = 1$. Ao organizar aberturas de parede ou aberturas de teto perto da borda, as larguras do teto e da parede podem ser diferentes.

h_1 altura livre da barra 1 (parede a ser medida);

h_2 altura clara da barra 2 (parede acima ou abaixo);

L_3 comprimento da barra 3 (extensão da laje);

L_4 comprimento da barra 4 (extensão da laje);

q_3 carga de projeto uniformemente distribuída da barra 3 ao aplicar os fatores de segurança parciais para efeitos desfavoráveis;

q_4 carga de projeto uniformemente distribuída da barra 4 ao aplicar os fatores de segurança parciais para efeitos desfavoráveis;

De acordo com a equação 3.19 e a equação 3.20, os momentos nodais M_o e M_u podem, de acordo com o problema de compatibilidade resultante na ligação laje-parede, ser calculados com o fator η_o ou η_u (GRAUBNER, 2014, p. 69).

$$\eta_o = 1 - 0,25 \cdot \min \left\{ \frac{\eta_{3,o} \cdot \frac{E_{3,o} \cdot I_{3,o}}{L_{3,o}} + \eta_{4,o} \cdot \frac{E_{4,o} \cdot I_{4,o}}{L_{4,o}}}{\eta_{1,o} \cdot \frac{E_{1,o} \cdot I_{1,o}}{h_{1,o}} + \eta_{2,o} \cdot \frac{E_{2,o} \cdot I_{2,o}}{h_{2,o}}}; 2,0 \right\} \quad (3.25)$$

$$\eta_u = 1 - 0,25 \cdot \min \left\{ \frac{\eta_{3,u} \cdot \frac{E_{3,u} \cdot I_{3,u}}{L_{3,u}} + \eta_{4,u} \cdot \frac{E_{4,u} \cdot I_{4,u}}{L_{4,u}}}{\eta_{1,u} \cdot \frac{E_{1,u} \cdot I_{1,u}}{h_{1,u}} + \eta_{2,u} \cdot \frac{E_{2,u} \cdot I_{2,u}}{h_{2,u}}}; 2,0 \right\} \quad (3.26)$$

com:

n_i fator de rigidez da barra i ;

$n = 3$ com barras ligadas na extremidade distante (por exemplo, parede externa).

$n = 4$ para armazenamento articulado na extremidade distal (por exemplo, parede interna).

E_i módulo de Young da barra considerada i ;

I_i momento de inércia da barra considerada i ;

No caso da alvenaria de dupla casca com uma camada de ar, na qual apenas um invólucro de parede é carregado, apenas o momento de inércia do casco de parede carregado pode ser assumido para I_i . Na maioria dos casos, a largura efetiva do teto e a largura da parede são iguais, isto é, $b_B/b_D = 1$. Quando se organizam aberturas de parede ou aberturas de teto perto da borda, as larguras do teto e da parede podem ser diferentes.

h_1 altura livre da barra 1 (parede a ser medida);

h_2 altura livre da barra 2 (parede acima ou abaixo);

L_3 comprimento da barra 3 (extensão da laje);

L_4 comprimento da barra 4 (extensão da laje);

Os momentos de flexão a serem tomados como base para o projeto, portanto, são assim:

$$M_{o,red} = \eta_o \cdot M_o \quad (3.27)$$

$$M_{u,red} = \eta_u \cdot M_u \quad (3.28)$$

com:

η_o fator para a redução do momento do nó na cabeça da parede de acordo com a equação (3.21);

η_u fator para a redução do momento do nó na cabeça da parede de acordo com a equação (3.22);

M_o valor nominal do momento do nó na cabeça da parede de acordo com a equação (3.23);

M_u valor nominal do momento do nó no pé da parede de acordo com a equação (3.24).

3.5.3 Momento Fletor simplificado de acordo com a norma DIN 1053-1 – Regra dos 5%

De acordo com a norma DIN 1053-1, para lajes com cargas variável $q_k \leq 5,0 \text{ kN/m}^2$ e laje totalmente apoiada na parede, é possível um cálculo simplificado dos momentos do nó com a ajuda de uma chamada Regra dos 5%. Este regulamento não está formalmente incluído na norma EN 1996-1-1. Uma vez que existem muitos anos de experiência no que diz respeito ao seu uso na Alemanha e, portanto, pode ser considerado uma regra de tecnologia geralmente reconhecida, o autor não se opõe à sua posterior aplicação no caso de painéis de laje totalmente instalados.

Segundo a Regra dos 5%, descrita na norma, o centro da força de suporte da laje N_{De} pode ser assumido como sendo 5% da extensão da laje adjacente L_3 para nós de parede externa. No caso de nós internos, 5% da diferença entre os tamanhos de extensão adjacentes ($L_3 - L_4$) devem ser levados em consideração como o centro de carga, conforme mostra a Figura 3.14 abaixo. Os momentos de flexão daí resultantes são indicados a iniciar a meio caminho para dentro do topo da parede adjacente e a base da parede. As forças longitudinais N_{oben} devido a cargas de pisos superiores podem ser aplicadas centralmente. Em geral, essa abordagem simplificada resulta nas seguintes excentricidades da força normal de atuação de acordo com a Figura 3.15 a seguir.

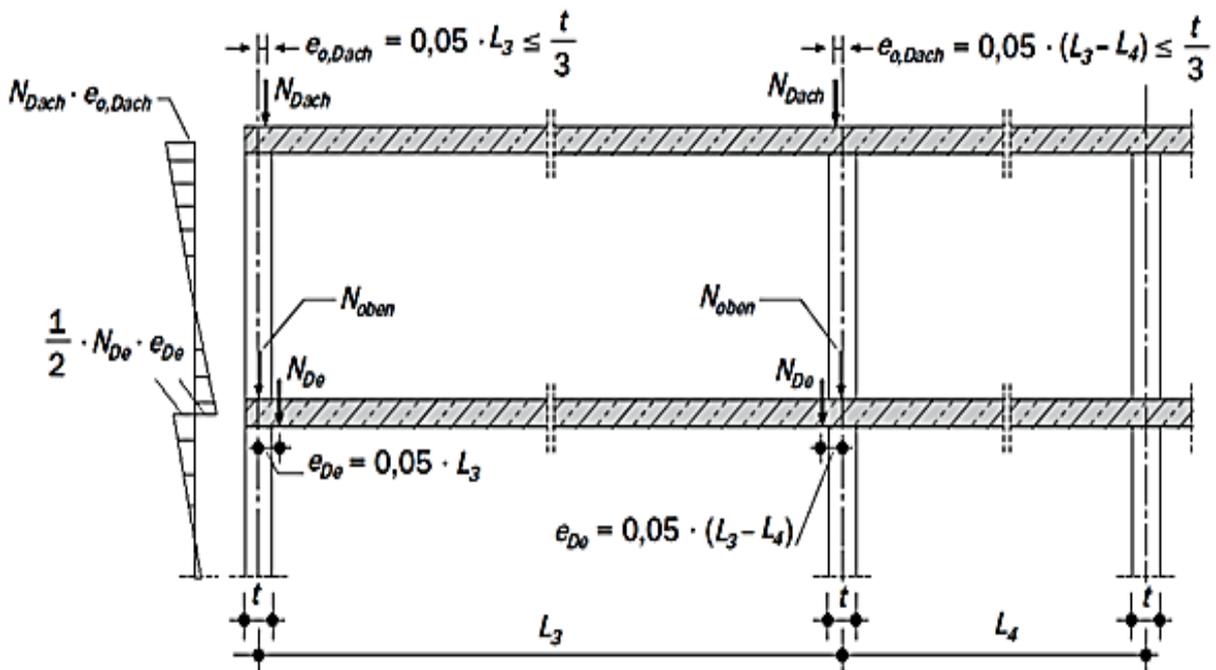


Figura 3.14 – Cálculo simplificado dos momentos do nó de acordo com a Regra dos 5% (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 70).

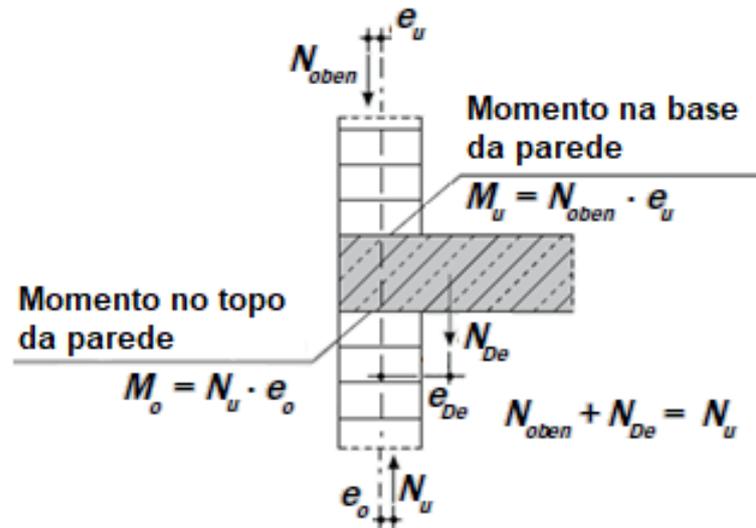


Figura 3.15 - Representação detalhada das forças no nó de acordo com a Regra dos 5% (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 70).

com:

N_{Dach} valor nominal da força de suporte do teto de cobertura (excentricidade $e_{o,Dach}$);

N_{De} valor nominal da força de suporte do teto (excentricidade e_{De});

N_{oben} valor nominal da força normal da parede acima do nó (excentricidade e_u);

N_u valor nominal da força normal da parede abaixo do nó (excentricidade e_{oben}):

$$N_u = N_{oben} + N_{De} \quad (3.29)$$

Se o nó do teto da parede estiver no telhado, o valor de $N_{oben} = 0$.

Para paredes externas:

a) Topo da parede (cobertura do telhado):

$$e_{o,Dach} = 0,05 \cdot L_3 \quad (3.30)$$

b) Pé da parede:

$$e_u = 0,025 \cdot L_3 \cdot N_{De} / N_{oben} \quad (3.31)$$

c) Topo da parede:

$$e_o = 0,025 \cdot L_4 \cdot N_{De} / (N_{oben} + N_{De}) \quad (3.32)$$

Para paredes internas:

a) Topo da parede (cobertura do telhado):

$$e_{o,Dach} = 0,05 \cdot (L_3 - L_4) \quad (3.33)$$

b) Pé da parede:

$$e_u = 0,025 \cdot (L_3 - L_4) \cdot N_{De} / N_{oben} \quad (3.34)$$

c) Cabeça da parede:

$$e_o = 0,025 \cdot (L_3 - L_4) \cdot N_{De} / (N_{oben} + N_{De}) \quad (3.35)$$

com:

L_3 vão livre da barra 3;

L_4 vão livre da barra 4.

Segundo Graubner (2014, p. 71), as lajes salientes sob a forma de varandas, por exemplo, também causam uma descentralização da força de suporte nas paredes exteriores, que podem ser levadas em consideração na determinação dos momentos do nó. Nesse caso, como na parede interna, o momento nodal deve ser determinado a partir da diferença entre os momentos iniciais conforme indica a Figura 3.16:

$$M_o = q_3 \cdot \frac{L_3^2}{12} - q_4 \cdot \frac{L_4^2}{2} \quad (3.36)$$

com:

L_3 vão livre adjacente ao braço do balanço;

L_4 vão livre do balanço;

q_3 carga de projeto uniformemente distribuída da barra 3 ao aplicar os coeficientes parciais de efeitos adversos;

q_4 carga de projeto distribuída uniformemente da barra 4 ao aplicar os fatores de segurança parciais para efeitos adversos.



Figura 3.16 – Cálculo simplificado dos momentos do nó no balanço (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 71).

3.6 A ANÁLISE DA ALVENARIA ESTRUTURAL POR ELEMENTOS FINITOS

Vários pesquisadores têm lidado com o comportamento estrutural da alvenaria nos últimos anos usando o método dos elementos finitos. A maioria das análises considerou a alvenaria como um conjunto de tijolos e argamassa com propriedades médias. Presume-se que o comportamento elástico isotrópico simplifica o problema (Rosenhaupt 1965, Saw 1974), ignorando a influência das juntas de argamassa atuando como planos de fraqueza. Suposições como essas foram úteis na previsão de deformações em baixos níveis de tensão, mas não em níveis mais altos de tensão, onde uma redistribuição de tensões causadas por comportamento não linear de material e falha local ocorreria. Modelos de materiais, baseados em propriedades médias e com a influência de juntas de argamassa ignoradas, mas incluindo a possibilidade de falha local, também foram desenvolvidos por alguns investigadores (Ganju 1977, Samarasinghe 1982) (TZAMTZIS, 2003, p. 102).

De acordo com Tzamtzis (2003, p. 103), a maioria dos modelos constitutivos propostos para a alvenaria pode ser classificada em duas categorias:

- a) os modelos de material de uma fase, tratando a alvenaria como um material homogêneo ideal com equações constitutivas que diferem daquelas dos componentes;
- b) os modelos de material de duas fases em que os componentes são considerados separadamente para explicar a interação entre eles.

Os modelos constitutivos da primeira categoria são relativamente simples de usar e requerem menos dados de entrada, e o critério de falha tem normalmente uma forma simples. Por outro

lado, suas equações constitutivas são relativamente complicadas e, na melhor das hipóteses, são adequadas para o estudo do comportamento global da alvenaria. Os modelos de material com duas fases são relativamente dispendiosos de usar devido ao grande número de graus de liberdade, requerem mais dados de entrada, e seu critério de falha tem uma forma complicada devido à interação bloco-argamassa. As equações constitutivas dos componentes têm normalmente uma forma simples, por outro lado, e são adequadas para o estudo do comportamento local da alvenaria (TZAMTZIS, 2003, p. 103).

A partir do instante em que se divide toda a estrutura em pequenas estruturas calculáveis, surgiu uma multiplicidade de diferentes elementos, conforme indica a Figura 3.17. A precisão da solução do problema depende do número de elementos e da formulação do elemento (número de nós por elemento) (SCHIER, 2011, p. 12).

Para este trabalho os elementos envolvidos são a laje de concreto e a parede de alvenaria estrutural que serve de apoio para a laje. O contato entre estes dois elementos será analisado e o tipo de contato admitido poderá influenciar nos resultados obtidos.

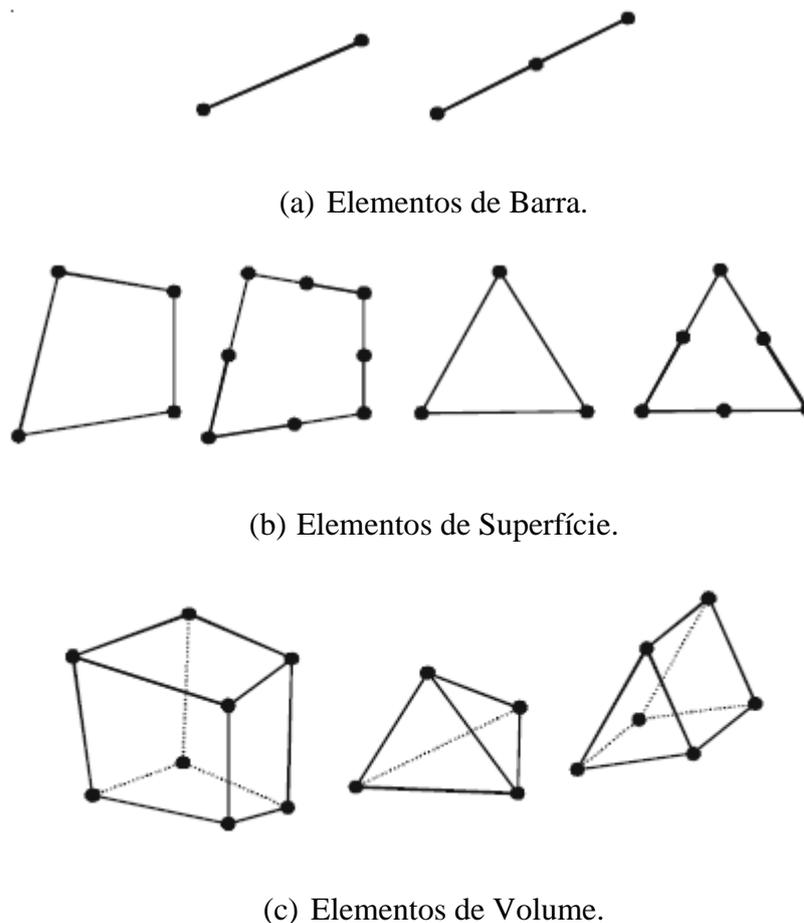


Figura 3.17 – Espécie de elementos (Adaptado de SCHIER, 2011, p. 12).

Na análise estrutural de conjuntos há mais uma configuração nas condições de contorno a ser definida pelo usuário, esta configuração é o contato entre as peças. E de todas as condições de contorno existentes aplicadas a um conjunto de peças, aquilo que mais influencia os resultados obtidos é o tipo de contato (AZEVEDO, 2016, p. 131).

Segundo Azevedo (2016, p. 131), quando o conjunto é inserido ou atualizado no ambiente do STATIC STRUCTURAL do ANSYS WORKBENCH, automaticamente os contatos entre as peças são entendidos, se não for configurado de outra maneira, estarão *Bonded* (Colados). É possível aplicar contatos manualmente seja entre faces, seja entre arestas ou ainda de pontos de solda (*Spot Welds*).

3.6.1 Tipos de Contato

No ANSYS WORKBENCH existem diferenças nas opções de contato que determinam como os corpos podem se mover em relação ao outro. A maioria desses tipos só se aplica às regiões de contato formadas por faces. Os tipos são: *Bonded* (Ligado ou colado), *No separation* (Sem separação), *Frictionless* (Sem atrito), *Rough* (Áspero) e *Frictional* (Com atrito) (AZEVEDO, 2016, p. 131).

3.6.1.1 *Bonded* - Ligado

Esta é a configuração padrão para regiões de contato, sempre que se inicia o Static Structural (Ambiente de análise estrutural) de um conjunto de peças, este tipo é automaticamente inferido. Se as regiões de contato são ligadas, em seguida, nenhum deslizamento ou separação entre as faces ou arestas é permitido. Imagina-se a região como colada. Este tipo de contato permite uma solução linear já que o contato comprimento/área não mudará durante a aplicação da carga. Se o contato for determinado com o modelo matemático, eventuais lacunas serão fechadas e qualquer penetração inicial será ignorada (AZEVEDO, 2016, p. 131).

3.6.1.2 *No separation* - Sem separação

Esta opção de contato é semelhante ao caso anterior. Ele só se aplica às regiões de faces. A separação das faces em contato não é permitida, mas pequenas quantidades de atrito de deslizamento podem ocorrer ao longo de faces de contato (AZEVEDO, 2016, p. 132).

3.6.1.3 *Frictionless* - Sem atrito

Esta é a opção padrão de análise de contato unilateral, ou seja, a pressão normal é igual a zero se a separação ocorre. Só se aplica às regiões de faces. Assim, as lacunas podem formar-se entre os corpos, dependendo da carga. Esta solução não é linear porque as áreas de contato podem ser alteradas conforme a carga é aplicada. Um coeficiente zero de atrito é assumido, permitindo correr livre. O modelo deve ser bem restrito ao usar essa opção de contato. Molas fracas (*Weak springs*) são adicionadas ao conjunto para ajudar a estabilizar o modelo a fim de alcançar uma solução razoável (AZEVEDO, 2016, p. 132).

3.6.1.4 *Rough* - Áspero

Semelhante à opção de atrito, esta opção de atrito áspero é perfeitamente adequada a modelos onde não há deslizamento. Só se aplica às regiões de faces. Por padrão, nenhum fechamento automático das lacunas é realizado. Este caso corresponde a um coeficiente de atrito infinito entre os corpos em contato (AZEVEDO, 2016, p. 132).

3.6.1.5 *Frictional* – Com atrito

Nesta opção, o contato entre duas faces pode carregar tensões de cisalhamento até certa magnitude através de sua interface antes de começar a deslizar em relação ao outro. Só se aplica às regiões de faces. Este estado é conhecido como "aderente". O modelo define uma tensão equivalente de cisalhamento em que se desliza pela face começa como uma fração da pressão de contato. Uma vez que a tensão de cisalhamento é excedida, as duas faces vão deslizar em relação à outra. O coeficiente de atrito pode ser qualquer valor não negativo (AZEVEDO, 2016, p. 132).

4 ANÁLISE DE CASO

No intuito de evidenciar o efeito da excentricidade das reações da laje sobre as paredes de alvenaria e verificar a amplitude do momento torçor atuante na viga de transição, no embasamento da estrutura de alvenaria, será analisada uma edificação já executada e que teve seu dimensionamento baseado na transmissão das cargas provenientes das reações das lajes aplicadas no eixo da parede.

4.1 METODOLOGIA

Trata-se de uma obra cujo sistema construtivo adotado foi o de alvenaria estrutural com blocos de concreto tendo 11 pavimentos tipo, com $35,62 \times 17,67$ m de dimensões globais em planta baixa, com uma platibanda de 1,20 m de altura sobre a laje da cobertura mais o ático, sendo todos os pavimentos executados com lajes maciças com 10,0 cm de espessura. A ligação da torre de alvenaria estrutural nas fundações se dão através do suporte de um embasamento em concreto armado com 2 subsolos onde a ligação entre as duas estruturas ocorre através de vigas de transição no pavimento térreo.

Com o auxílio do *software* CAD/TQS da TQS Informática Ltda. foi feito o lançamento da estrutura utilizando o modelador estrutural oferecido pelo programa, e com isso obteve-se os valores das cargas atuantes nas vigas de transição no térreo. A modulação do pavimento tipo, para indicar a disposição das paredes, e o corte esquemático da torre de alvenaria com a indicação do pé-direito, em metros, estão representados pelas Figuras 4.1 e 4.2 a seguir:

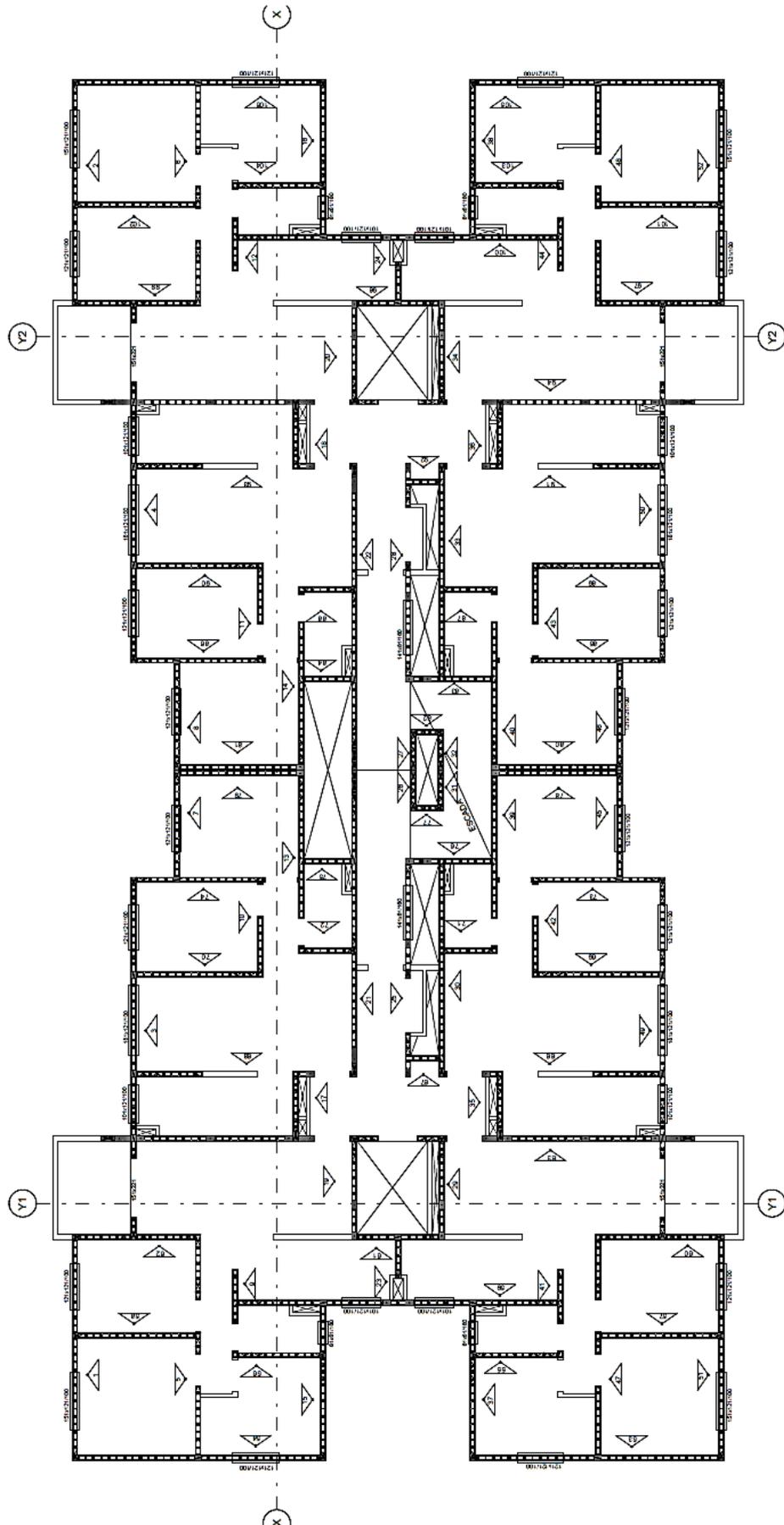


Figura 4.1 – Modulação do pavimento tipo.

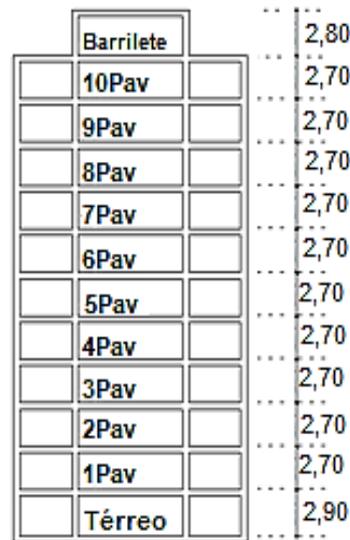


Figura 4.2 – Corte esquemático da torre de alvenaria (medidas em metros).

Para poder aplicar os conceitos vistos no capítulo 3, como a Regra dos 5% e o Anexo C do Eurocode 6, para o cálculo de excentricidades das reações de lajes sobre paredes de alvenaria, a situação considerada na edificação de referência foi em uma parede de fachada que recebe cargas provenientes das lajes em apenas um dos lados da parede, ocasionando assim em um momento maior ao invés de paredes internas que, devido ao recebimento de cargas nos dois lados da parede, apresenta um momento fletor atuante menor.

Optou-se pelo trecho da parede 54 situado entre as paredes 1 e 5 para análise já que, por ser uma parede externa, tende a ser uma situação com maiores momentos fletores atuantes. A Figura 4.3 a seguir mostra com mais detalhes a região escolhida para esta determinação.

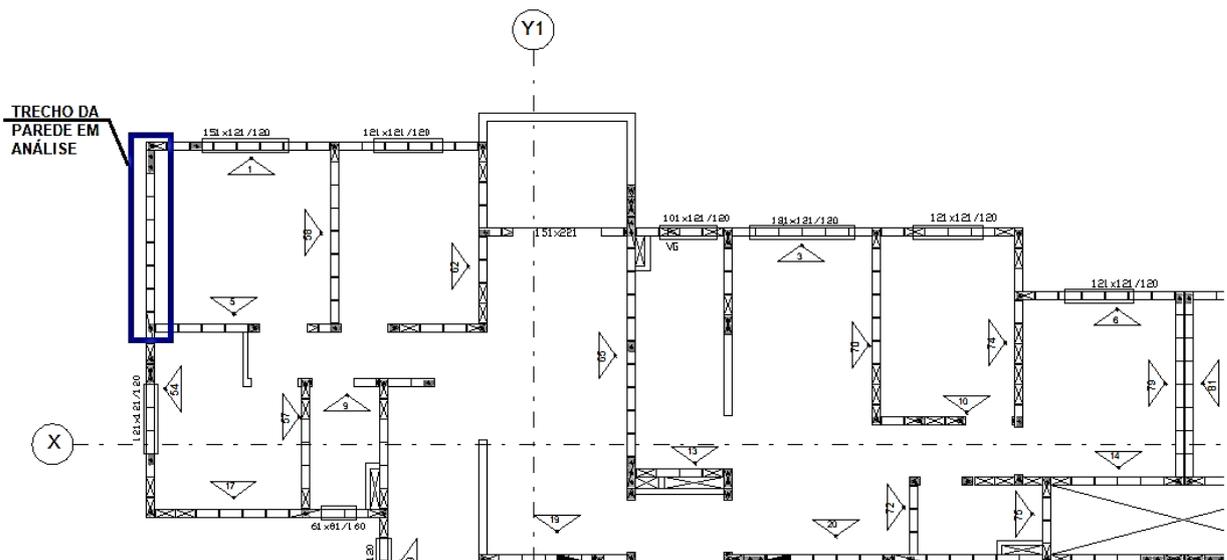


Figura 4.3 – Trecho da parede escolhida para análise.

As cargas utilizadas no dimensionamento das lajes do pavimento tipo foram 1,00 kN/m² como permanentes e 1,50 kN/m² como acidentais, já para o pavimento cobertura foram 3,00 kN/m² como permanentes e 1,00 kN/m² como acidentais; para todos os pavimentos também foram levadas em consideração as cargas provenientes do peso próprio de cada laje. A Figura 4.4 indica a distribuição de cargas das lajes em kN/m, para o pavimento tipo, sobre o trecho da parede analisada. Já a Figura 4.5 indica a distribuição de cargas das lajes em kN/m, para o pavimento de cobertura também para o mesmo trecho em análise.

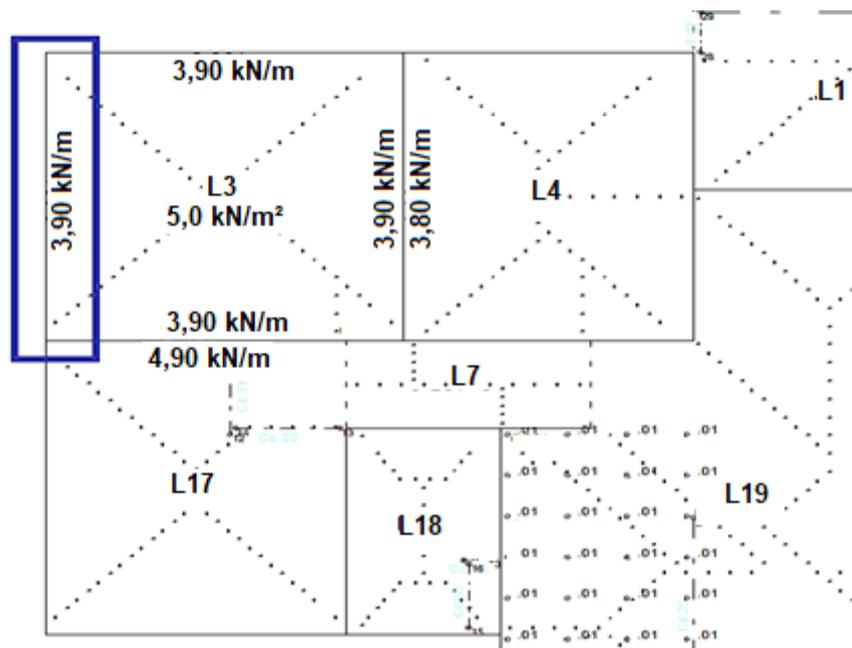


Figura 4.4 – Distribuição das cargas da laje do pavimento tipo.

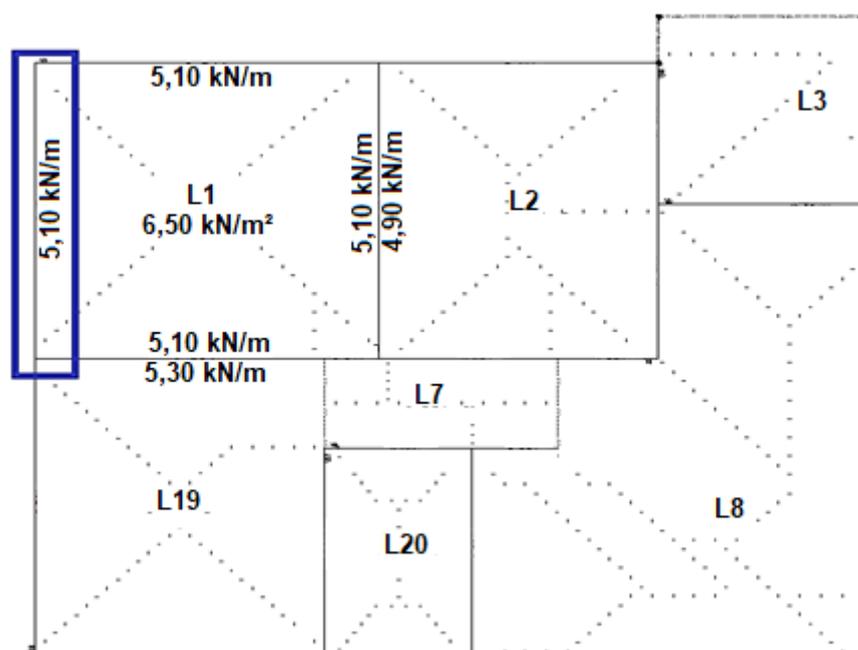


Figura 4.5 – Distribuição das cargas da laje do pavimento cobertura.

Analisando toda a estrutura e verificando as cargas finais distribuídas sobre as vigas de transição de concreto armado no pavimento térreo, no trecho analisado, obtém-se como carga distribuída 162,8 kN/m, carga referente ao somatório das cargas referentes ao peso próprio de alvenarias e lajes de concreto, cargas permanentes e cargas variáveis (acidentais) atuantes conforme cada pavimento. Não foi incluído como carga para o dimensionamento das vigas de transição do pavimento térreo, nenhum momento torçor proveniente de momentos fletores originados da excentricidade da reação da laje, sobre as paredes de alvenaria. O dimensionamento das vigas de transição se faz, única e exclusivamente, considerando apenas uma carga linear disposta sobre ela proveniente do somatório de cargas verticais da torre de alvenaria estrutural.

A planta de formas do pavimento de transição (Térreo) é indicada na Figura 4.6 abaixo:

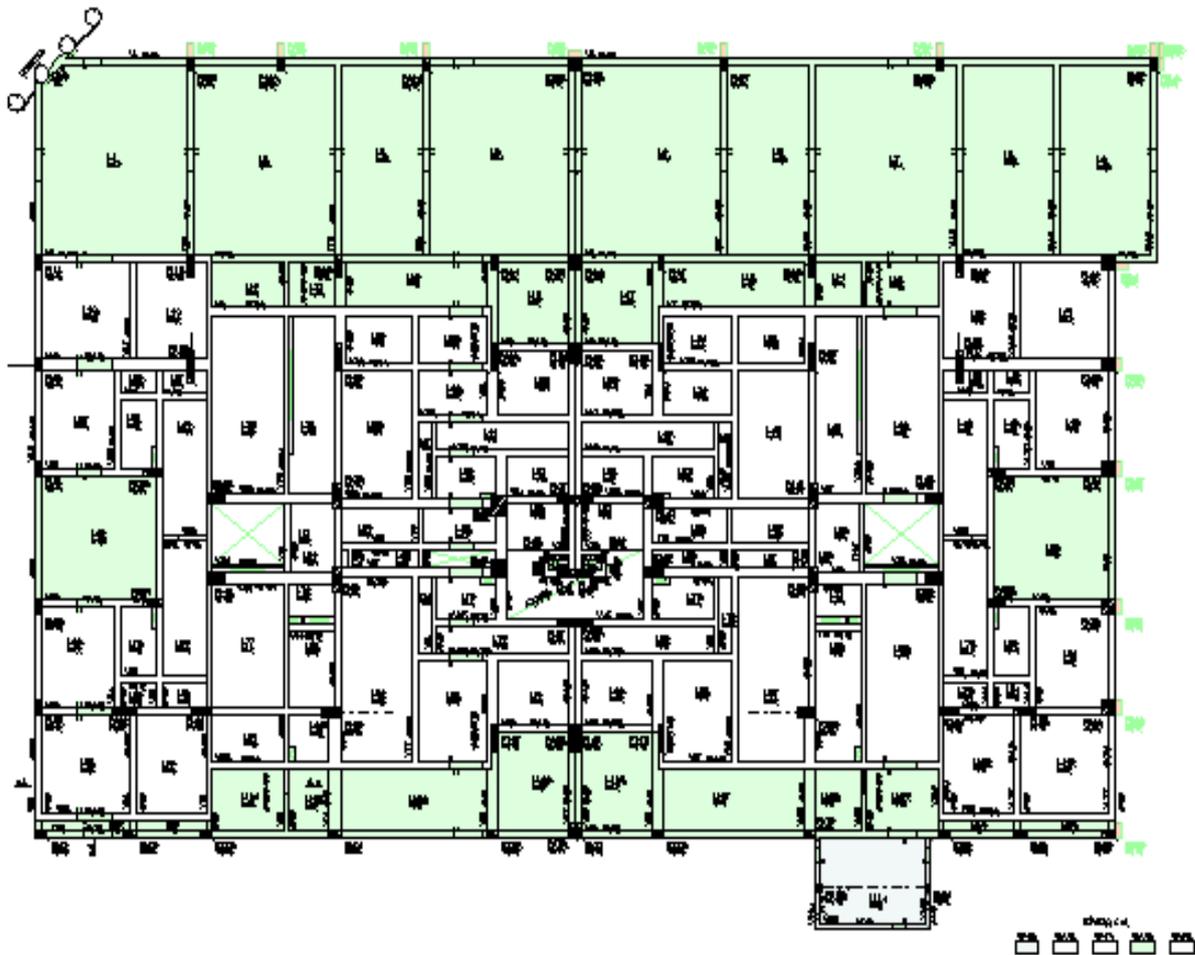


Figura 4.6 – Planta de formas do pavimento de transição (Térreo).

O trecho escolhido para análise, conforme já indicado na Figura 4.3, possui como viga de transição, responsável pelo apoio desta parede, a viga V63. A Figura 4.7, a seguir, indica a posição da viga na planta de formas:

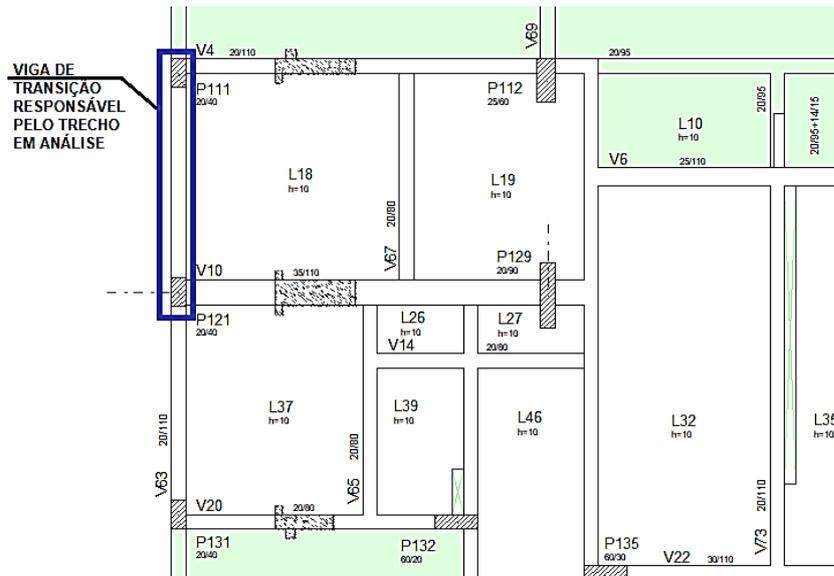


Figura 4.7 – Viga de transição (V63) responsável pelo trecho em análise.

A viga V63 é uma viga contínua com 6 tramos. O vão em análise está situado entre os pilares P121 e P111, conforme indica a figura anterior. A Figura 4.8, abaixo, indica o detalhamento da viga no trecho de interesse e a Figura 4.9 mostra os digramas de esforços, estes em valores característicos, que foram utilizados para o dimensionamento das armaduras a partir do *software* CAD/TQS.

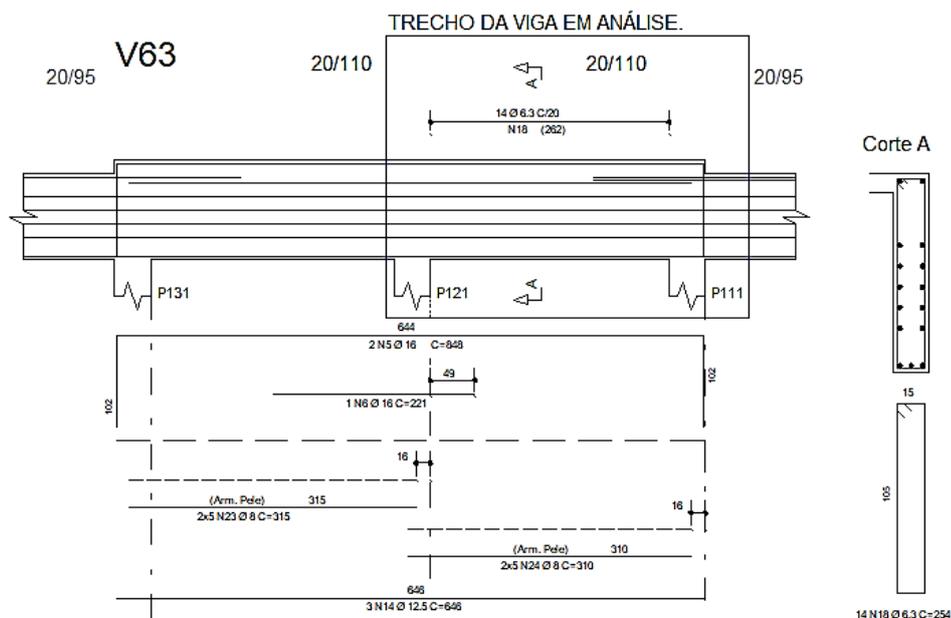


Figura 4.8 – Detalhamento da viga de transição (V63) no trecho em análise.

Pela indicação da Figura 4.8 no Corte A é possível observar a disposição das armaduras sendo estas 2 barras de 16,0 mm na face superior (A_s – Armadura comprimida), 3 barras de 12,5 mm

na face inferior (As – Armadura tracionada) e 5 barras de 8,0 mm em cada face lateral (Armadura de pele). Além destas há também armadura transversal disposta na forma de estribos com 2 ramos, indicada por barras de 6,3 mm espaçadas a cada 20,0 cm.

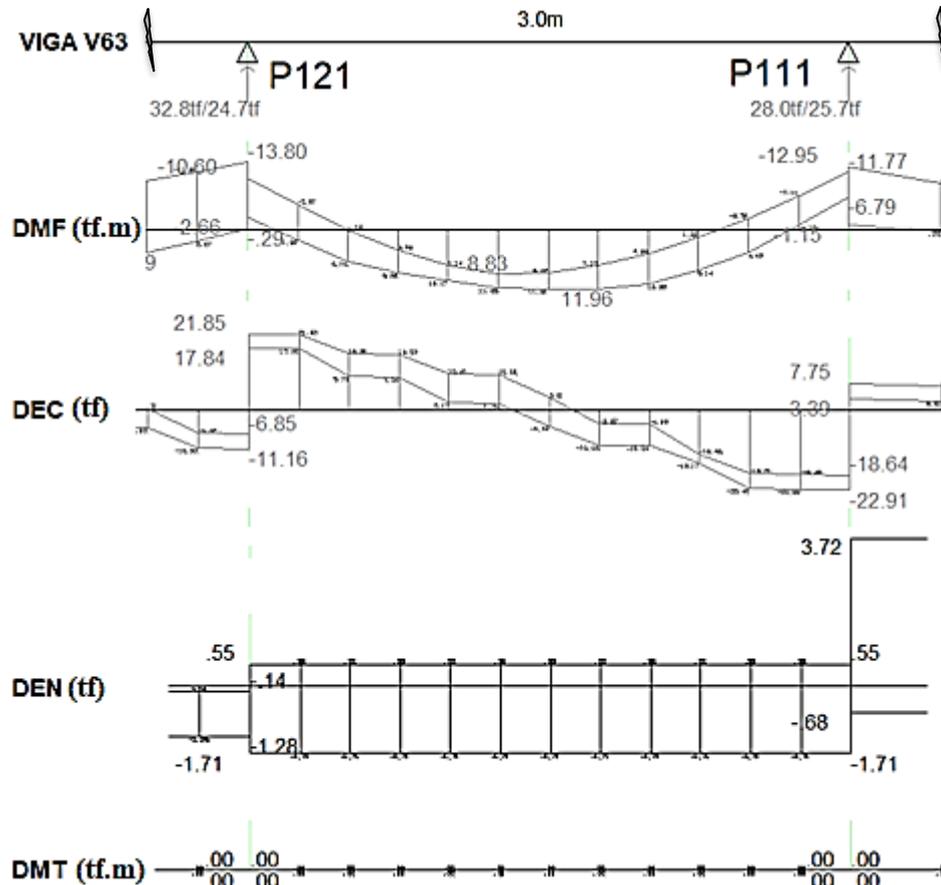


Figura 4.9 – Diagramas de esforços da viga de transição (V63) no trecho em análise.

De acordo com os diagramas indicados na Figura 4.9 é possível observar quais esforços foram adotados no dimensionamento da viga entre os quais tem-se o digrama de momentos fletores (DMF) onde os valores indicados foram $11,96 \text{ tf.m} = 119,6 \text{ kN.m}$ para o momento fletor positivo e $11,77 \text{ tf.m} = 117,7 \text{ kN.m}$ como maior momento fletor negativo, já no diagrama de esforço cortante (DEC) o maior valor foi de $22,91 \text{ tf} = 229,1 \text{ kN}$ e no diagrama de esforço normal (DEN) foram obtidos um esforço de compressão de $1,71 \text{ tf} = 17,1 \text{ kN}$ e um de tração de $0,55 \text{ tf} = 5,5 \text{ kN}$ (os valores variam pois os diagramas apresentam uma envoltória de valores de acordo com as combinações de carregamentos). O diagrama de momento torçor (DMT) indicado não apresenta nenhum esforço, o que corrobora para o que já foi dito, de que o dimensionamento de estruturas de alvenaria estrutural atualmente não considera os esforços devido a excentricidade da reação da laje sobre as paredes de alvenaria.

4.2 APLICAÇÃO DA REGRA DOS 5%

Conforme já foi visto no item 3.5.3, a Regra dos 5% não está formalmente incluída na norma EN 1996-1-1, entretanto pode ser considerada uma regra de tecnologia geralmente reconhecida. Para aplicar essa Regra junto à estrutura analisada são necessários alguns dados para o cálculo dos momentos fletores no entorno de cada nó (encontro laje-parede) da elevação da parede estrutural estudada.

De acordo com as equações referentes a Regra dos 5% os dados necessários para o seu desenvolvimento são:

- a) Peso específico da alvenaria = 17,5 kN/m³;
- b) Extensão da laje adjacente à parede (L3) = 3,15 m;
- c) Espessura da parede = 15,0 cm
- d) Reação da laje de cobertura = 5,10 kN/m;
- e) Reação da laje do tipo = 3,90 kN/m.

Os valores dos vãos verticais (pés-direitos) estão indicados na Figura 4.2 e os encontros entre lajes e paredes definem os nós que foram numerados de cima (cobertura) para baixo (térreo) conforme mostra a Figura 4.10 abaixo:

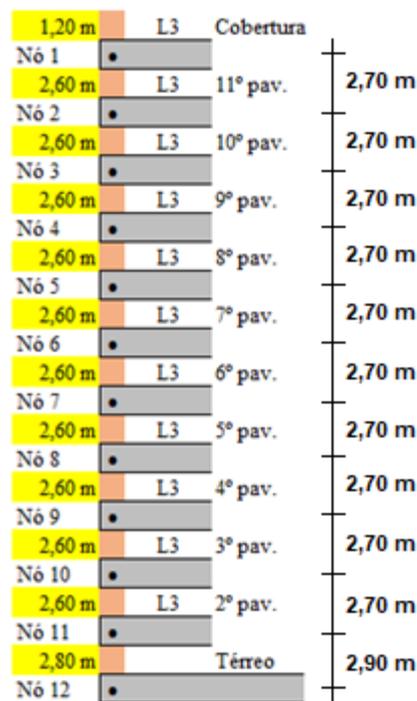


Figura 4.10 – Representação dos nós (ligações laje-parede) formados em toda a fachada analisada.

Seguindo as equações indicadas na Figura 3.14 e as apontadas em (3.25) a (3.28), é possível calcular todos os momentos fletores no topo e base das paredes, devido à reação da laje, em cada pavimento. Os valores obtidos seguem indicados a seguir:

a) Momentos Fletores no Nó 1:

$$N_{oben} = 3,150 \text{ kN/m}$$

$$N_{Dach} = 5,100 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 8,250 \text{ kN/m}$$

$$e_{o,Dach} = 4,868 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,248 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,402 \text{ kN.m/m}$$

b) Momentos Fletores no Nó 2:

$$N_{oben} = 15,075 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 18,975 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 2,037 \text{ cm}$$

$$e_o = 1,619 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

c) Momentos Fletores no Nó 3:

$$N_{oben} = 25,800 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 29,700 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 1,190 \text{ cm}$$

$$e_o = 1,034 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

d) Momentos Fletores no Nó 4:

$$N_{oben} = 36,525 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 40,425 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,841 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,760 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

e) Momentos Fletores no Nó 5:

$$N_{oben} = 47,250 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 51,150 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,650 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,600 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

f) Momentos Fletores no Nó 6:

$$N_{oben} = 57,975 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 61,875 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,530 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,496 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

g) Momentos Fletores no Nó 7:

$$N_{oben} = 68,700 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 72,600 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,447 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,423 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

h) Momentos Fletores no Nó 8:

$$N_{oben} = 79,425 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 83,325 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,387 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,369 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

i) Momentos Fletores no Nó 9:

$$N_{oben} = 90,150 \text{ kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \text{ kN/m}$$

$$N_u = 94,050 \text{ kN/m}$$

$$e_u = 0,341 \text{ cm}$$

$$e_o = 0,327 \text{ cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \text{ cm}$$

$$M_u = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \text{ kN.m/m}$$

j) Momentos Fletores no Nó 10:

$$N_{oben} = 100,875 \quad \text{kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \quad \text{kN/m}$$

$$N_u = 104,775 \quad \text{kN/m}$$

$$e_u = 0,304 \quad \text{cm}$$

$$e_o = 0,293 \quad \text{cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \quad \text{cm}$$

$$M_u = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

k) Momentos Fletores no Nó 11:

$$N_{oben} = 111,600 \quad \text{kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \quad \text{kN/m}$$

$$N_u = 115,500 \quad \text{kN/m}$$

$$e_u = 0,275 \quad \text{cm}$$

$$e_o = 0,266 \quad \text{cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \quad \text{cm}$$

$$M_u = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

l) Momentos Fletores no Nó 12:

$$N_{oben} = 122,850 \quad \text{kN/m}$$

$$N_{De} = 3,900 \quad \text{kN/m}$$

$$N_u = 126,750 \quad \text{kN/m}$$

$$e_u = 0,250 \quad \text{cm}$$

$$e_o = 0,242 \quad \text{cm}$$

$$e_{De} = 15,750 \quad \text{cm}$$

$$M_u = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

$$M_o = 0,307 \quad \text{kN.m/m}$$

A partir dos cálculos efetuados foi possível representar na Figura 4.11, a seguir, de forma resumida os valores de momento fletor obtidos em torno dos nós da estrutura:

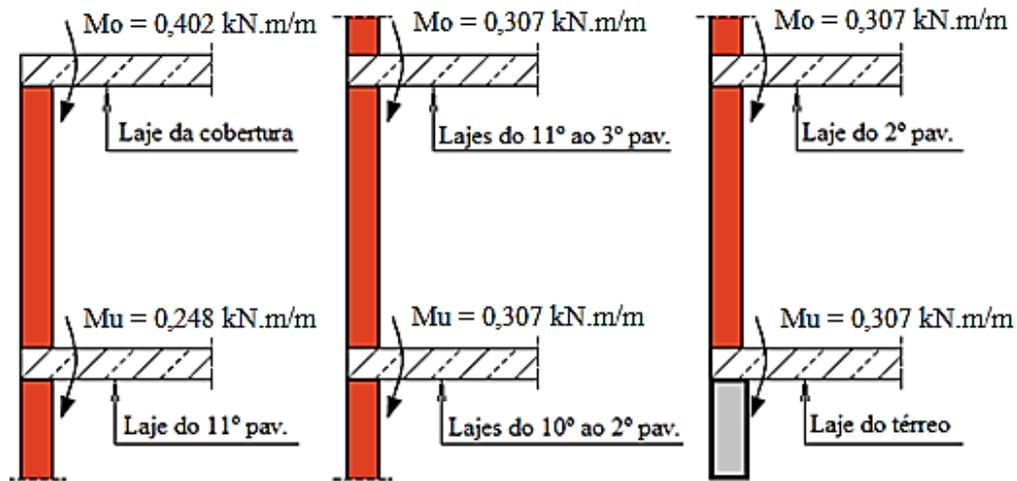


Figura 4.11 – Valores dos momentos fletores no topo e na base da parede de alvenaria pela Regra dos 5%.

4.3 APLICAÇÃO DO ANEXO C DA NORMA EN 1996-1-1

De acordo com o que foi visto no item 3.5.2, a respeito da aplicação do anexo C da norma EN 1996-1-1, os momentos fletores provenientes da reação da laje sobre as paredes de alvenaria podem ser calculados por esse item da norma. Para estes cálculos é necessário utilizar valores de propriedade dos materiais como módulo de elasticidade da alvenaria, que na edificação em análise foi adotado $E_{alv} = 6.120,0$ MPa, e o módulo de elasticidade do concreto utilizado para execução das lajes cujo valor foi de $E_{conc} = 28.000,0$ MPa, além de conhecer a geometria dos elementos como espessura da parede como 15,0 cm e das lajes como 10,0 cm.

Os dados referentes às barras cujos vãos identificados na Figura 3.13 como $L_{3,o}$ e $L_{3,u}$ são nulos devido ao estudo estar sendo feito em uma laje de fachada, logo só há a presença de laje em um dos lados da parede analisada. A Figura 4.12, a seguir, mostra como foi considerado o quadro simplificado para o estudo de caso.

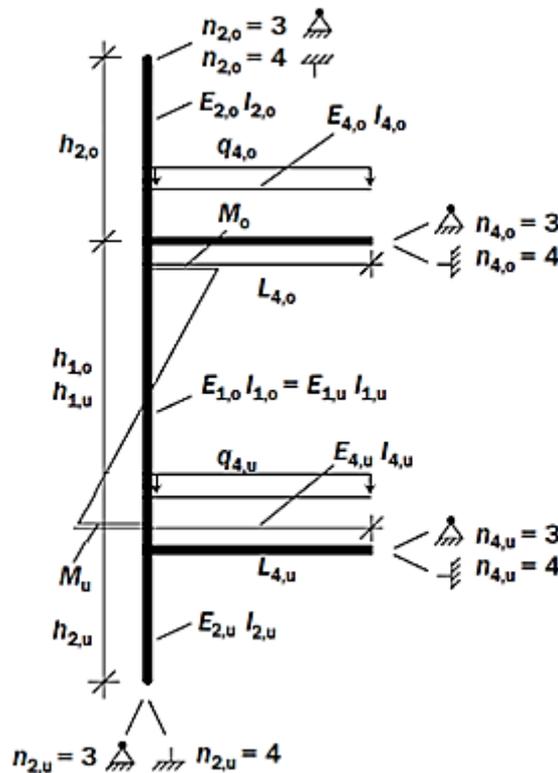


Figura 4.12 – Modelo de quadro simplificado para o estudo de caso (Adaptado de GRAUBNER, 2014, p. 69).

Conforme equações vistas em (3.19) e (3.20) e na Figura 3.13, que traz as grandezas necessárias de cada elemento que compõe o modelo de quadro simplificado, e considerando que os cálculos foram efetuados para uma faixa de 1,0 m de parede, os seguintes dados para cada lance de parede, onde os momentos fletores foram calculados, são dados a seguir:

a) Lance entre a Cobertura e o 11º pavimento:

Barra 1 – Lance de alvenaria em estudo:

$n_{1,o}$	=	3;	$n_{1,u}$	=	4;
$E_{1,o}$	=	612,0 kN/cm ² ;	$E_{1,u}$	=	612,0 kN/cm ² ;
$I_{1,o}$	=	28.125,0 cm ⁴ ;	$I_{1,u}$	=	28.125,0 cm ⁴ ;
$h_{1,o}$	=	260,0 cm;	$h_{1,u}$	=	260,0 cm.

Barra 2 – Lances de alvenaria acima e abaixo do lance em estudo:

$n_{2,o}$	=	0;	$n_{2,u}$	=	4;
$E_{2,o}$	=	612,0 kN/cm ² ;	$E_{2,u}$	=	612,0 kN/cm ² ;
$I_{2,o}$	=	28.125,0 cm ⁴ ;	$I_{2,u}$	=	28.125,0 cm ⁴ ;
$h_{2,o}$	=	120,0 cm;	$h_{2,u}$	=	260,0 cm.

Barra 4 – Vão das lajes adjacentes (topo e base) a parede em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{4,o} = 4; & n_{4,u} = 4; \\ E_{4,o} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{4,u} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{4,o} = 8.333,33 \text{ cm}^4; & I_{4,u} = 8.333,33 \text{ cm}^4; \\ h_{4,o} = 315,0 \text{ cm}; & h_{4,u} = 315,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Cargas atuantes nas lajes:

$$q_{4,o} = 0,065 \text{ kN/cm}; \quad q_{4,u} = 0,050 \text{ kN/cm}.$$

Momentos fletores no topo (M_o) e na base (M_u) do lance em estudo:

$$\begin{array}{ll} M_o = 215,69 \text{ kN.cm/m} & = 2,157 \text{ kN.m/m}; \\ M_u = 132,56 \text{ kN.cm/m} & = 1,326 \text{ kN.m/m}. \end{array}$$

b) Lance entre e o 11° e o 10° pavimentos:

Barra 1 – Lance de alvenaria em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{1,o} = 4; & n_{1,u} = 4; \\ E_{1,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{1,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{1,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{1,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{1,o} = 260,0 \text{ cm}; & h_{1,u} = 260,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Barra 2 – Lances de alvenaria acima e abaixo do lance em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{2,o} = 3; & n_{2,u} = 4; \\ E_{2,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{2,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{2,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{2,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{2,o} = 260,0 \text{ cm}; & h_{2,u} = 260,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Barra 4 – Vão da laje adjacente (topo e base) a parede em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{4,o} = 4; & n_{4,u} = 4; \\ E_{4,o} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{4,u} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{4,o} = 8.333,33 \text{ cm}^4; & I_{4,u} = 8.333,33 \text{ cm}^4; \\ h_{4,o} = 315,0 \text{ cm}; & h_{4,u} = 315,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Cargas atuantes nas lajes:

$$q_{4,o} = 0,050 \text{ kN/cm}; \quad q_{4,u} = 0,050 \text{ kN/cm}.$$

Momentos fletores no topo (M_o) e na base (M_u) do lance em estudo:

$$\begin{aligned} M_o &= 144,11 \text{ kN.cm/m} &= 1,441 \text{ kN.m/m;} \\ M_u &= 132,56 \text{ kN.cm/m} &= 1,326 \text{ kN.m/m.} \end{aligned}$$

Entre o 10º e o 3º pavimentos, por serem pavimentos tipos e tanto acima (11º pavimento) quanto abaixo (2º pavimento) ainda serem pavimentos tipos também, as características das grandezas necessárias ao cálculo dos momentos fletores no topo e na base das elevações são iguais para todos estes pavimentos, logo os momentos fletores obtidos a seguir são válidos em todos estes lances.

c) Lance entre o 10º e o 9º (9º e 8º, 8º e 7º, 7º e 6º, 6º e 5º, 5º e 4º, 4º e 3º) pavimentos:

Barra 1 – Lance de alvenaria em estudo:

$$\begin{aligned} n_{1,o} &= 4; & n_{1,u} &= 4; \\ E_{1,o} &= 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{1,u} &= 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{1,o} &= 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{1,u} &= 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{1,o} &= 260,0 \text{ cm}; & h_{1,u} &= 260,0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Barra 2 – Lances de alvenaria acima e abaixo do lance em estudo:

$$\begin{aligned} n_{2,o} &= 4; & n_{2,u} &= 4; \\ E_{2,o} &= 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{2,u} &= 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{2,o} &= 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{2,u} &= 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{2,o} &= 260,0 \text{ cm}; & h_{2,u} &= 260,0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Barra 4 – Vão da laje adjacente (topo e base) a parede em estudo:

$$\begin{aligned} n_{4,o} &= 4; & n_{4,u} &= 4; \\ E_{4,o} &= 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{4,u} &= 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{4,o} &= 8.333,33 \text{ cm}^4; & I_{4,u} &= 8.333,33 \text{ cm}^4; \\ h_{4,o} &= 315,0 \text{ cm}; & h_{4,u} &= 315,0 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Cargas atuantes nas lajes:

$$q_{4,o} = 0,050 \text{ kN/cm}; \quad q_{4,u} = 0,050 \text{ kN/cm.}$$

Momentos fletores no topo (M_o) e na base (M_u) do lance em estudo:

$$\begin{aligned} M_o &= 132,56 \text{ kN.cm/m} &= 1,326 \text{ kN.m/m;} \\ M_u &= 132,56 \text{ kN.cm/m} &= 1,326 \text{ kN.m/m.} \end{aligned}$$

d) Lance entre o 3º e o 2º pavimentos:

Barra 1 – Lance de alvenaria em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{1,o} = 4; & n_{1,u} = 4; \\ E_{1,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{1,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{1,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{1,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{1,o} = 260,0 \text{ cm}; & h_{1,u} = 260,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Barra 2 – Lances de alvenaria acima e abaixo do lance em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{2,o} = 4; & n_{2,u} = 4; \\ E_{2,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{2,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{2,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{2,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{2,o} = 260,0 \text{ cm}; & h_{2,u} = 280,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Barra 4 – Vão da laje adjacente (topo e base) a parede em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{4,o} = 4; & n_{4,u} = 4; \\ E_{4,o} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{4,u} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{4,o} = 8.333,33 \text{ cm}^4; & I_{4,u} = 8.333,33 \text{ cm}^4; \\ h_{4,o} = 315,0 \text{ cm}; & h_{4,u} = 315,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Cargas atuantes nas lajes:

$$q_{4,o} = 0,050 \text{ kN/cm}; \quad q_{4,u} = 0,050 \text{ kN/cm}.$$

Momentos fletores no topo (M_o) e na base (M_u) do lance em estudo:

$$\begin{array}{ll} M_o = 132,56 \text{ kN.cm/m} & = 1,326 \text{ kN.m/m}; \\ M_u = 135,67 \text{ kN.cm/m} & = 1,357 \text{ kN.m/m}. \end{array}$$

e) Lance entre e o 2º pavimento e o térreo:

Barra 1 – Lance de alvenaria em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{1,o} = 4; & n_{1,u} = 4; \\ E_{1,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{1,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \\ I_{1,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; & I_{1,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \\ h_{1,o} = 280,0 \text{ cm}; & h_{1,u} = 280,0 \text{ cm}. \end{array}$$

Barra 2 – Lances de alvenaria acima e abaixo do lance em estudo:

$$\begin{array}{ll} n_{2,o} = 4; & n_{2,u} = 4; \\ E_{2,o} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; & E_{2,u} = 612,0 \text{ kN/cm}^2; \end{array}$$

$$I_{2,o} = 28.125,0 \text{ cm}^4; \quad I_{2,u} = 28.125,0 \text{ cm}^4;$$

$$h_{2,o} = 260,0 \text{ cm}; \quad h_{2,u} = 280,0 \text{ cm}.$$

Barra 4 – Vão da laje adjacente (topo e base) a parede em estudo:

$$n_{4,o} = 4; \quad n_{4,u} = 4;$$

$$E_{4,o} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2; \quad E_{4,u} = 2.800,0 \text{ kN/cm}^2;$$

$$I_{4,o} = 8.333,33 \text{ cm}^4; \quad I_{4,u} = 8.333,33 \text{ cm}^4;$$

$$h_{4,o} = 315,0 \text{ cm}; \quad h_{4,u} = 315,0 \text{ cm}.$$

Cargas atuantes nas lajes:

$$q_{4,o} = 0,050 \text{ kN/cm}; \quad q_{4,u} = 0,050 \text{ kN/cm}.$$

Momentos fletores no topo (M_o) e na base (M_u) do lance em estudo:

$$M_o = 125,97 \text{ kN.cm/m} = 1,260 \text{ kN.m/m};$$

$$M_u = 129,00 \text{ kN.cm/m} = 1,290 \text{ kN.m/m}.$$

A partir dos cálculos efetuados é possível representar na Figura 4.13, a seguir, de forma resumida os valores de momento fletor obtidos em torno dos nós da estrutura:

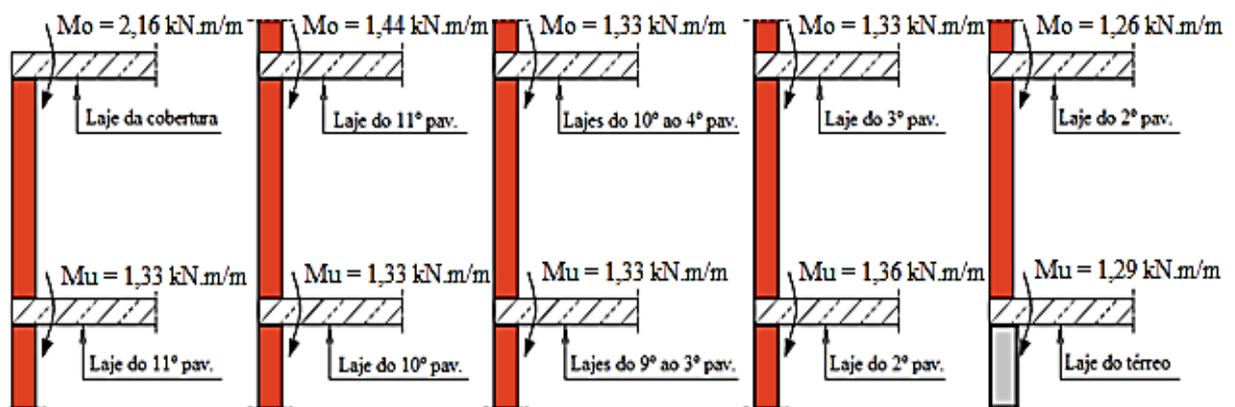


Figura 4.13 – Valores dos momentos fletores no topo e na base da parede de alvenaria pelo anexo C da norma EN 1996-1-1.

4.4 ANÁLISE EM ELEMENTOS FINITOS UTILIZANDO O *SOFTWARE* ANSYS WORKBENCH

Com a utilização do programa ANSYS WORKBENCH – versão 19 Academic, foi feita a modelagem inicial, utilizando a ferramenta SPACE CLAIM do programa, de uma estrutura composta por uma laje de concreto apoiada sobre uma parede de alvenaria de blocos de

concreto. A parede de alvenaria tem espessura de 15,0 cm, referente à família de blocos de concreto comumente usada nas construções, uma altura de 2,80 m (14 fiadas de blocos) para o primeiro pavimento acima do embasamento e 2,60 m (13 fiadas de blocos) para os demais pavimentos, dimensões normalmente utilizadas em edificações residenciais. Já a laje modelada possui 10,0 cm de espessura e um comprimento de 1,65 m, adotado para fins de verificação de resultados, onde ao descontar a espessura da parede de alvenaria resulta em um trecho livre de 1,5 m em balanço. Tanto para a alvenaria quanto para a laje foi considerada uma faixa de estudo de 1,0 m. A Figura 4.14, a seguir, mostra, de maneira genérica, o modelo inicial.

Para que fosse considerado o peso próprio de cada elemento e suas características mecânicas como Módulo de Elasticidade Longitudinal e Coeficiente de Poisson, foram configurados os materiais que comporiam cada um dos elementos, para isso foram adotados para o peso específico do concreto armado $\gamma_{\text{conc}} = 2.500,0 \text{ kgf/m}^3$, para o peso específico da alvenaria $\gamma_{\text{alv}} = 1.750,0 \text{ kgf/m}^3$, aceleração da gravidade $g = 9,8066 \text{ m/s}^2$, resistência característica à compressão do concreto $f_{\text{ck}} = 25,0 \text{ MPa}$, módulo de elasticidade longitudinal do concreto armado $E_{\text{conc}} = 28.000,0 \text{ MPa}$, módulo de elasticidade longitudinal da alvenaria $E_{\text{alv}} = 6.120,0 \text{ MPa}$, coeficiente de Poisson para os dois materiais $\nu_{\text{conc}} = \nu_{\text{alv}} = 0,2$.

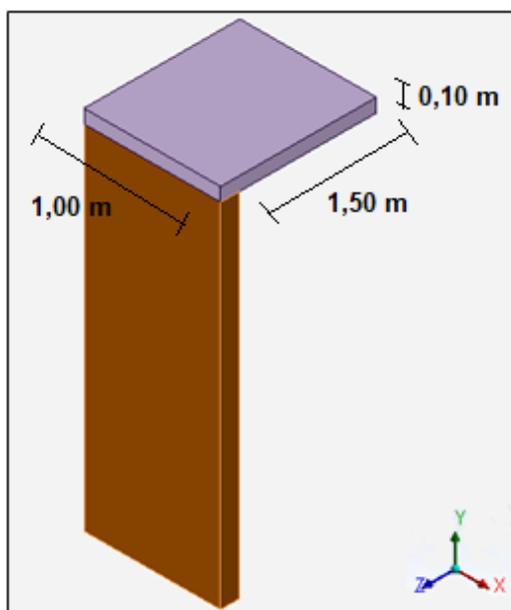


Figura 4.14 – Modelagem inicial (Alvenaria + Laje) utilizando o programa Ansys Workbench.

Após a modelagem da estrutura foi feita a análise desta indicando algumas condições de contorno. A estrutura foi analisada com o objetivo de avaliar os efeitos da reação de apoio da laje sobre a parede de alvenaria e para tal foi utilizada uma carga de $2,5 \text{ kN/m}^2$ sobre a laje, que

representa o carregamento indicado (cargas permanentes + cargas variáveis) para a laje de uma edificação residencial, conforme utilizado na estrutura real em estudo. Os resultados encontrados foram comparados com o estudo realizado, em uma parte da estrutura de um edifício residencial já apresentado, e a região analisada neste trabalho é a de uma parede de fachada onde há um dormitório que apresenta outras lajes adjacentes. Considerando que a laje analisada é retangular e está apoiada por paredes nos quatro lados será considerado um vínculo no eixo Z, que indica a existência dessa simetria, tornando o vão de estudo com um valor de 3,15 m, de eixo a eixo de alvenaria, corroborando para a verificação junto aos estudos analíticos já apresentados e simplificando a modelagem. Na base da parede de alvenaria foi utilizada uma vinculação que impede o deslocamento nos três eixos (X, Y e Z) indicando uma ligação engastada entre a torre de alvenaria e o embasamento de concreto armado. A Figura 4.15 abaixo mostra a estrutura com as condições de contorno utilizadas onde mostra também que a carga é aplicada em apenas uma etapa pela indicação *Time: 1,s*.

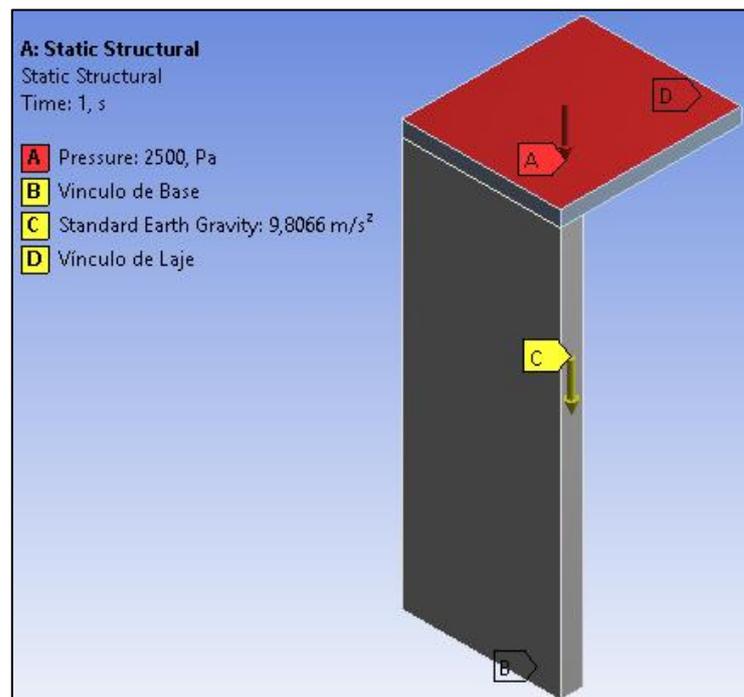


Figura 4.15 – Condições de contorno utilizadas.

Após a indicação das condições de contorno é necessário definir a malha de elementos finitos que será adotada e para tanto foi adotada uma malha de elementos Hexaédricos com 8 nós, conforme indicado na Figura 3.17 (c). Devido a geometria da parede de alvenaria e a da laje, no que se refere as suas espessuras, optou-se por uma malha de elementos finitos com elementos que possuam no máximo 5,0 cm de aresta para que a malha gerada, de maneira automática pelo *software*, formasse elementos que apresentassem nós alinhados facilitando assim a

interpretação dos resultados. A Figura 4.16, abaixo, representa o modelo, de maneira genérica, com a malha de elementos criados e como ficou a sua disposição.

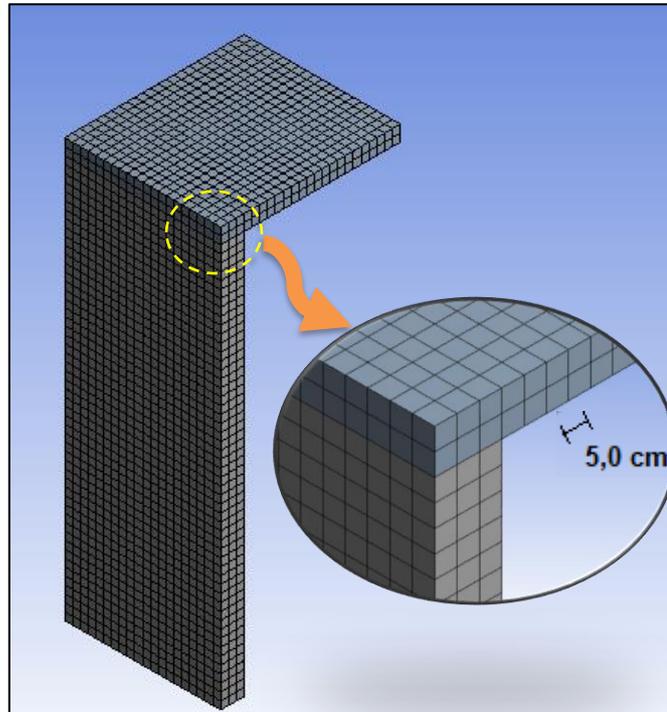


Figura 4.16 – Elemento finito no formato Hexaédrico com 8 nós.

Outra influência, que a análise por elementos finitos pode ter, é em relação ao tipo de contato adotado entre dois sólidos (laje – parede). Dentre as alternativas de contato já explicadas no item 3.6.1, as opções *Bonded* (Ligado) e *Frictional* (Com atrito) foram utilizadas na modelagem deste estudo. A primeira opção, *Bonded*, foi utilizada para definir o contato nos pavimentos tipo da estrutura e a segunda, *Frictional* no contato entre a laje da cobertura e o lance da parede de alvenaria do último pavimento (11º pavimento). Nessa região foi adotado um coeficiente de atrito igual a 0,6, pois de acordo com as práticas de execução, a última laje deve possuir liberdade de movimentação no seu plano, devido a variação térmica a que estará submetida, e caso não esteja livre para se deslocar no plano. Já para os demais pavimentos, devido a existência de pelo menos dois pontos de armação vertical existente em encontros de paredes transversais para cada pano de alvenaria, essa armadura limita a movimentação da laje, oferecendo assim restrições dos movimentos nos eixos X e Z. O movimento na direção Y é limitado pela presença de paredes de alvenaria acima e abaixo da laje.

As cargas para o dimensionamento na compressão de uma parede são determinadas por metro linear. Assim sendo, procurou-se representar um trecho de um metro de parede na modelagem da estrutura completa (11 pavimentos em alvenaria estrutural). Entretanto a versão do programa

utilizado, ANSYS WORKBENCH – versão 19 Academic, apresenta uma limitação em relação ao número de nós e elementos permitidos na geração da malha de elementos finitos. Para superar essa limitação, considerou-se a possibilidade de adotar uma malha mais grossa. Porém havia risco de perda de precisão. Então manteve-se o tamanho dos elementos, reduzindo o comprimento do trecho analisado para 25,0 cm, o que possibilitou a geração e processamento de todos os lances em conjunto, liberando a análise dos resultados procurados, mantendo também o tamanho dos elementos finitos conforme haviam sido definidos na primeira modelagem, obtendo ao fim um total de 75.708 nós e 12.630 elementos. A Figura 4.17, a seguir, mostra o modelo final adotado para realização do estudo de caso.

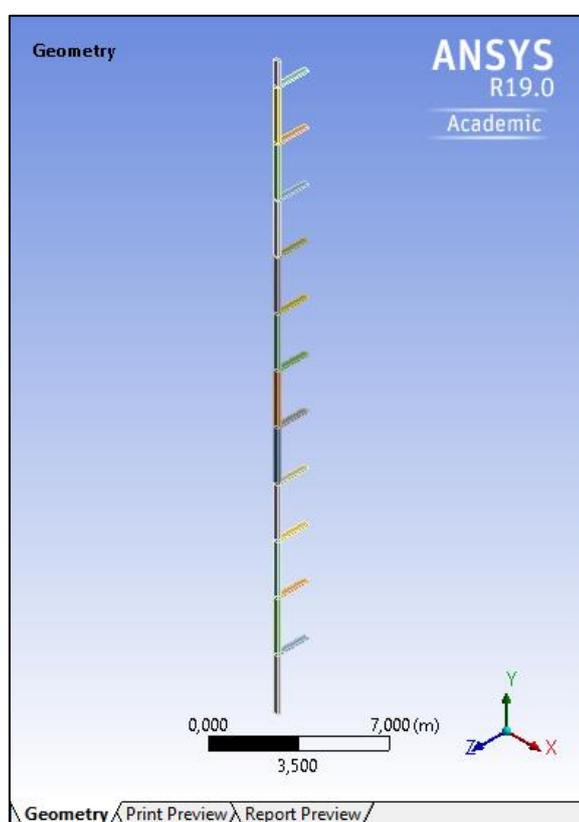


Figura 4.17 – Modelo final adotado para estudo de caso através do *software* ANSYS WORKBENCH.

Definido o modelo de elementos finitos, com atribuição das condições de contorno, das propriedades dos materiais e das cargas atuantes foi possível obter os resultados necessários para as diferentes verificações. Neste processo foram utilizadas várias ferramentas, inclusive algumas do próprio programa ANSYS WORKBENCH.

Os resultados obtidos com os métodos analíticos disponíveis na norma EN 1996-1-1 e pela Regra dos 5%, foram já apresentados nos itens 4.2 e 4.3. Para viabilizar uma comparação com os resultados da simulação foi realizada a verificação das tensões de contato em cada encontro

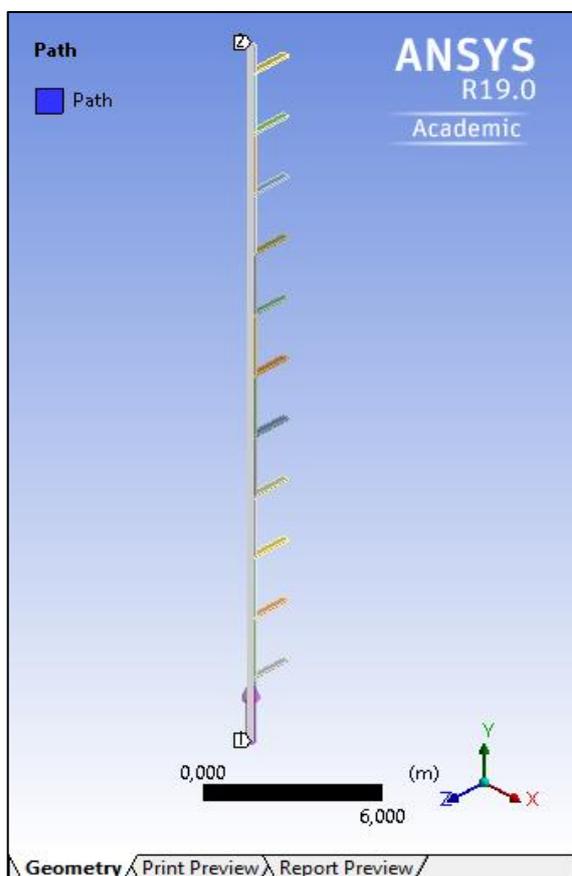
de elementos, laje-parede referente ao topo da elevação e parede-laje referente a base da elevação, para a determinação dos momentos fletores gerados em cada lance de parede.

4.4.1 Reações de apoio

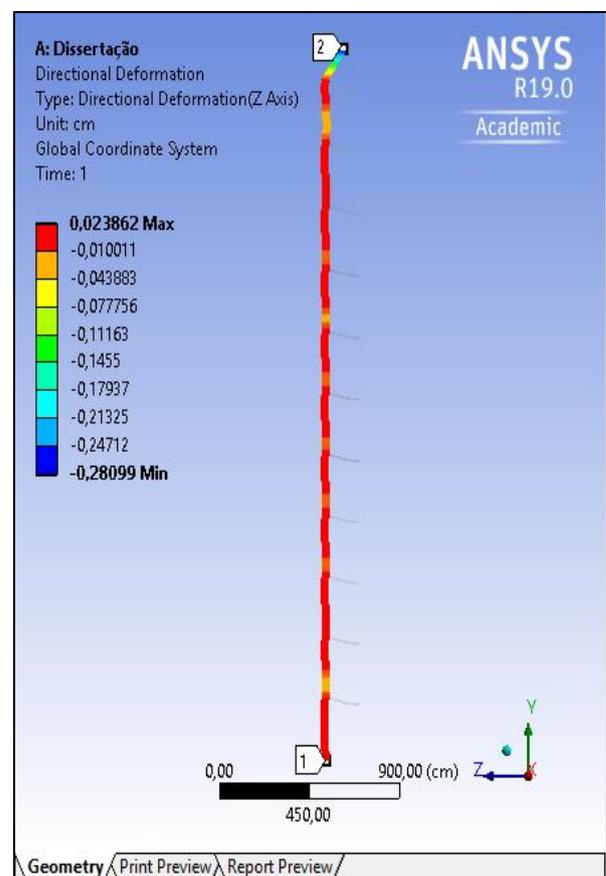
Dado um modelo estrutural, o somatório das reações constitui a primeira verificação de consistência do modelo e deve ser igual ao somatório das cargas aplicadas. Estas reações são calculadas para os vínculos, no nível do embasamento de concreto armado. Convertidas para valores por unidade de comprimento, registrou-se uma reação vertical de 167,10 kN/m. Por outro lado, o momento fletor na base resultou em 0,692 kN.m/m.

4.4.2 Deformação Direcional no eixo Z

Pela disposição do lançamento do modelo a direção de interesse para verificação da deformação das paredes ao longo da fachada da edificação é a direção Z. As Figuras 4.18 (a) e (b), abaixo, mostram a linha de identificação para visualização da deformação na direção escolhida (*Path*) e a deformação das paredes no eixo Z.



(a) Configuração não deformada.



(b) Configuração deformada (plano ZY).

Figura 4.18 – Deformação direcional das paredes no plano ZY.

É possível visualizar de maneira mais detalhada os pontos analisados ao longo da fachada através da Figura 4.19 abaixo.

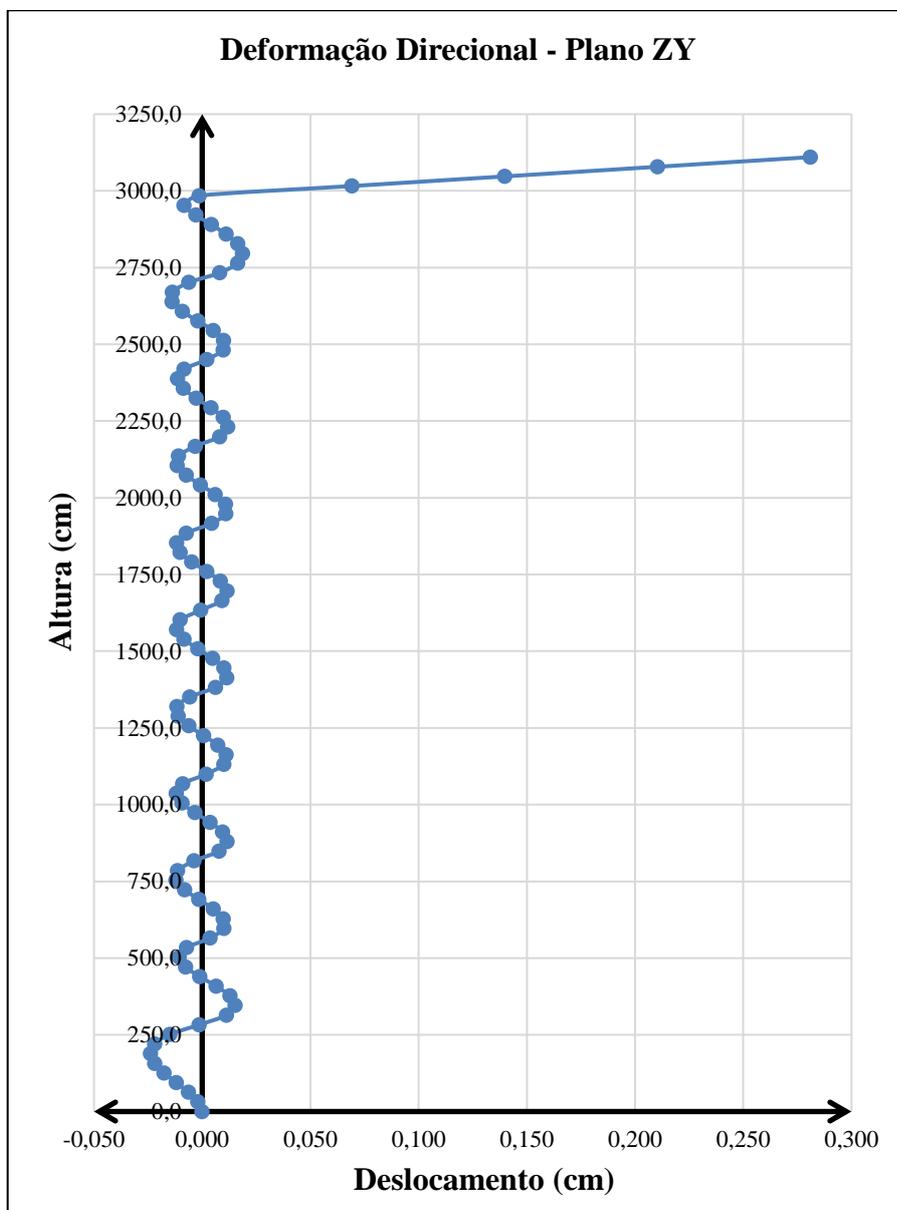


Figura 4.19 – Diagrama de deformação direcional, no plano ZY, das paredes ao longo da altura da edificação.

4.4.3 Tensões Principais Máximas

As verificações, em geral, são realizadas para as máximas tensões de tração e de compressão, com o objetivo de observar se os limites dos materiais foram excedidos em algum ponto da estrutura. Neste sentido, é interessante a visualização das tensões principais pois facilita a identificação dos pontos onde ocorrem as tensões extremas. No modelo analisado foram aplicadas cargas de peso próprio e de cargas usuais de ocupação. A Figura 4.20 a seguir traz estas informações.

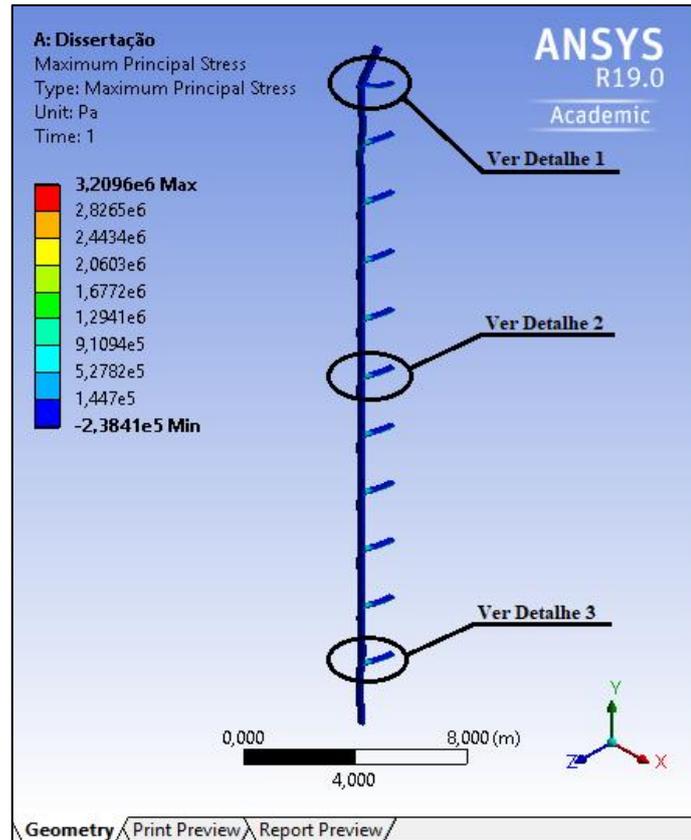


Figura 4.20 – Tensões principais máximas ao longo da altura da edificação.

A Figura 4.20 indica alguns detalhes a serem analisados, estes detalhes referem-se a uma visualização detalhada de algumas regiões para mostrar, a distribuição das tensões ao longo da estrutura. As Figuras 4.21, 4.22 e 4.23 trazem, respectivamente, a distribuição das tensões na região de contato (parede-laje e laje-parede) e no vão da laje da cobertura (Detalhe 1), em uma laje intermediária (Detalhe 2) e na laje do primeiro pavimento (Detalhe 3).

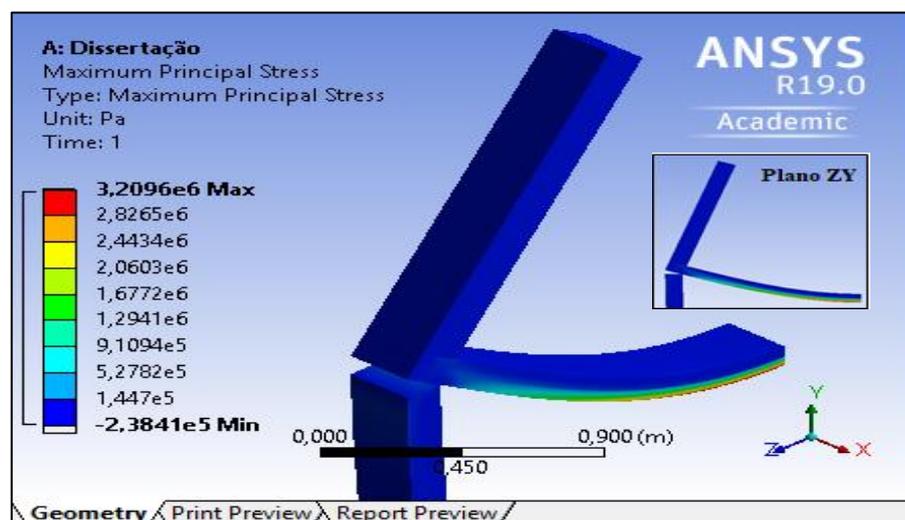


Figura 4.21 – Distribuição das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje da cobertura (Detalhe 1).

Na Figura 4.21 é possível observar o descolamento da laje em relação a parede inferior devido ao tipo de contato nessa região ser diferenciado dos demais conforme dito anteriormente. As tensões máximas, observadas na legenda de valores da Figura 4.21, indicam valores máximos de tensão de tração na ordem de, aproximadamente, 3,21 MPa e que ocorrem na face inferior da laje.

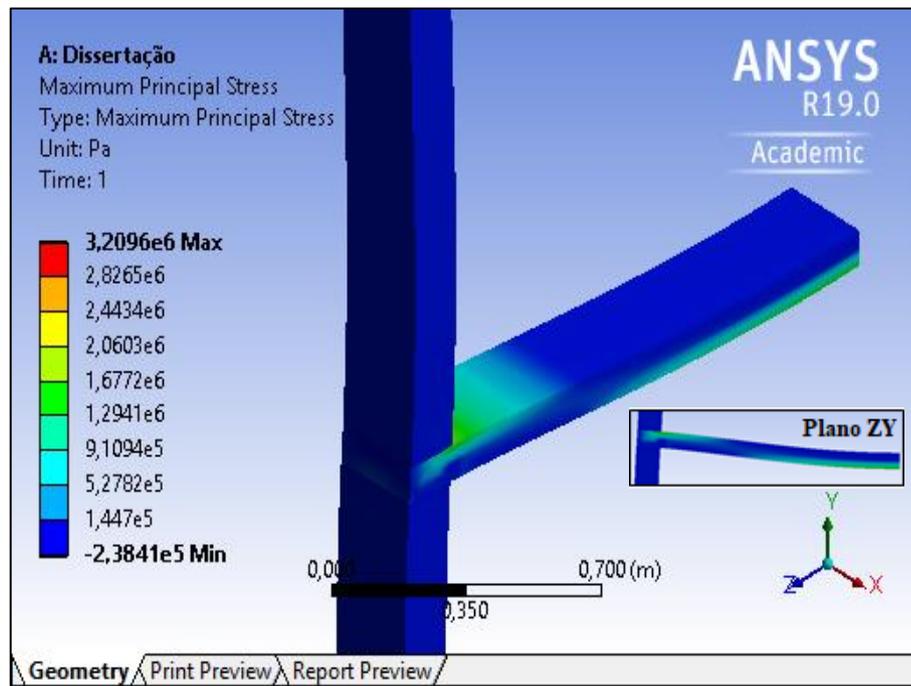


Figura 4.22 – Distribuição das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje em um pavimento intermediário (Detalhe 2).

As tensões na face inferior da laje indicada na Figura 4.22 não são tão acentuadas como no caso anterior devido ao tipo de ligação adotada nesse pavimento. A liberdade de deslocamento existente na laje da cobertura não é a mesma para as lajes do pavimento tipo, portanto as tensões de tração geradas na face inferior são menores. De outra forma nota-se a presença de tensões de tração na face superior da laje, desta vez, próximas à região de contato entre a laje e a parede. Nota-se esse tipo de situação tanto na Figura 4.22 quanto na Figura 4.23.

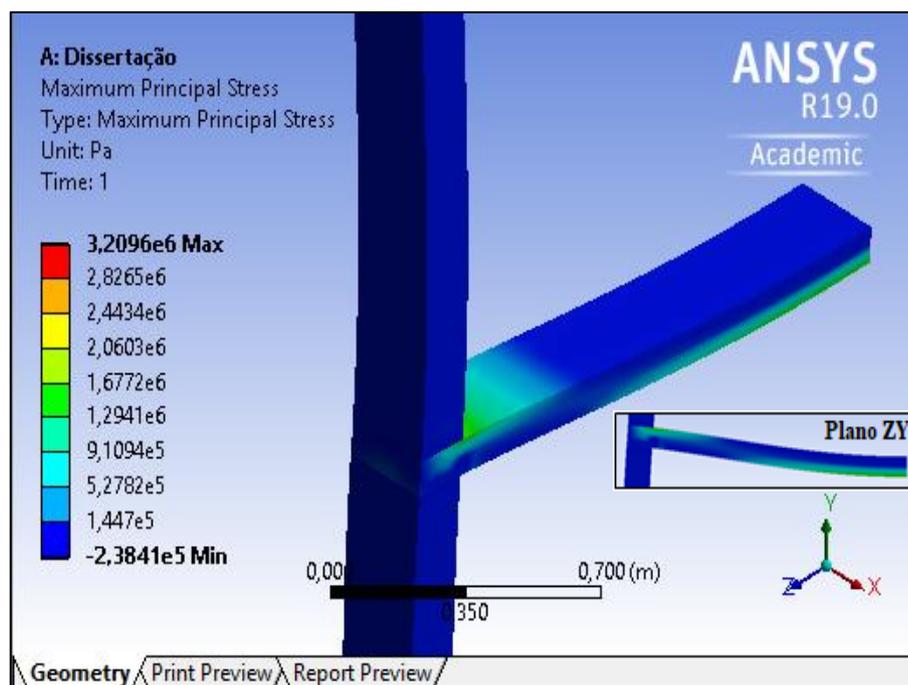


Figura 4.23 – Comportamento das tensões na região de contato (laje-parede) e no vão da laje no primeiro pavimento (Detalhe 3).

4.4.4 Pressões de contato entre laje-parede e parede-laje

As pressões de contato entre cada elemento (laje-parede e parede-laje) são indicadas graficamente conforme a Figura 4.24. Por ser um dos objetivos principais desse trabalho, a verificação das excentricidades da reação das lajes sobre as paredes de alvenaria, foram examinadas todas as regiões de contato. Além dos diagramas oferecidos pelo programa ANSYS WORKBENCH, os dados foram explorados para criar outros gráficos que tornam a visualização mais clara e objetiva no que diz respeito às pressões de contato atuantes entre os elementos. Para uma identificação rápida e mais prática dos diagramas serão numeradas todas as lajes e paredes envolvidas no estudo conforme indica a Figura 4.24 a seguir. Valores negativos indicam tensões de compressão enquanto valores positivos sinalizam tensões de tração.

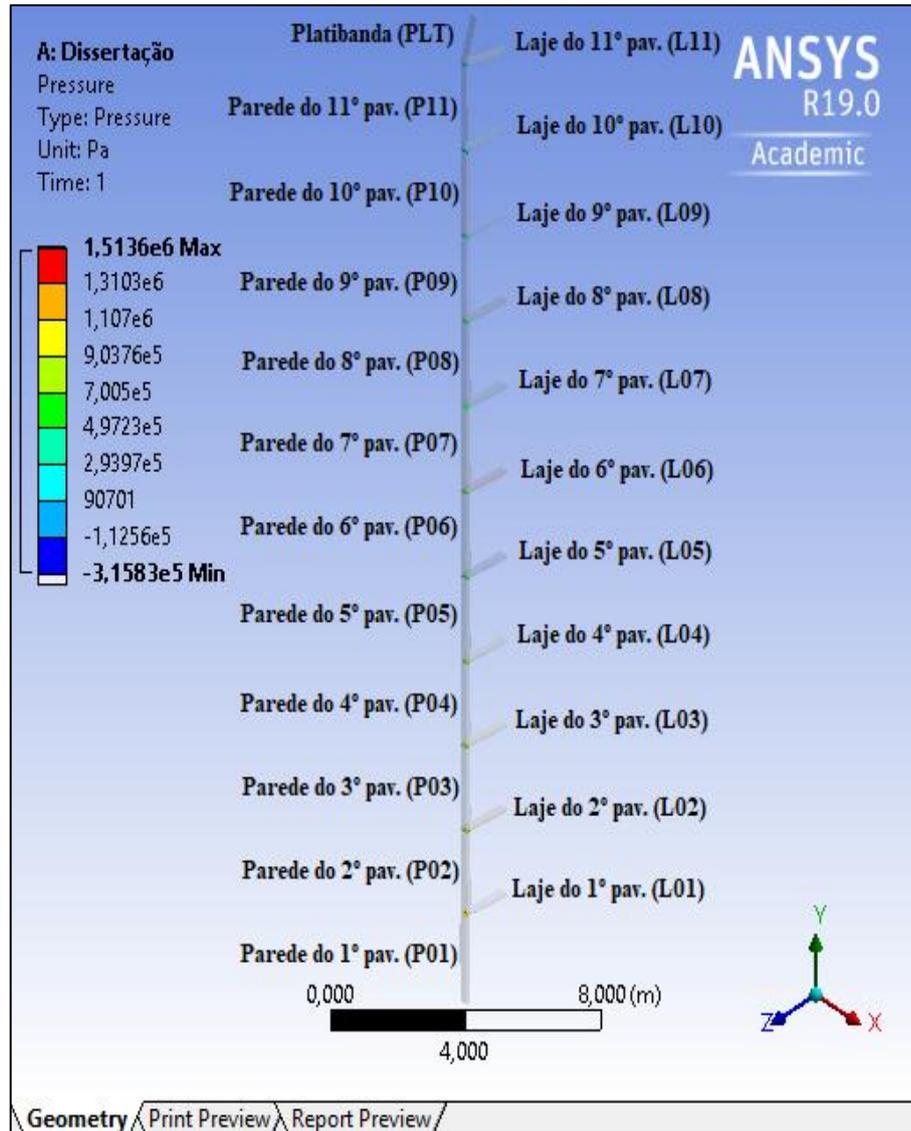


Figura 4.24 – Pressões de contato entre todos os elementos (laje-parede e parede-laje).

Em cada pavimento analisado as tensões de contato permitem determinar os momentos fletores tanto no topo quanto na base da parede. É objetivo deste estudo analisar a situação de cada um dos pavimentos para observar a evolução da excentricidade das resultantes de cargas na parede assim como o momento que provoca. O valor desses momentos fletores e o diagrama que representa cada ligação entre elementos está indicado a seguir em uma sequência de representações gráficas e cálculos. A Figura 4.25, a seguir, inicia essa manifestação de resultados com o contato entre a Platibanda (PLT) e a laje do 11º pavimento (L11), as demais figuras que seguem tratam dos contatos nos demais pavimentos.

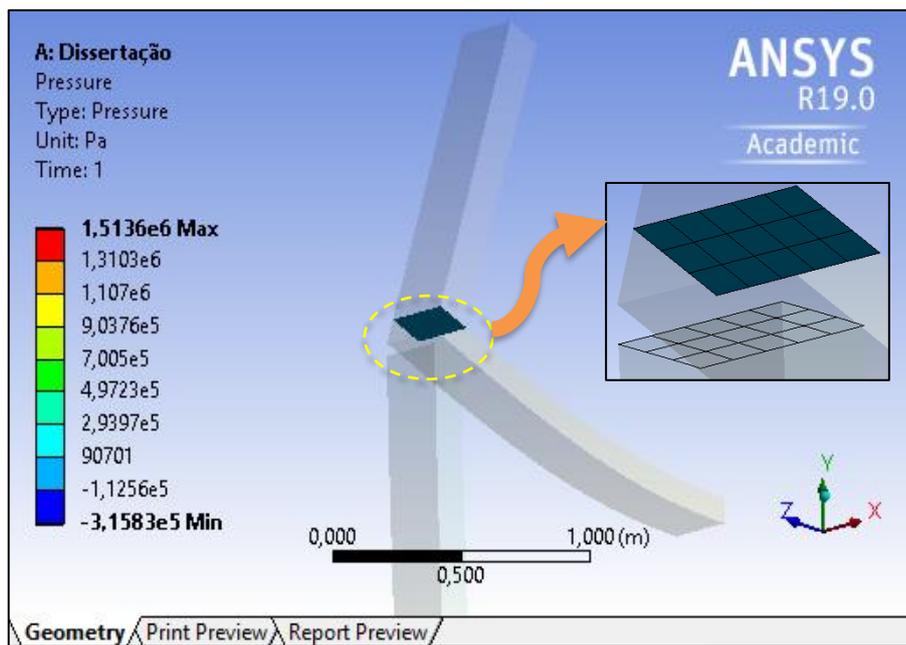


Figura 4.25 – Pressões de contato entre a platibanda (PLT) e a laje do 11º pavimento (L11).

A Figura 4.26, a seguir, mostra o perfil das pressões em diferentes pontos ao longo da espessura da parede no contato da platibanda (PLT) com a laje do 11º pavimento (L11).

Exclusivamente para a região de contato entre a platibanda e a laje do 11º pavimento optou-se por uma aproximação da curva de pressões, obtida no software ANSYS WORKBENCH, a partir de uma linha de tendência polinomial. A equação que define este polinômio, indicada por y também está indicada na Figura 4.26 assim como o coeficiente de determinação (R^2). A partir desta equação é possível calcular a força resultante e sua posição, com a qual obtém-se a excentricidade desta força em relação ao centro da parede e com isso obtém-se o valor do momento fletor atuante. A seguir mostra-se a aplicação desse processo para o contato platibanda (PLT) e laje do 11º pavimento (L11).

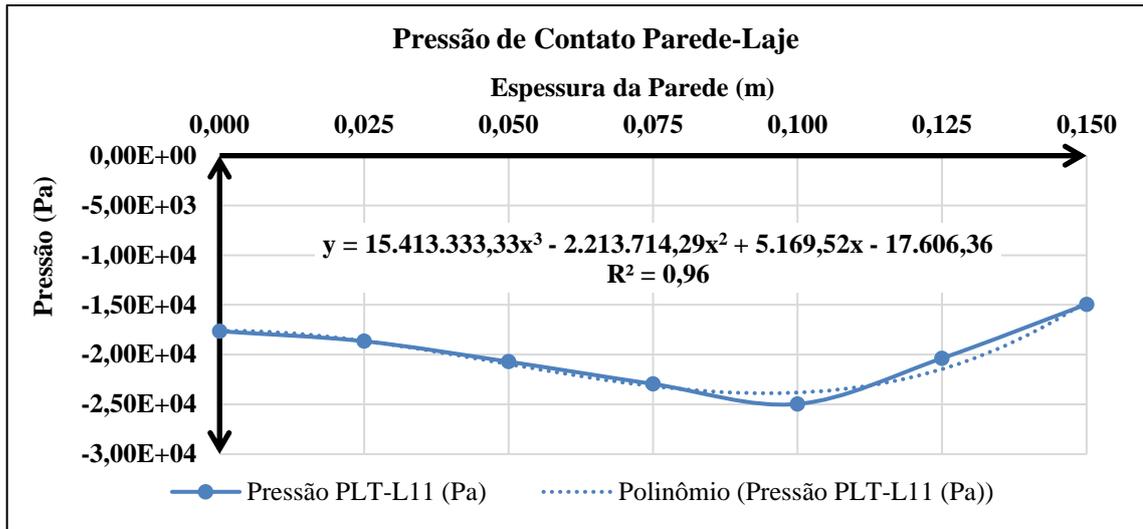


Figura 4.26 – Diagrama de pressões de contato entre a platibanda (PLT) e a laje do 11º pavimento (L11).

A partir da equação da linha de tendência, indicada no diagrama da Figura 4.26, pode-se obter as seguintes tensões: -17.606,36 Pa para $x = 0,00$ m e -14.619,50 Pa para $x = 0,15$ m.

Considerando a faixa de estudo de 0,25 m tem-se então os valores de força por metros correspondentes: -4,40 kN/m para $x = 0,00$ m e -3,65 kN/m para $x = 0,15$ m. Esta distribuição simplificada polinomial tem como resultante (F_r) o valor obtido através do teorema de Varignon:

$$F_r = \int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx = -3.122,48 \text{ N/m} = -3,12 \text{ kN/m (força de compressão da parede sobre a laje)}$$

A posição (x_r) de aplicação desta resultante é calculada, utilizando o mesmo teorema, da seguinte forma:

$$x_r = \frac{\int_{0,00}^{0,15} x \cdot y \cdot dx}{\int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx} = 7,63 \text{ cm}$$

o que resulta na seguinte excentricidade, em relação ao eixo da parede:

$$e = 7,63 - 7,50 = 0,13 \text{ cm}$$

Tendo a força resultante e a posição de aplicação é possível obter o momento fletor em torno do eixo da parede que para esta situação é de: $M_r = 0,004 \text{ kN.m/m}$ (na base da parede no sentido horário)

A Figura 4.27, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 11º pavimento (L11) e a parede do 11º pavimento (P11) no decorrer da espessura da parede.

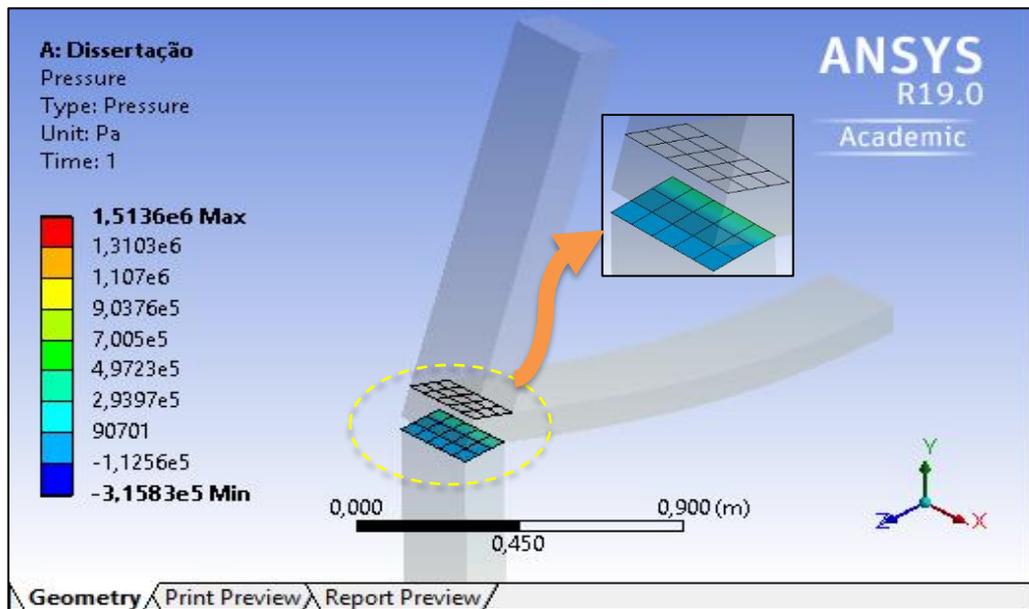


Figura 4.27 – Pressões de contato entre a laje do 11º pavimento (L11) e a parede do 11º pavimento (P11).

A Figura 4.28, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 11º pavimento (L11) sobre a parede do 11º pavimento (P11). Para esta situação, como a laje não está totalmente ligada (*Bonded*) na parede logo abaixo, observa-se que o contato entre os elementos ocorreu apenas no intervalo de $x = 0,10$ m a $x = 0,15$ m, na outra região $x = 0,00$ m a $x = 0,10$ m a laje descolou da parede abaixo não indicando pressões de contato. Sendo assim adotou para o trecho com variação de pressões indicado no diagrama a correspondência aproximada de um triângulo.

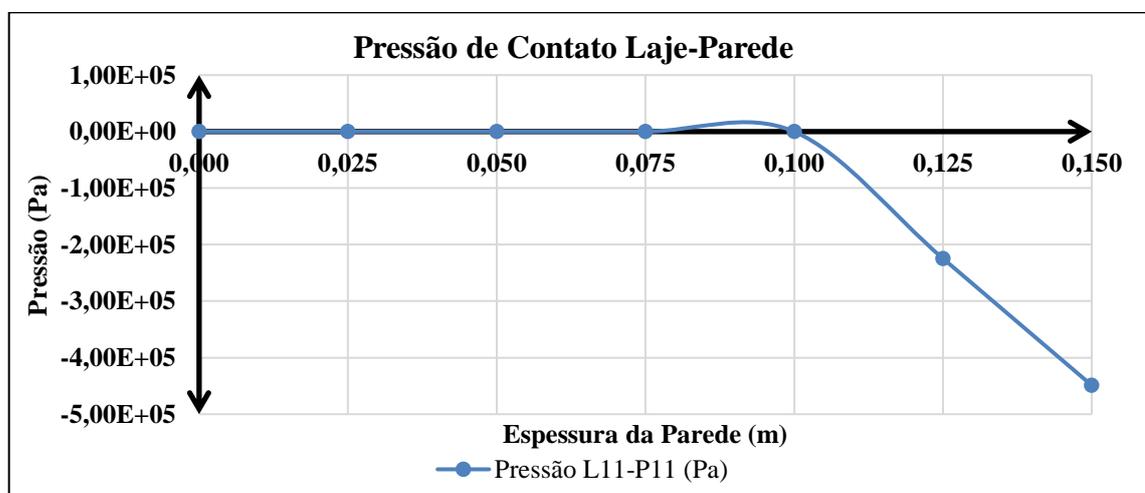


Figura 4.28 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 11º pavimento (L11) e a parede do 11º pavimento (P11).

A partir da curva indicada no diagrama da Figura 4.28, pode-se obter as seguintes tensões: 0,00 Pa para $x = 0,10$ m e -449.070,00 Pa para $x = 0,15$ m.

Essa distribuição simplificada triangular tem como resultante:

$$F_r = -449,07 \text{ kPa} \cdot (0,15 - 0,10) \text{ m} / 2 = -11,23 \text{ kN/m (força de compressão da laje sobre a parede)}$$

Esta força se encontra posicionada a 13,33 cm da face externa da parede, o que resulta na seguinte excentricidade, em relação ao eixo da parede:

$$e = 13,33 - 7,50 = 5,83 \text{ cm}$$

Tendo a força resultante e a posição de aplicação é possível obter o momento fletor em torno do eixo da parede que para esta situação é de: $M_r = 0,655 \text{ kN.m/m}$ (no topo da parede no sentido horário)

A Figura 4.29, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 11º pavimento (P11) e a laje do 10º pavimento (L10) no decorrer da espessura da parede.

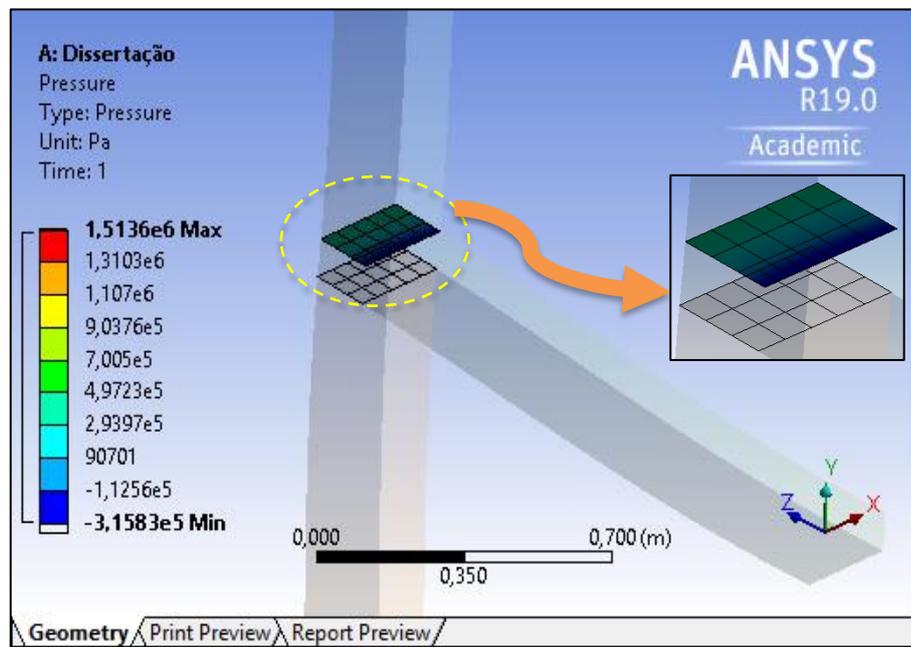


Figura 4.29 – Pressões de contato entre a parede do 11º pavimento (P11) e a laje do 10º pavimento (L10).

A Figura 4.30, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 11º pavimento (P11) sobre a laje do 10º pavimento (L10). A partir desse nível da estrutura, onde os elementos estão totalmente ligados (*Bonded*) é possível obter uma linha de tendência linear com resultado satisfatório para a aproximação da curva obtida.

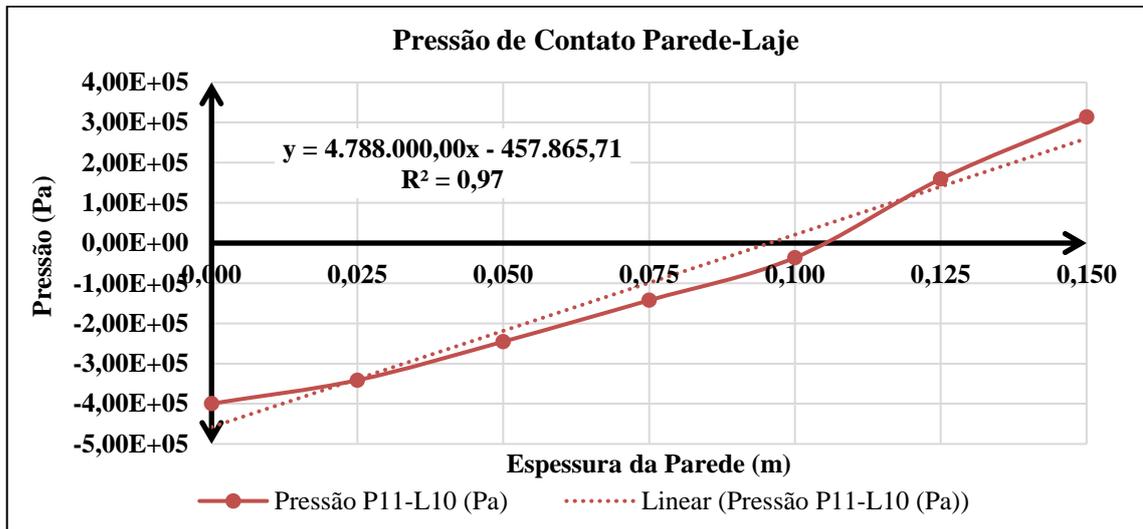


Figura 4.30 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 11º pavimento (P11) e a laje do 10º pavimento (L10).

A partir da equação da linha de tendência, indicada no diagrama da Figura 4.30, pode-se obter as seguintes tensões: -457.865,71 Pa para $x = 0,00$ m e 260.334,29 Pa para $x = 0,15$ m.

Essa distribuição simplificada linear tem como resultante (F_r):

$$F_r = \int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx = -14.814,86 \text{ N/m} = -14,81 \text{ kN/m (força de compressão da parede sobre a laje)}$$

A posição (x_r) de aplicação desta resultante é calculada da seguinte forma:

$$x_r = \frac{\int_{0,00}^{0,15} x \cdot y \cdot dx}{\int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx} = 1,59 \text{ cm}$$

o que resulta na seguinte excentricidade, em relação ao eixo da parede:

$$e = 7,50 - 1,59 = 5,91 \text{ cm}$$

Tendo a força resultante e a posição de aplicação é possível obter o momento fletor em torno do eixo da parede que para esta situação é de: $M_r = 0,875 \text{ kN.m/m}$ (na base da parede no sentido anti-horário)

A Figura 4.31, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 10º pavimento (L10) e a parede do 10º pavimento (P10) no decorrer da espessura da parede.

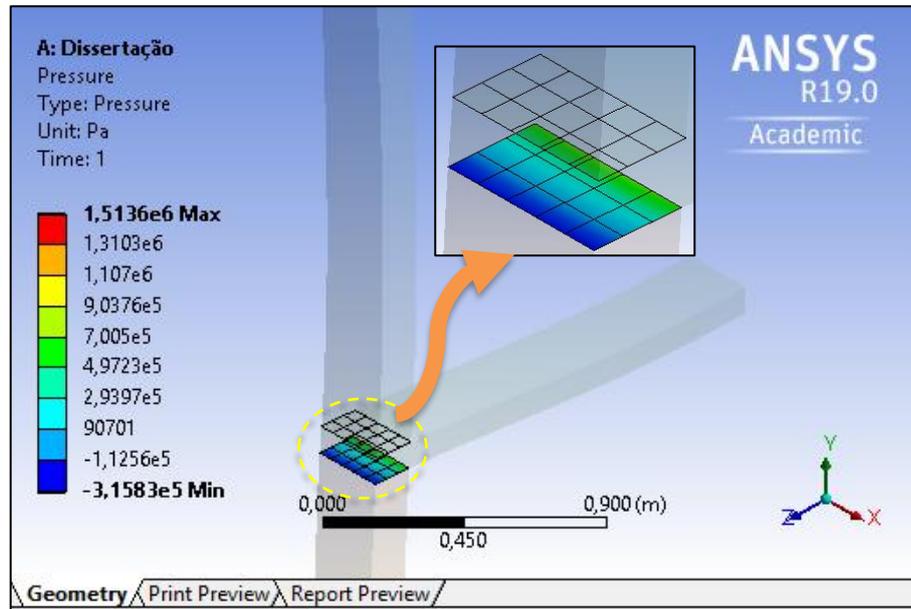


Figura 4.31 – Pressões de contato entre a laje do 10º pavimento (L10) e a parede do 10º pavimento (P10).

A Figura 4.32, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 10º pavimento (L10) sobre a parede do 10º pavimento (P10).

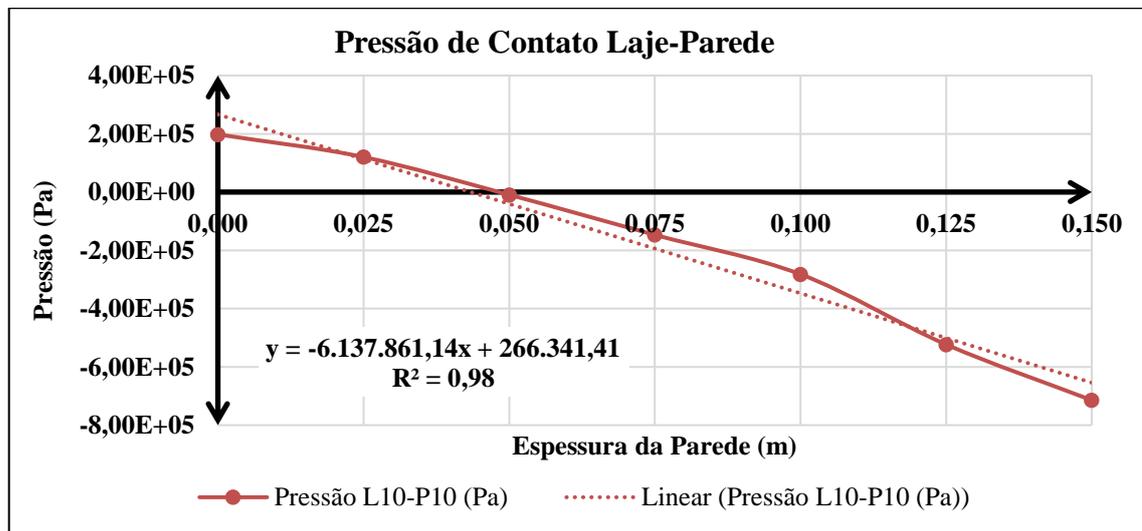


Figura 4.32 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 10º pavimento (L10) e a parede do 10º pavimento (P10).

A partir da equação da linha de tendência, indicada no diagrama da Figura 4.32, pode-se obter as seguintes tensões: 266.341,41 Pa para $x = 0,00$ m e -654.337,76 Pa para $x = 0,15$ m.

Essa distribuição simplificada linear tem como resultante (F_r):

$$F_r = \int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx = -29.099,73 \text{ N/m} = -29,10 \text{ kN/m (força de compressão da parede sobre a laje)}$$

A posição (x_r) de aplicação desta resultante é calculada da seguinte forma:

$$x_r = \frac{\int_{0,00}^{0,15} x \cdot y \cdot dx}{\int_{0,00}^{0,15} y \cdot dx} = 13,43 \text{ cm}$$

o que resulta na seguinte excentricidade, em relação ao eixo da parede:

$$e = 13,43 - 7,50 = 5,93 \text{ cm}$$

Tendo a força resultante e a posição de aplicação é possível obter o momento fletor em torno do eixo da parede que para esta situação é de: $M_r = 1,725 \text{ kN.m/m}$ (na base da parede no sentido horário)

Aplicando o procedimento descrito anteriormente aos diferentes casos de contato parede-laje e laje-parede é possível calcular os momentos fletores no topo e na base das paredes para os diferentes pavimentos.

Apresentam-se a seguir os diagramas de tensões para os diferentes casos, com as linhas de tendência resultantes e as equações associadas, para depois resumir em uma tabela os valores calculados.

A Figura 4.33, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 10º pavimento (P10) e a laje do 9º pavimento (L09) no decorrer da espessura da parede.

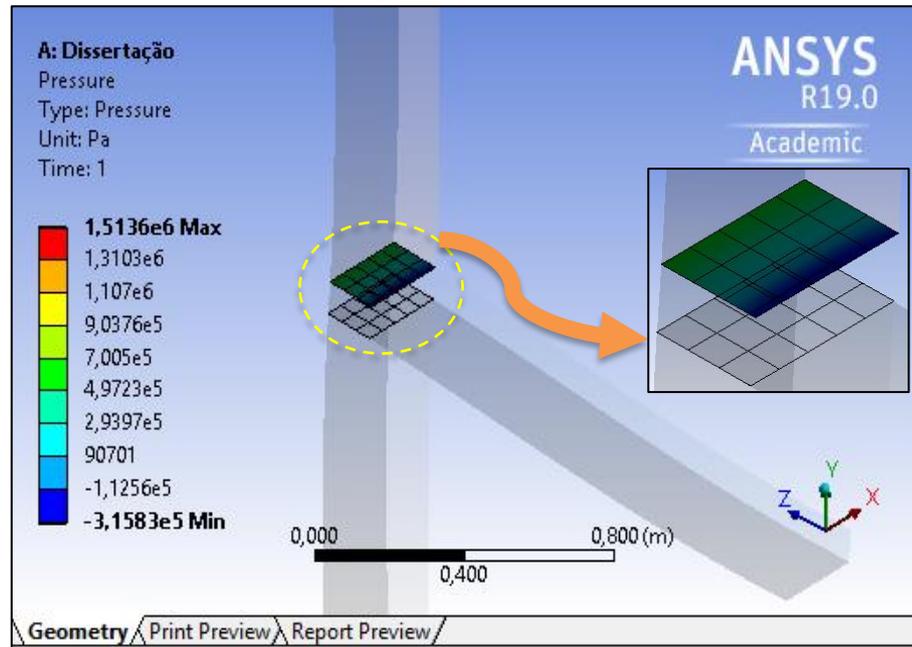


Figura 4.33 – Pressões de contato entre a parede do 10º pavimento (P10) e a laje do 9º pavimento (L09).

A Figura 4.34, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 10º pavimento (P10) sobre a laje do 9º pavimento (L09).

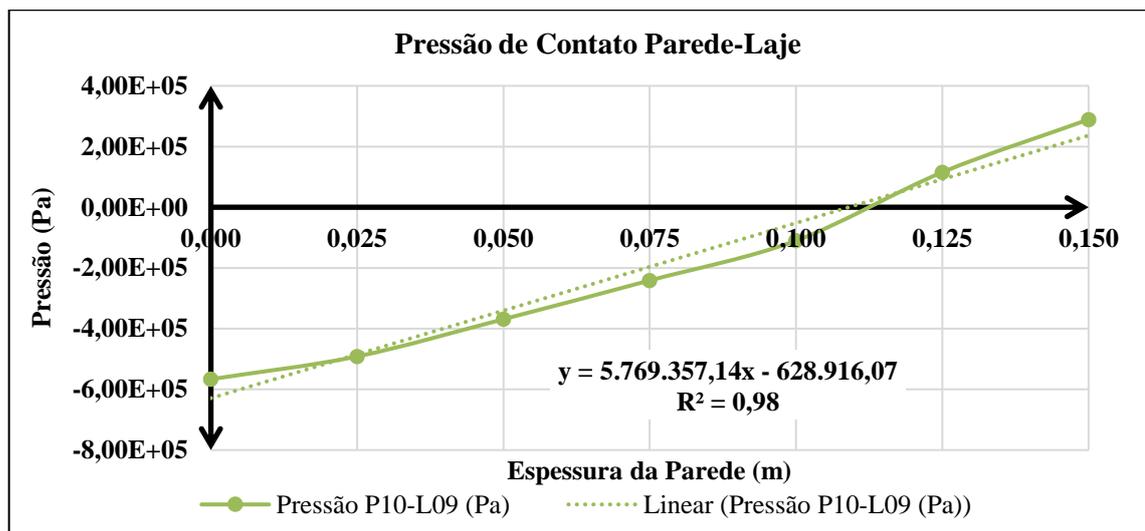


Figura 4.34 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 10º pavimento (P10) e a laje do 9º pavimento (L09).

A Figura 4.35, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 9º pavimento (L09) e a parede do 9º pavimento (P09) no decorrer da espessura da parede.

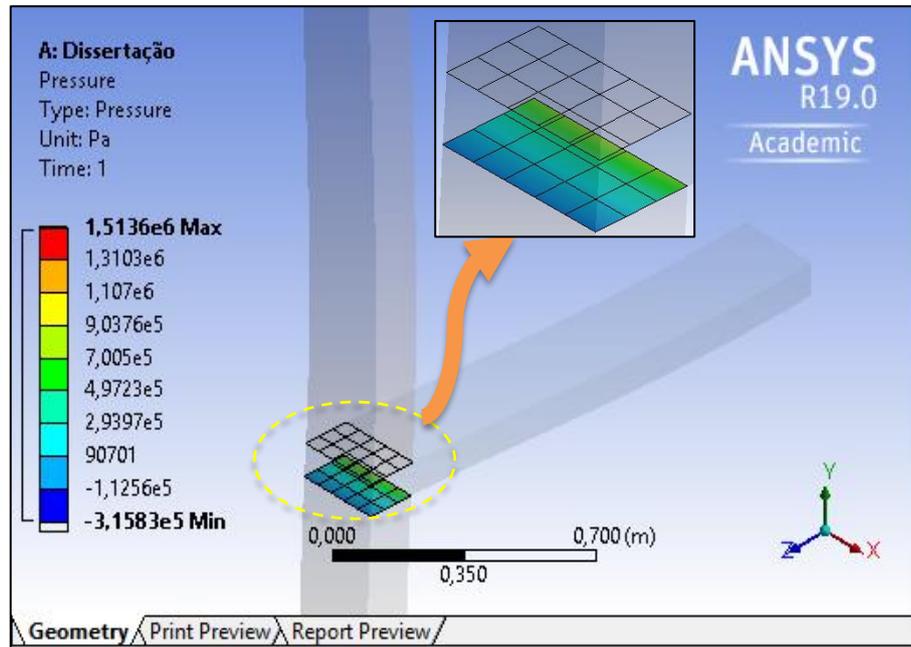


Figura 4.35 – Pressões de contato entre a laje do 9º pavimento (L09) e a parede do 9º pavimento (P09).

A Figura 4.36, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 9º pavimento (L09) sobre a parede do 9º pavimento (P09).

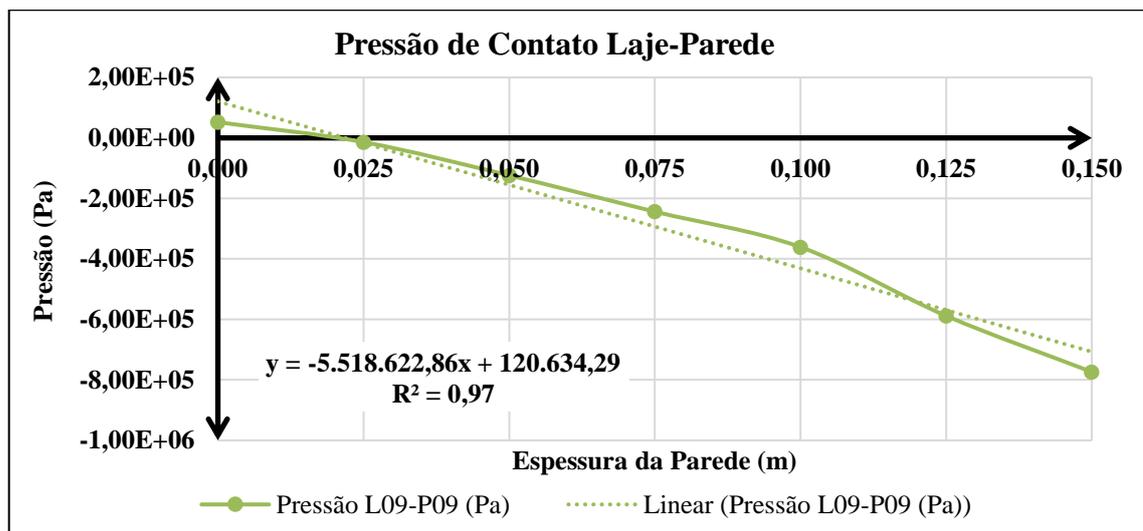


Figura 4.36 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 9º pavimento (L09) e a parede do 9º pavimento (P09).

A Figura 4.37, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 9º pavimento (P09) e a laje do 8º pavimento (L08) no decorrer da espessura da parede.

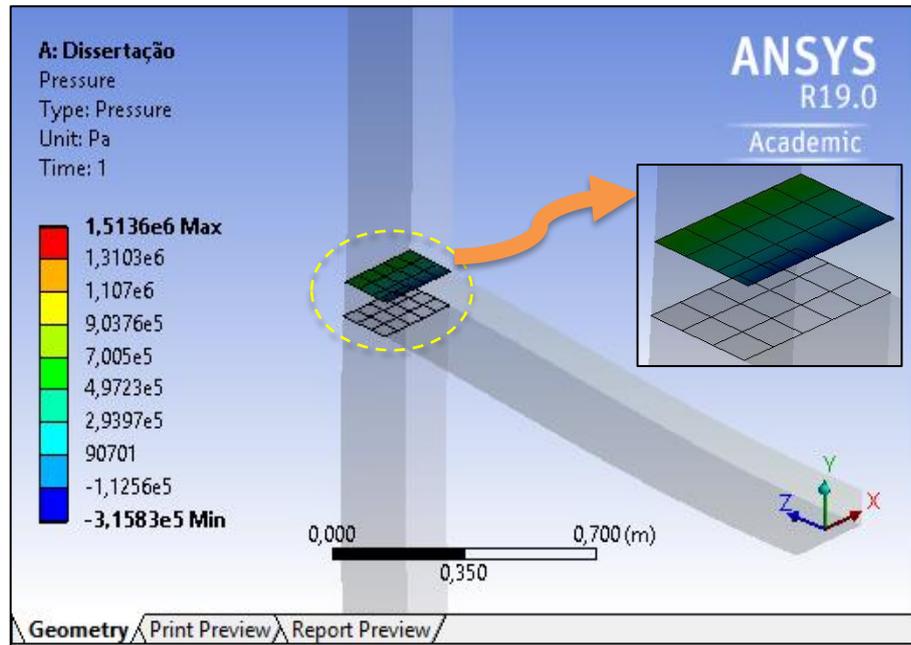


Figura 4.37 – Pressões de contato entre a parede do 9º pavimento (P09) e a laje do 8º pavimento (L08).

A Figura 4.38, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 9º pavimento (P09) sobre a laje do 8º pavimento (L08).

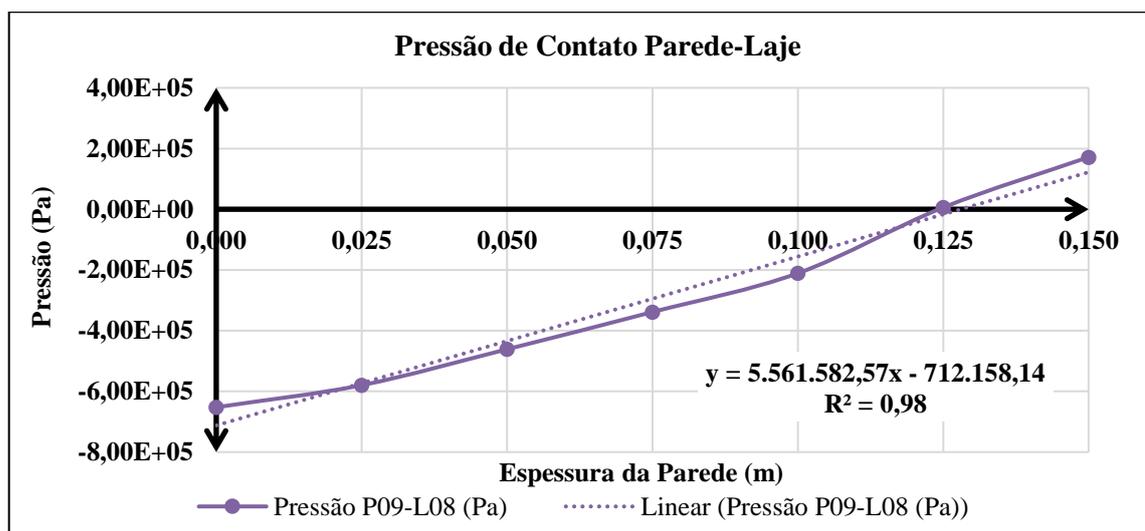


Figura 4.38 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 9º pavimento (P09) e a laje do 8º pavimento (L08).

A Figura 4.39, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 8º pavimento (L08) e a parede do 8º pavimento (P08) no decorrer da espessura da parede.

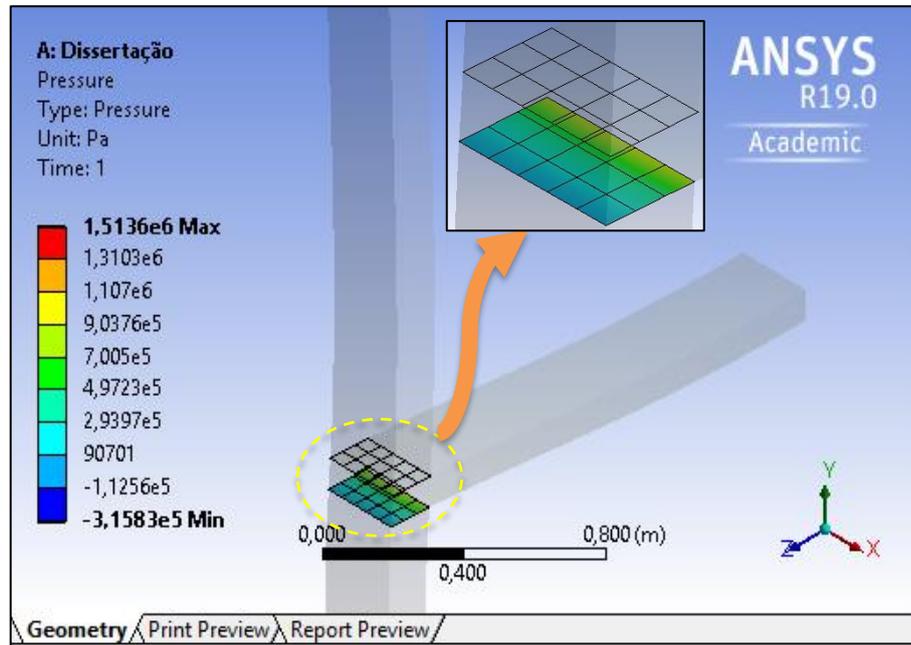


Figura 4.39 – Pressões de contato entre a laje do 8º pavimento (L08) e a parede do 8º pavimento (P08).

A Figura 4.40, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 8º pavimento (L08) sobre a parede do 8º pavimento (P08).

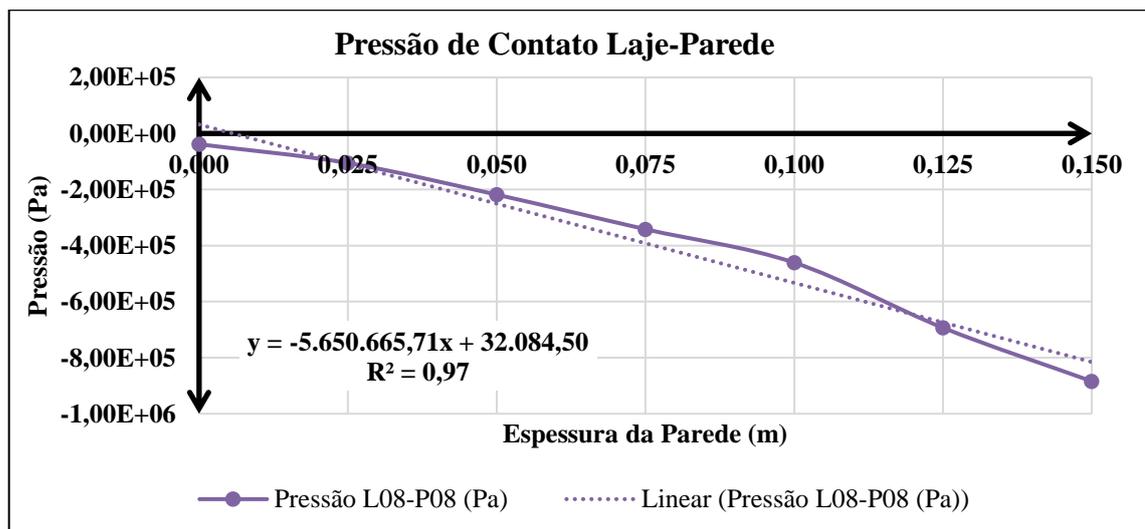


Figura 4.40 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 8º pavimento (L08) e a parede do 8º pavimento (P08).

A Figura 4.41, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 8º pavimento (P08) e a laje do 7º pavimento (L07) no decorrer da espessura da parede.

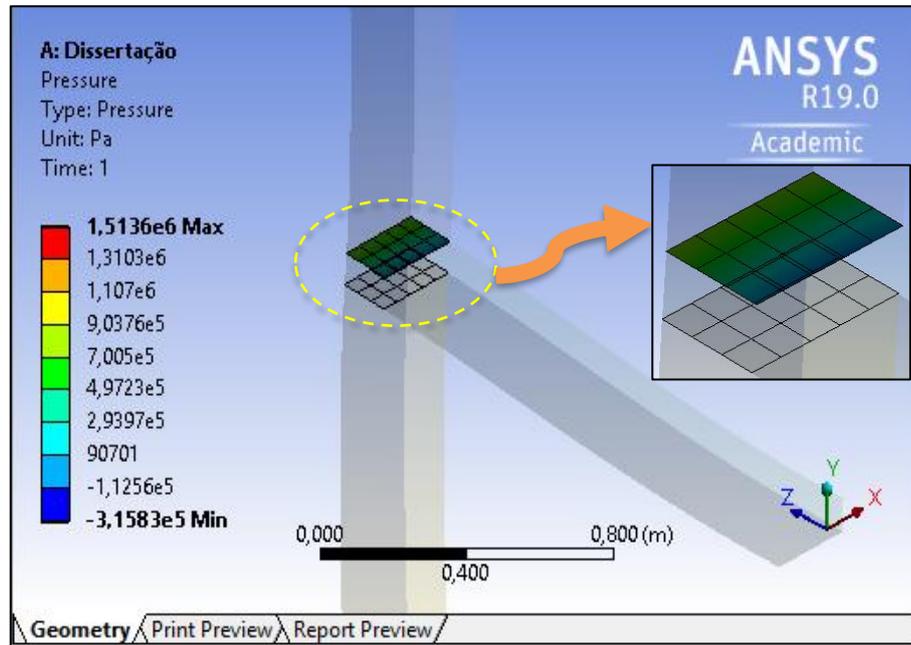


Figura 4.41 – Pressões de contato entre a parede do 8º pavimento (P08) e a laje do 7º pavimento (L07).

A Figura 4.42, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 8º pavimento (P08) sobre a laje do 7º pavimento (L07).

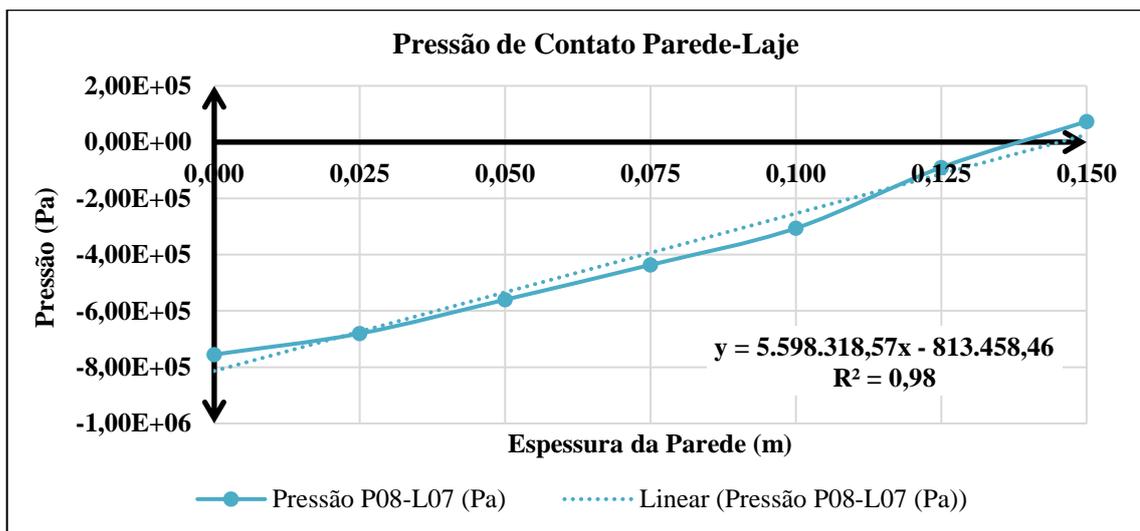


Figura 4.42 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 8º pavimento (P08) e a laje do 7º pavimento (L07).

A Figura 4.43, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 7º pavimento (L07) e a parede do 7º pavimento (P07) no decorrer da espessura da parede.

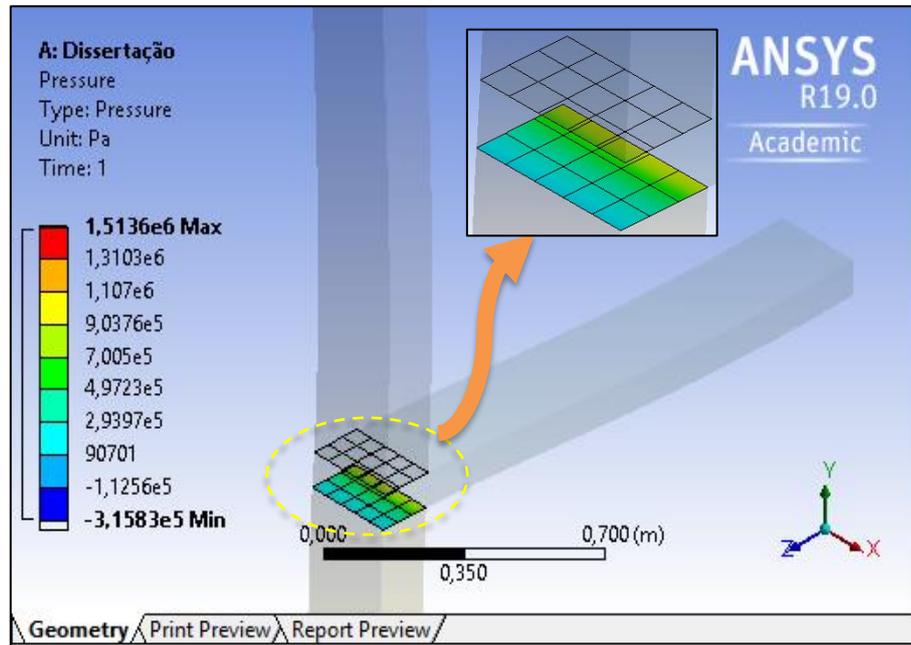


Figura 4.43 – Pressões de contato entre a laje do 7º pavimento (L07) e a parede do 7º pavimento (P07).

A Figura 4.44, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 7º pavimento (L07) sobre a parede do 7º pavimento (P07).

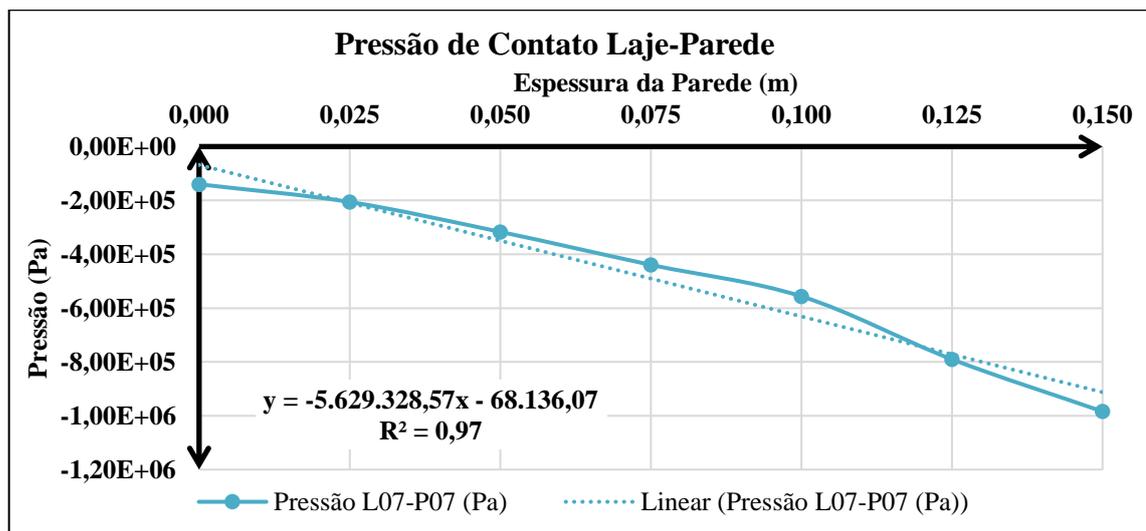


Figura 4.44 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 7º pavimento (L07) e a parede do 7º pavimento (P07).

A Figura 4.45, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 7º pavimento (P07) e a laje do 6º pavimento (L06) no decorrer da espessura da parede.

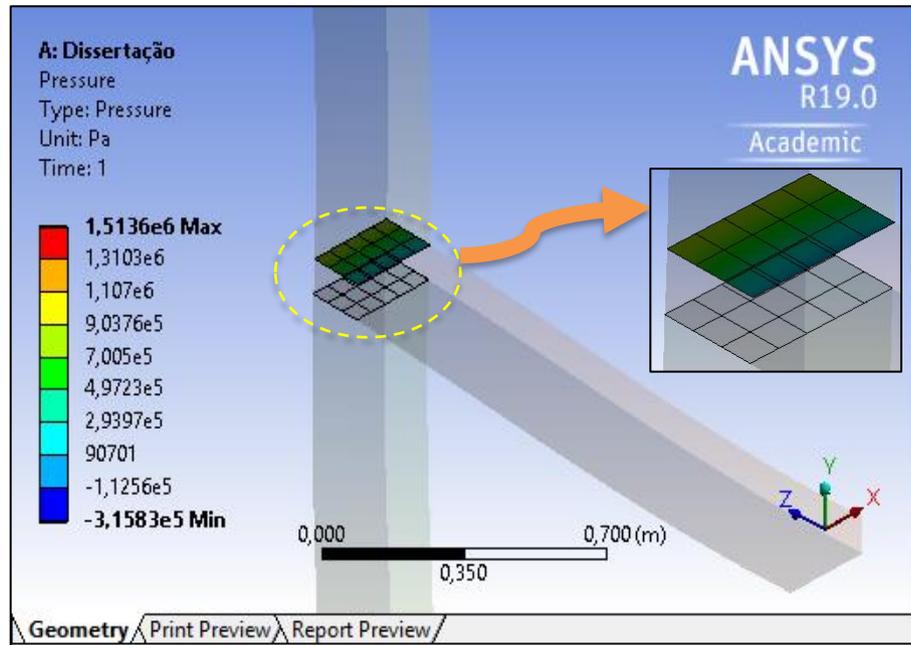


Figura 4.45 – Pressões de contato entre a parede do 7º pavimento (P07) e a laje do 6º pavimento (L06).

A Figura 4.46, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 7º pavimento (P07) sobre a laje do 6º pavimento (L06).

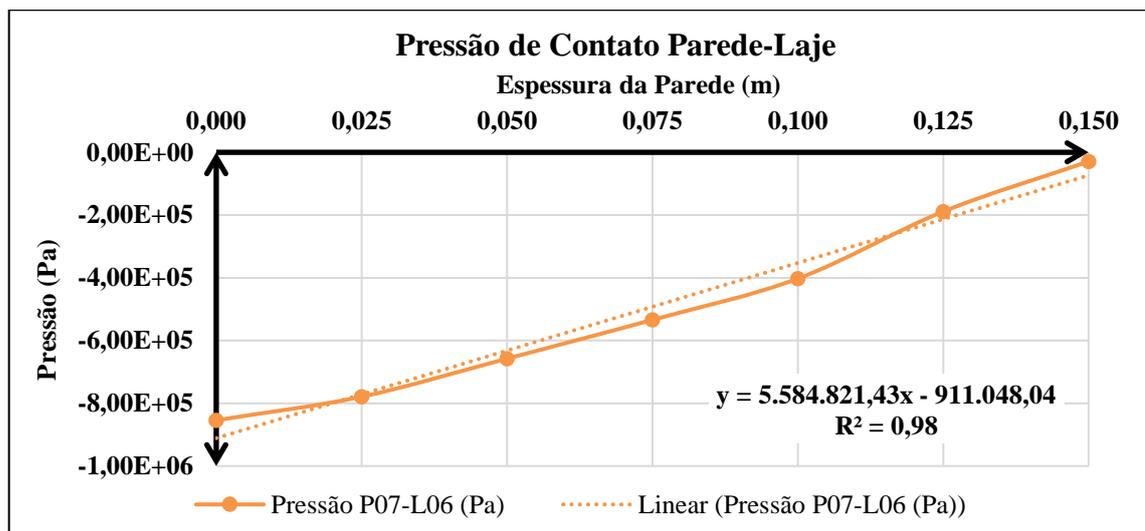


Figura 4.46 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 7º pavimento (P07) e a laje do 6º pavimento (L06).

A Figura 4.47, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 6º pavimento (L06) e a parede do 6º pavimento (P06) no decorrer da espessura da parede.

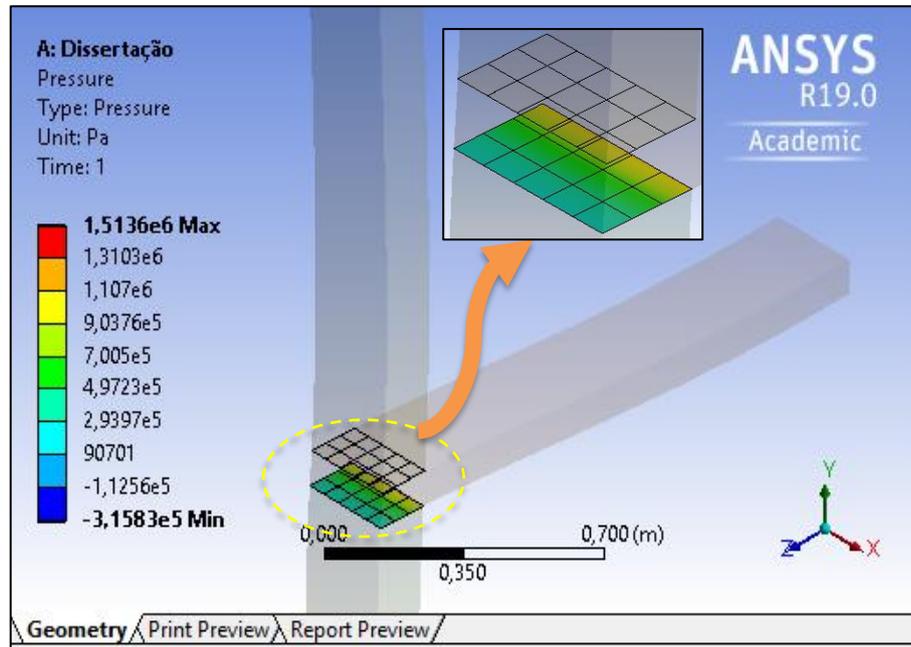


Figura 4.47 – Pressões de contato entre a laje do 6º pavimento (L06) e a parede do 6º pavimento (P06).

A Figura 4.48, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 6º pavimento (L06) sobre a parede do 6º pavimento (P06).

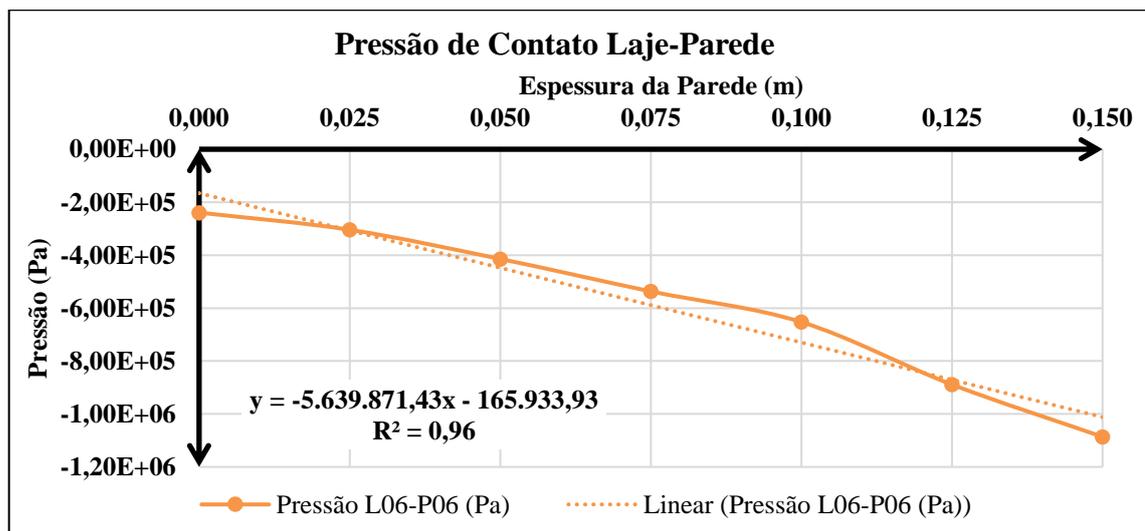


Figura 4.48 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 6º pavimento (L06) e a parede do 6º pavimento (P06).

A Figura 4.49, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 6º pavimento (P06) e a laje do 5º pavimento (L05) no decorrer da espessura da parede.

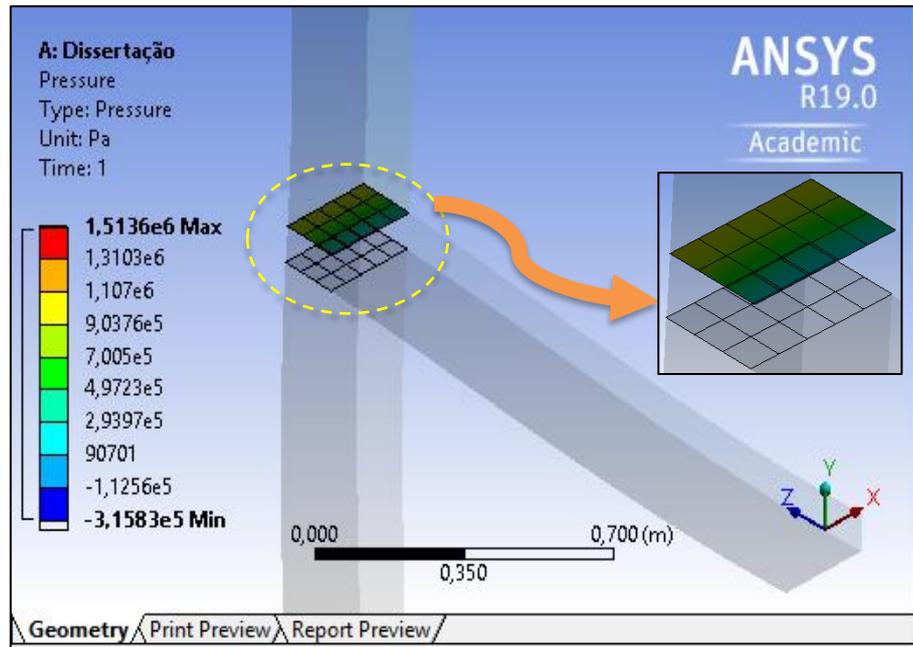


Figura 4.49 – Pressões de contato entre a parede do 6º pavimento (P06) e a laje do 5º pavimento (L05).

A Figura 4.50, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 6º pavimento (P06) sobre a laje do 5º pavimento (L05).

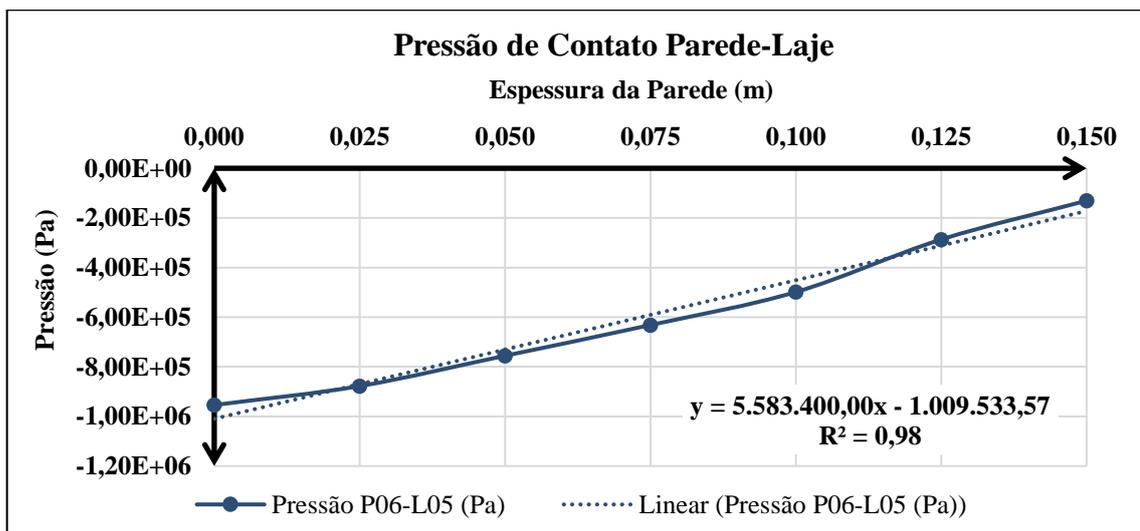


Figura 4.50 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 6º pavimento (P06) e a laje do 5º pavimento (L05).

A Figura 4.51, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 5º pavimento (L05) e a parede do 5º pavimento (P05) no decorrer da espessura da parede.

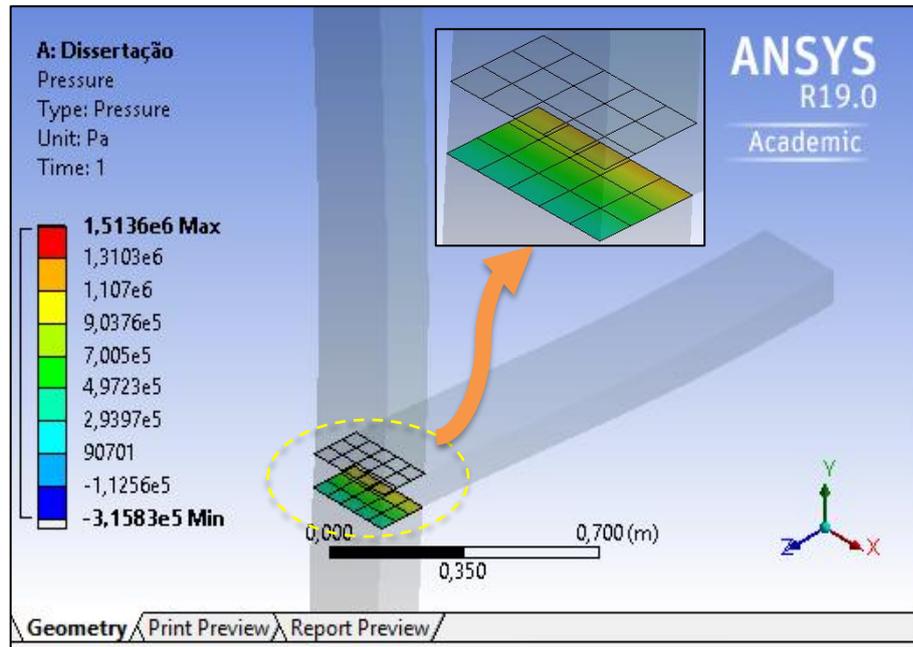


Figura 4.51 – Pressões de contato entre a laje do 5º pavimento (L05) e a parede do 5º pavimento (P05).

A Figura 4.52, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 5º pavimento (L05) sobre a parede do 5º pavimento (P05).

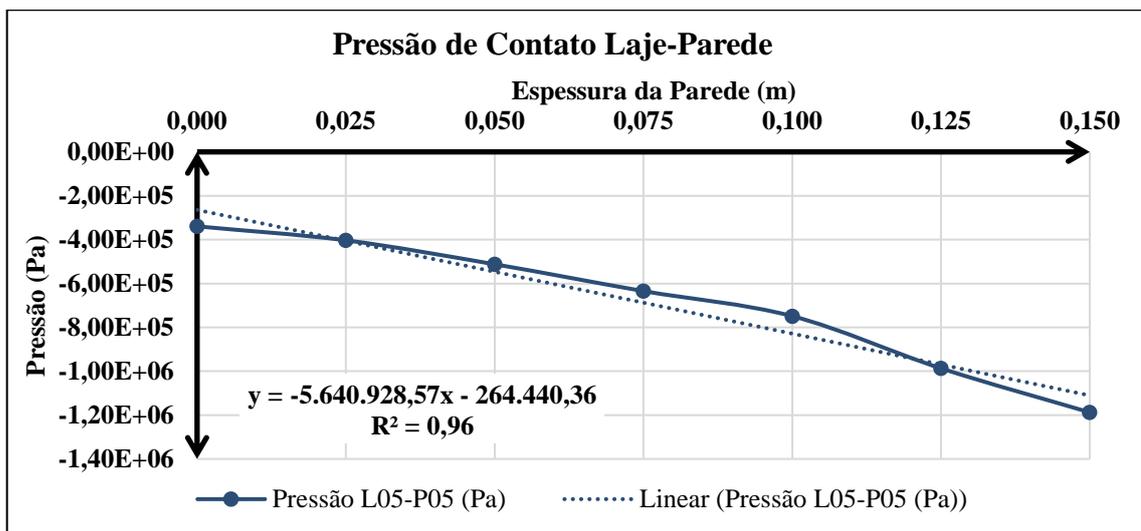


Figura 4.52 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 5º pavimento (L05) e a parede do 5º pavimento (P05).

A Figura 4.53, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 5º pavimento (P05) e a laje do 4º pavimento (L04) no decorrer da espessura da parede.

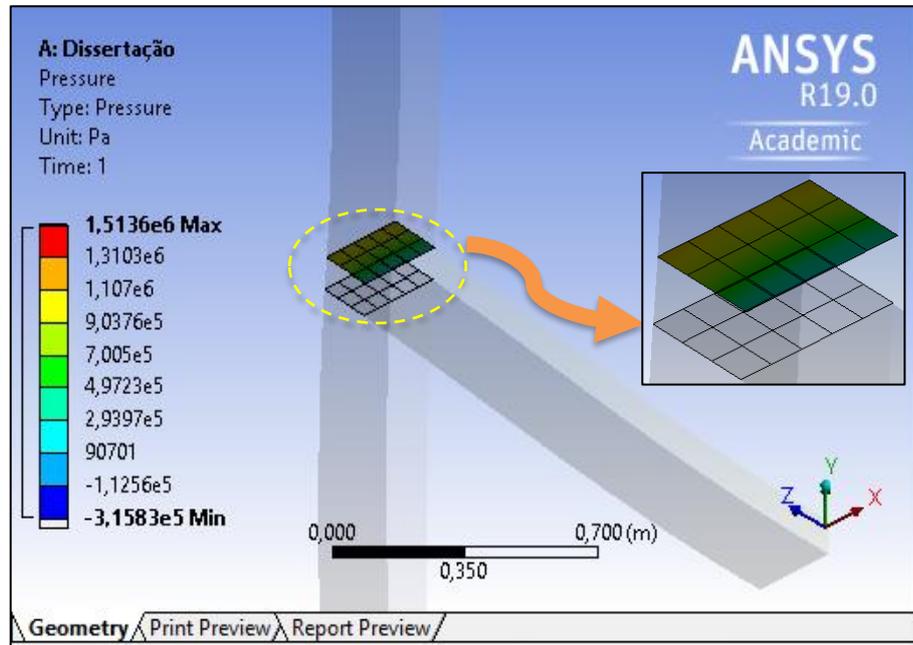


Figura 4.53 – Pressões de contato entre a parede do 5º pavimento (P05) e a laje do 4º pavimento (L04).

A Figura 4.54, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 5º pavimento (P05) sobre a laje do 4º pavimento (L04).

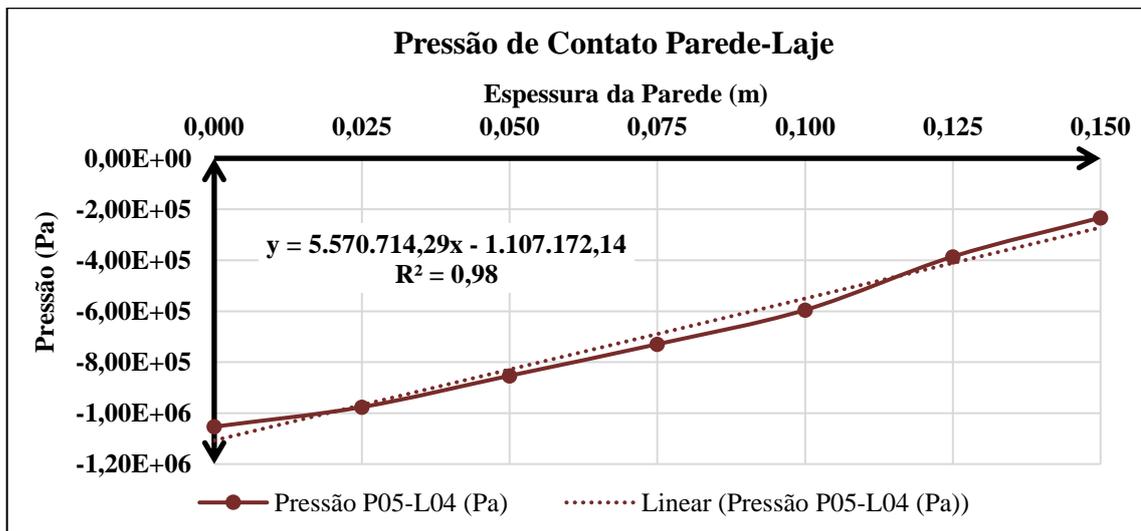


Figura 4.54 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 5º pavimento (P05) e a laje do 4º pavimento (L04).

A Figura 4.55, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 4º pavimento (L04) e a parede do 4º pavimento (P04) no decorrer da espessura da parede.

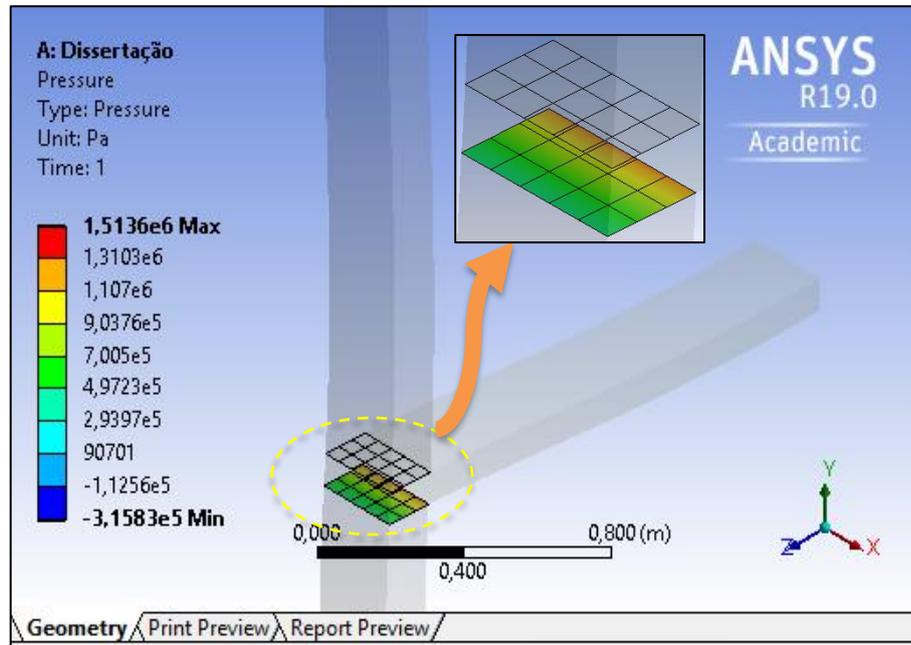


Figura 4.55 – Pressões de contato entre a laje do 4º pavimento (L04) e a parede do 4º pavimento (P04).

A Figura 4.56, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 4º pavimento (L04) sobre a parede do 4º pavimento (P04).

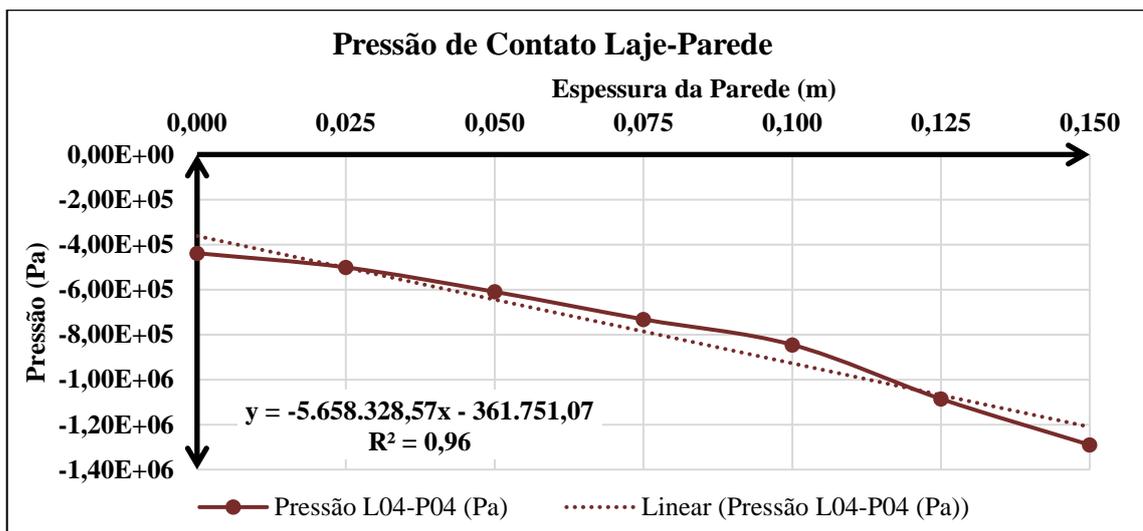


Figura 4.56 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 4º pavimento (L04) e a parede do 4º pavimento (P04).

A Figura 4.57, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 4º pavimento (P04) e a laje do 3º pavimento (L03) no decorrer da espessura da parede.

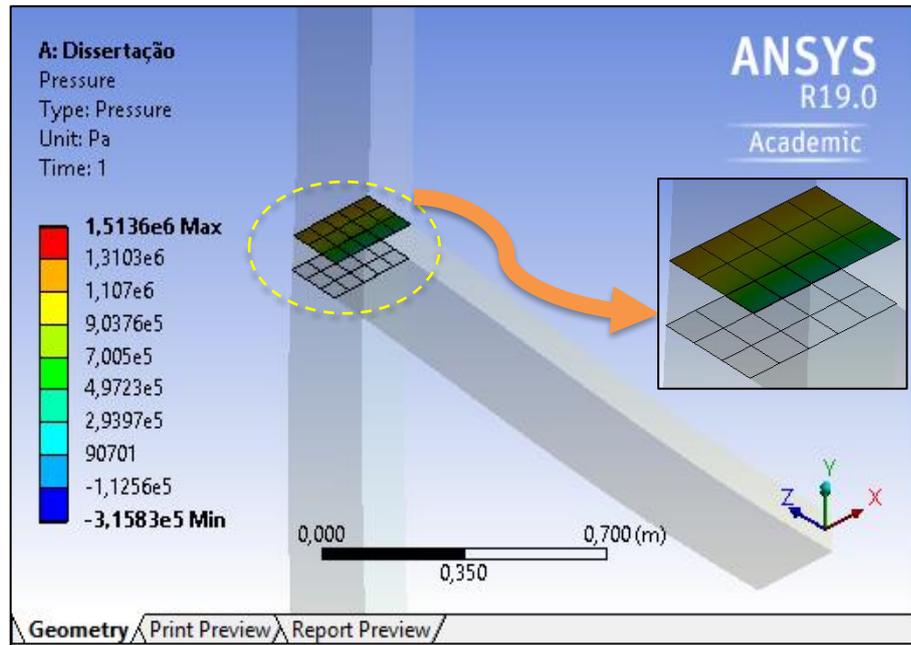


Figura 4.57 – Pressões de contato entre a parede do 4º pavimento (P04) e a laje do 3º pavimento (L03).

A Figura 4.58, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 4º pavimento (P04) sobre a laje do 3º pavimento (L03).

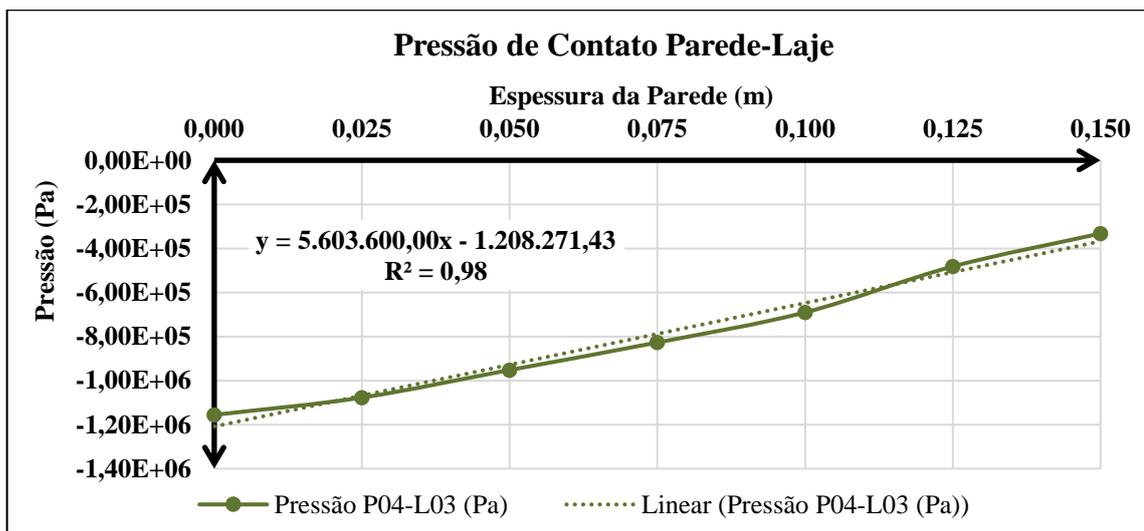


Figura 4.58 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 4º pavimento (P04) e a laje do 3º pavimento (L03).

A Figura 4.59, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 3º pavimento (L03) e a parede do 3º pavimento (P03) no decorrer da espessura da parede.

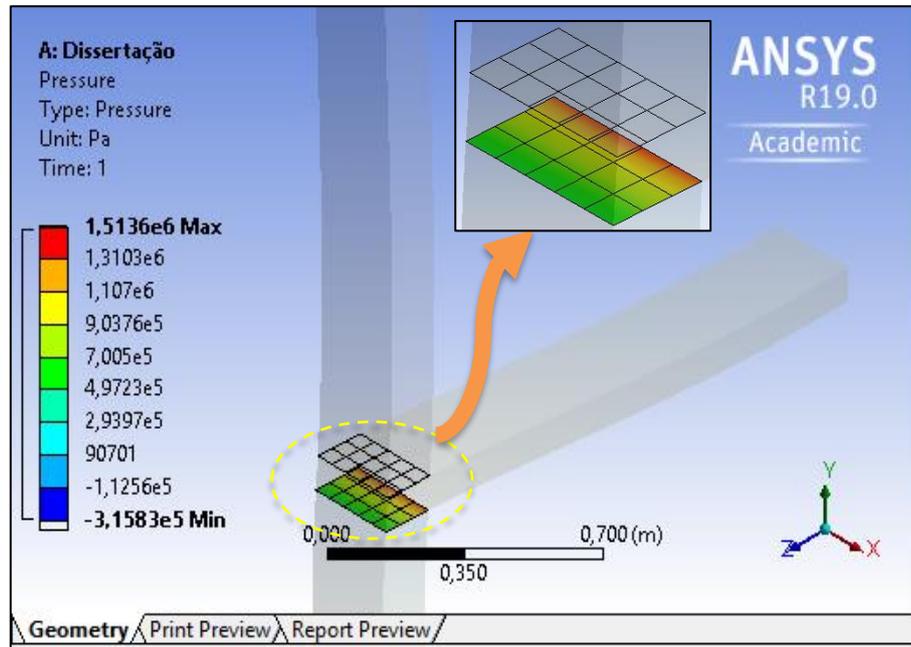


Figura 4.59 – Pressões de contato entre a laje do 3º pavimento (L03) e a parede do 3º pavimento (P03).

A Figura 4.60, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 3º pavimento (L03) sobre a parede do 3º pavimento (P03).

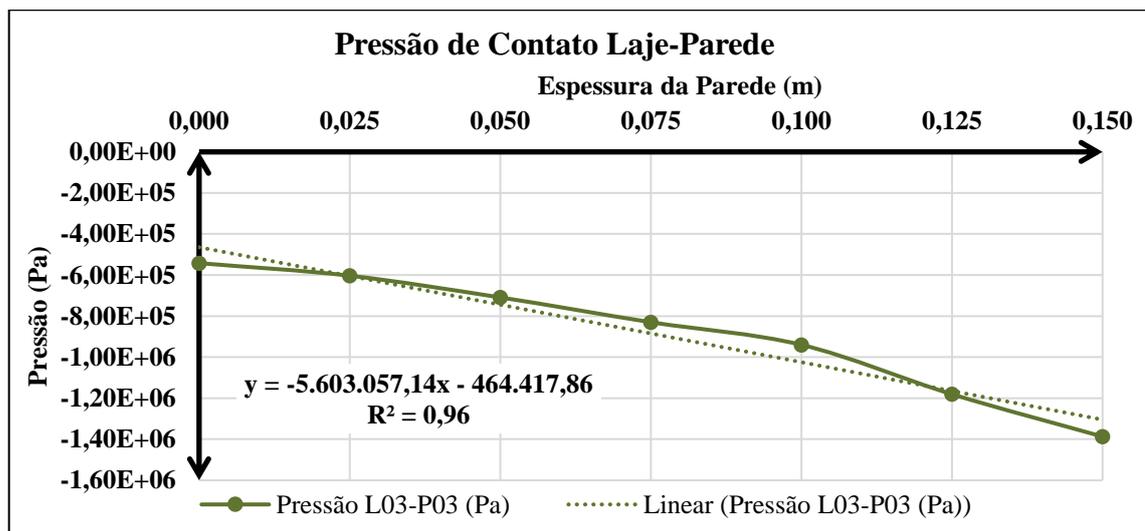


Figura 4.60 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 3º pavimento (L03) e a parede do 3º pavimento (P03).

A Figura 4.61, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 3º pavimento (P03) e a laje do 2º pavimento (L02) no decorrer da espessura da parede.

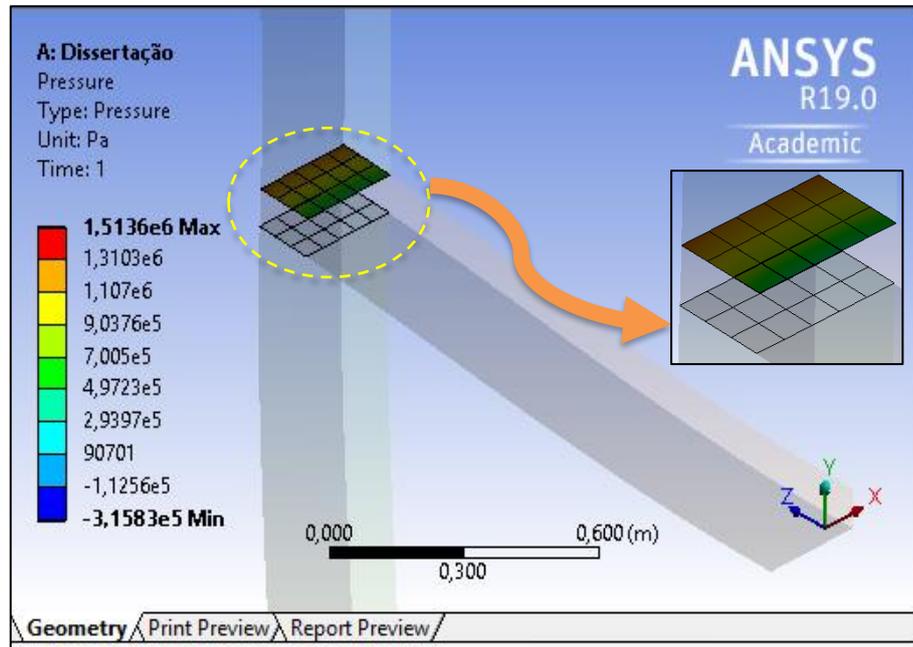


Figura 4.61 – Pressões de contato entre a parede do 3º pavimento (P03) e a laje do 2º pavimento (L02).

A Figura 4.62, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 3º pavimento (P03) sobre a laje do 2º pavimento (L02).

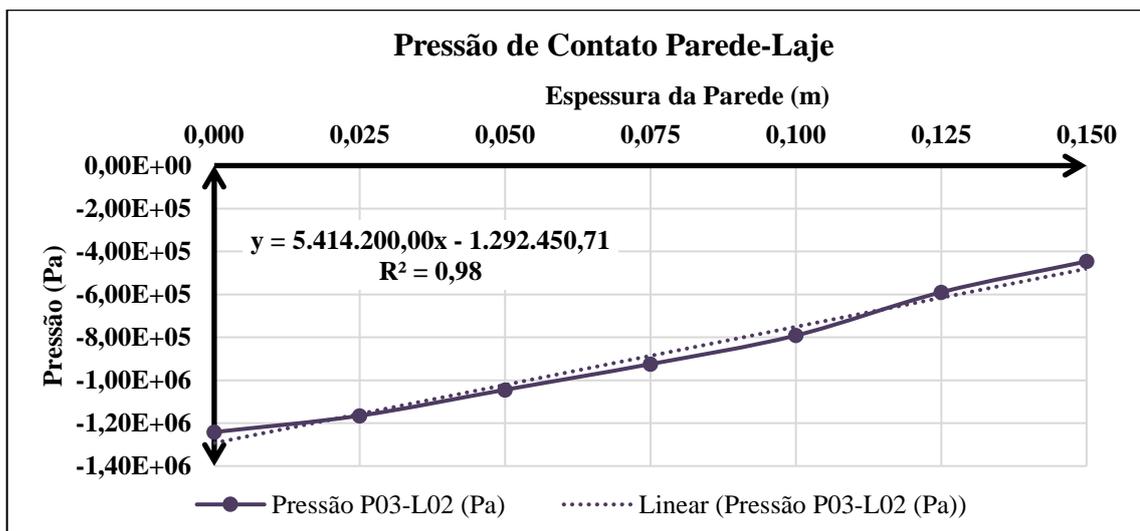


Figura 4.62 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 3º pavimento (P03) e a laje do 2º pavimento (L02).

A Figura 4.63, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02) no decorrer da espessura da parede.

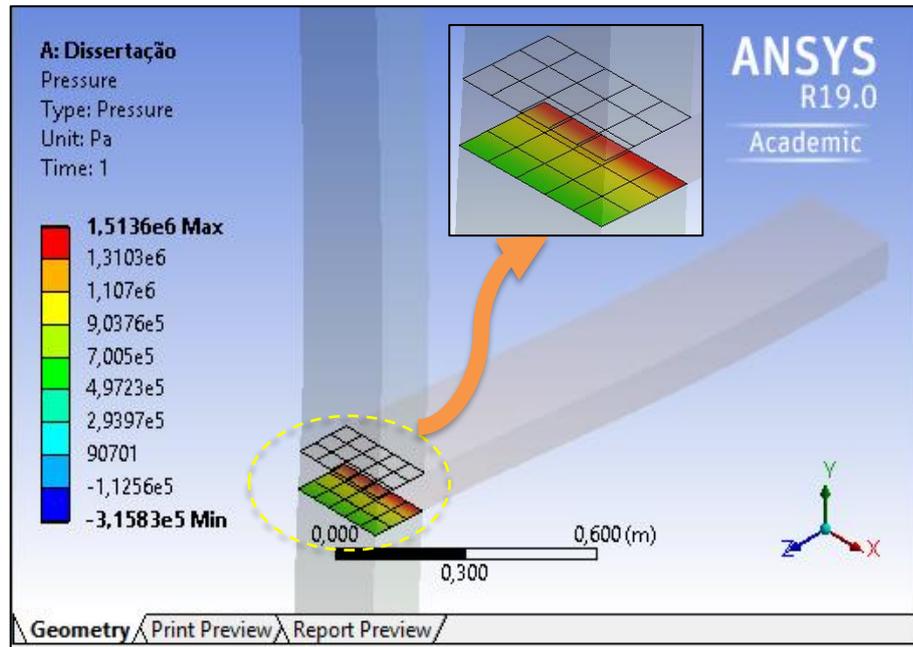


Figura 4.63 – Pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).

A Figura 4.64, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 2º pavimento (L02) sobre a parede do 2º pavimento (P02).

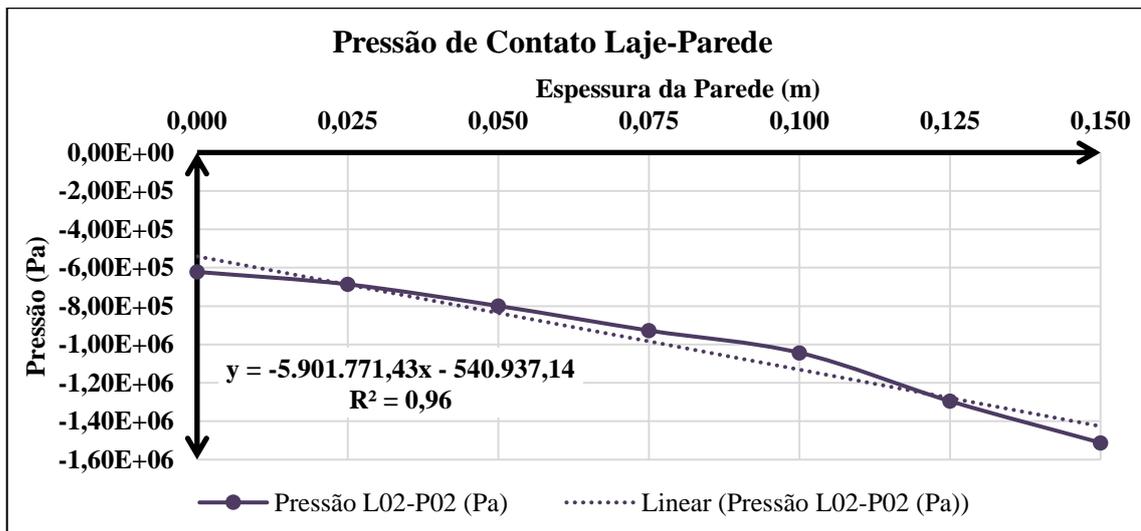


Figura 4.64 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).

A Figura 4.65, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a parede do 2º pavimento (P02) e a laje do 1º pavimento (L01) no decorrer da espessura da parede.

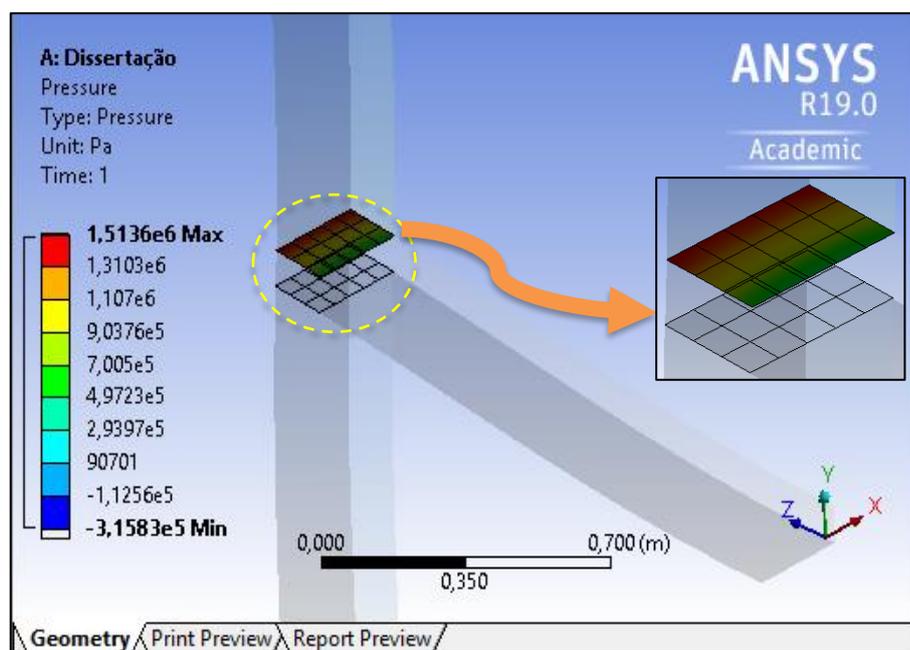


Figura 4.65 – Pressões de contato entre a parede do 2º pavimento (P02) e a laje do 1º pavimento (L01).

A Figura 4.66, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a parede do 2º pavimento (P02) sobre a laje do 1º pavimento (L01).

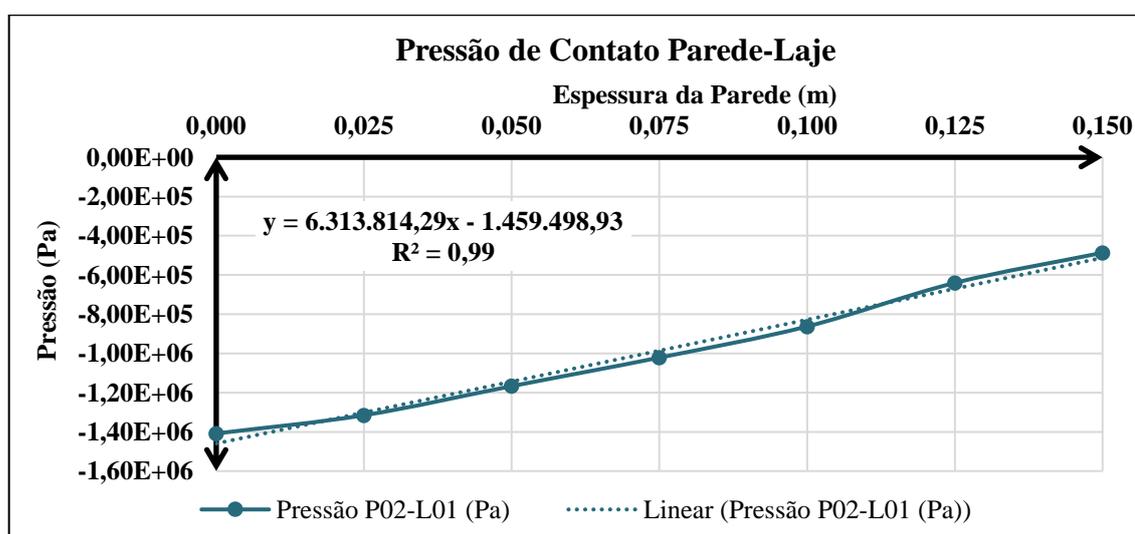


Figura 4.66 – Diagrama de pressões de contato entre a parede do 2º pavimento (P02) e a laje do 1º pavimento (L01).

A Figura 4.67, abaixo, mostra um diagrama de pressões no contato entre a laje do 1º pavimento (L01) e a parede do 1º pavimento (P01) no decorrer da espessura da parede.

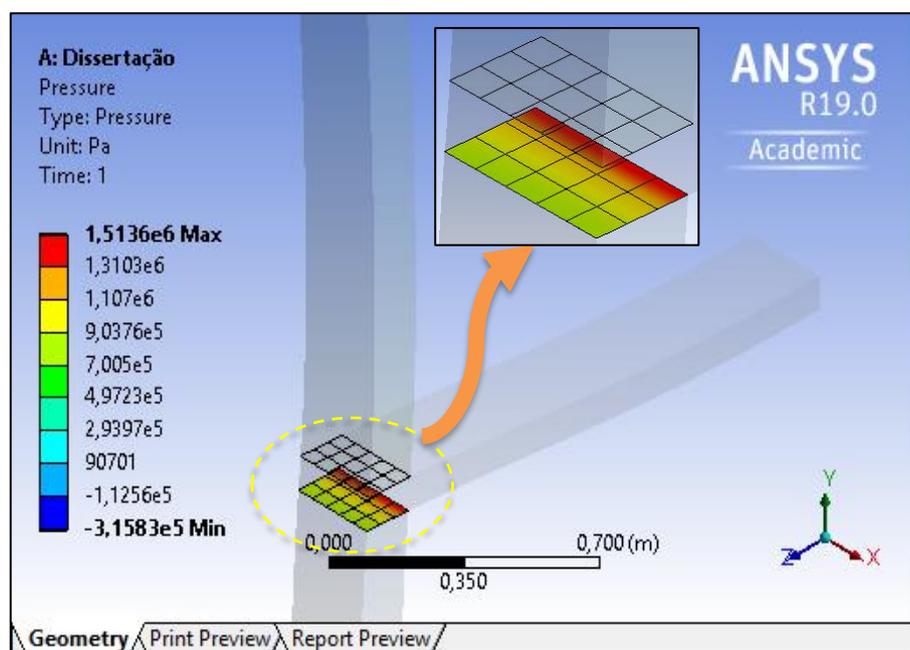


Figura 4.67 – Pressões de contato entre a laje do 2º pavimento (L02) e a parede do 2º pavimento (P02).

A Figura 4.68, abaixo, mostra um diagrama para as pressões no decorrer da espessura da parede envolvendo a laje do 1º pavimento (L01) sobre a parede do 1º pavimento (P01).

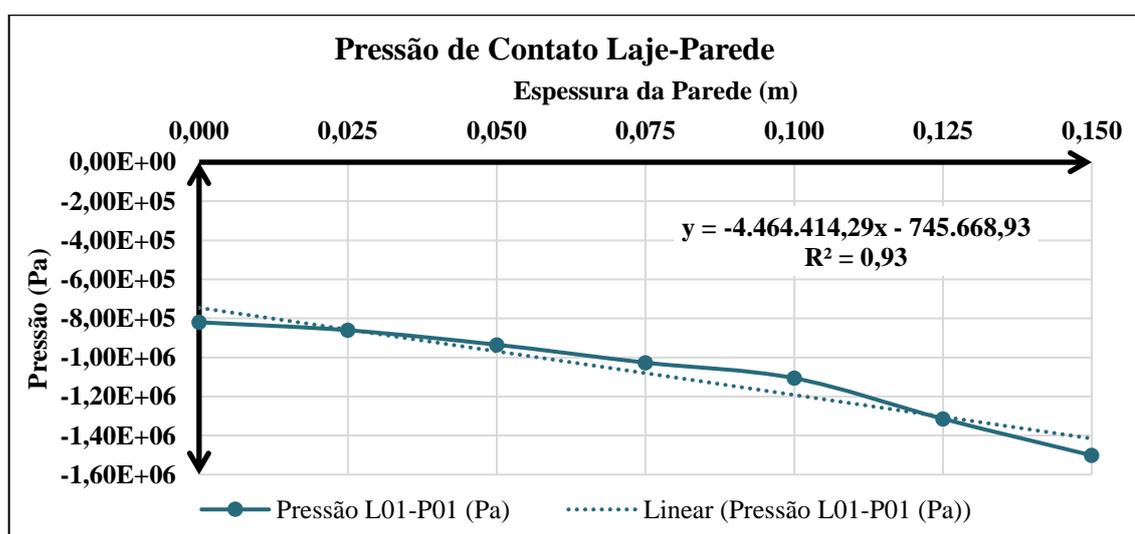


Figura 4.68 – Diagrama de pressões de contato entre a laje do 1º pavimento (L01) e a parede do 1º pavimento (P01).

Os resultados de cálculos dos momentos fletores para os diferentes pavimentos podem ser resumidos no Quadro 4.1 a seguir:

Pavimentos	Pressão ^a		Força Result. (F _r) – kN/m	Posição de aplicação (x _r) – cm	Excentric. (e) – cm	Momento Fletor (M _r) – kN.m/m
	Externa (σ _{ext}) x = 0,00 m - Pa	Interna (σ _{int}) x = 0,15 m - Pa				
PLT – L11	17.606,36	14.619,50	3,12	7,63	0,13	0,004
L11 – P11	0,00 ^b	449.070,00	11,23	13,33	5,83	0,655
P11 – L10	457.865,71	-260.334,29	14,81	1,59	5,91	0,875
L10 – P10	-266.341,41	654.337,76	29,10	13,43	5,93	1,725
P10 – L09	628.916,07	-236.487,50	29,43	1,99	5,51	1,622
L09 – P09	-120.634,29	707.159,14	43,99	11,03	3,53	1,553
P09 – L08	712.158,14	-122.079,25	44,26	3,97	3,53	1,562
L08 – P08	-32.084,50	815.515,36	58,76	10,20	2,70	1,587
P08 – L07	813.458,46	-26.289,33	59,04	4,83	2,67	1,576
L07 – P07	68.136,07	912.535,36	73,55	9,65	2,15	1,581
P07 – L06	911.048,04	73.324,83	73,83	5,37	2,13	1,573
L06 – P06	165.933,93	1.011.914,64	88,34	9,29	1,79	1,581
P06 – L05	1.009.533,57	172.023,57	88,62	5,73	1,77	1,569
L05 – P05	264.440,36	1.110.579,65	103,13	9,04	1,54	1,588
P05 – L04	1.107.172,14	271.565,00	103,41	5,98	1,52	1,572
L04 – P04	361.751,07	1.210.500,36	117,92	8,85	1,35	1,592
P04 – L03	1.208.271,43	367.731,43	118,20	6,17	1,33	1,572
L03 – P03	464.417,86	1.304.876,43	132,70	8,69	1,19	1,579
P03 – L02	1.292.450,71	480.320,71	132,96	6,35	1,15	1,529
L02 – P02	540.937,14	1.426.202,85	147,54	8,63	1,13	1,667
P02 – L01	1.459.498,93	512.426,78	147,89	6,30	1,20	1,775
L01 – P01	745.668,93	1.415.331,07	162,08	8,27	0,77	1,248

^a pressões negativas indicam tração e pressões positivas indicam compressão.
^b devido ao descolamento da laje em relação a parede do pavimento inferior não há pressão na face externa.

Quadro 4.1 – Momentos fletores calculados através dos diagramas de pressão obtidos com o *software* ANSYS

WORKBENCH.

5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo é exibida a análise dos resultados apresentados no capítulo anterior, fazendo comparações entre os resultados dos modelos analíticos e os obtidos através de modelagem computacional.

Após efetuar o cálculo dos momentos fletores gerados pelas reações das lajes apoiadas sobre paredes de alvenaria e obter o valor das excentricidades que estas reações apresentam em relação ao eixo da parede, foi possível resumir todos os resultados em quadros e, a partir destes, efetuar uma análise sobre as implicações determinadas. Para a obtenção dos resultados foram utilizados três métodos sendo estes a Regra dos 5%, presente na norma DIN 1053-1, o método do anexo C do Eurocode 6 e a modelagem de uma estrutura, com as mesmas características da situação analisada pelos métodos iniciais, através do *software* ANSYS WORKBENCH.

Como resultado comum aos três métodos é possível destacar o valor do momento fletor no topo e na base da parede de alvenaria de cada pavimento. Os Quadros 5.1 e 5.2, a seguir, mostram os valores obtidos com as três abordagens, no topo e na base das paredes respectivamente.

Pavimento Analisado	Momento Fletor no Topo (kN.m/m)		
	Regra dos 5% – DIN 1053-1	Anexo C – Eurocode 6	ANSYS WORKBENCH
Platibanda	-	-	-
11º Pavimento	0,402	2,157	0,655
10º Pavimento	0,307	1,441	1,725
9º Pavimento	0,307	1,326	1,553
8º Pavimento	0,307	1,326	1,587
7º Pavimento	0,307	1,326	1,581
6º Pavimento	0,307	1,326	1,581
5º Pavimento	0,307	1,326	1,588
4º Pavimento	0,307	1,326	1,592
3º Pavimento	0,307	1,326	1,579
2º Pavimento	0,307	1,357	1,667
1º Pavimento	0,307	1,260	1,248

Quadro 5.1 – Valores de momentos fletores obtidos no topo das paredes pelos três métodos.

Pavimento Analisado	Momento Fletor na Base (kN.m/m)		
	Regra dos 5% – DIN 1053-1	Anexo C – Eurocode 6	ANSYS WORKBENCH
Platibanda	0,248	-	0,004
11° Pavimento	0,307	1,326	0,875
10° Pavimento	0,307	1,326	1,622
9° Pavimento	0,307	1,326	1,562
8° Pavimento	0,307	1,326	1,576
7° Pavimento	0,307	1,326	1,573
6° Pavimento	0,307	1,326	1,569
5° Pavimento	0,307	1,326	1,572
4° Pavimento	0,307	1,326	1,572
3° Pavimento	0,307	1,326	1,522
2° Pavimento	0,307	1,326	1,775
1° Pavimento	0,307	1,290	0,692 ^a

^a valor obtido através das reações no apoio da estrutura modelada indicada no item 4.4.1.

Quadro 5.2 – Valores de momentos fletores obtidos na base das paredes pelos três métodos.

A aplicação das três abordagens para o cálculo dos momentos resultando da excentricidade das reações das lajes em relação ao centroide das paredes conduziu as seguintes considerações. Para o caso da Regra dos 5% da norma DIN 1053-1, todos os pavimentos tipos apresentam um mesmo valor de momento (0,307 kN.m/m) enquanto o pavimento de cobertura acusa um valor diferente (0,402 kN.m/m). Três parâmetros explicam a diferença de valor para a laje da cobertura: as cargas diferentes da laje da cobertura, o limite de consideração do valor da excentricidade para a laje da cobertura ($\leq t/3$) e a altura da parede acima do nó (platibanda) que é diferente do pé-direito dos pavimentos tipo. Nos outros pavimentos, onde a excentricidade possui o mesmo valor, a carga proveniente da laje adjacente é a mesma para todos os pisos (por se tratar de pavimentos tipo) assim como o pé-direito serem.

No caso do anexo C do Eurocode 6 [5], os momentos fletores mostram variação nos dois últimos pavimentos e no primeiro. Nessa abordagem os parâmetros que influenciam os valores compreendem a carga da laje, o pé-direito como no caso anterior e, além disso, as condições de vinculação parede-laje (rótula ou engaste) com os elementos estruturais adjacentes. Nos dois últimos pavimentos todos os parâmetros mencionados têm valores diferentes entre si e em relação ao pavimento tipo para os lances de paredes envolvidos no cálculo. O primeiro

pavimento tem pé-direito diferente dos pavimentos tipo enquanto as cargas de laje e as condições de vinculação são iguais, mostrando o peso do pé-direito no valor calculado. Nos outros pavimentos, todas as características assumem os mesmos valores, daí o valor constante de momento.

De uma maneira geral, os resultados da análise com o programa ANSYS WORKBENCH mostra uma tendência semelhante aos resultados da abordagem com o anexo C. O primeiro e os dois últimos pavimentos mostram resultados diferentes do valor do pavimento que é praticamente constante. Atribui-se a oscilação dos valores dos momentos dos pavimentos tipos ao processo de integração que depende da curva de tendência adotada. Uma observação importante é a magnitude dos valores que, no geral, se comportam como a média simples dos valores das outras duas abordagens. A diferença que se observa nos valores da laje da cobertura se explica porque, na modelagem, a laje tem um contato com atrito com a parede, condição diferente dos demais pavimentos onde a ligação é um engaste.

A análise realizada com o *software* ANSYS WORKBENCH também possibilitou a visualização do comportamento das tensões de contato entre os elementos parede-laje e laje parede. A evolução das pressões, de acordo com o aumento da carga vertical acumulada entre pavimentos e a redução da excentricidade das cargas resultantes em relação ao eixo da parede, pode ser melhor visualizada conforme as Figuras 5.1 e 5.2 que trazem o conjunto de diagramas de tensões ao longo da espessura da parede para o contato entre lajes-paredes e paredes-lajes, respectivamente.

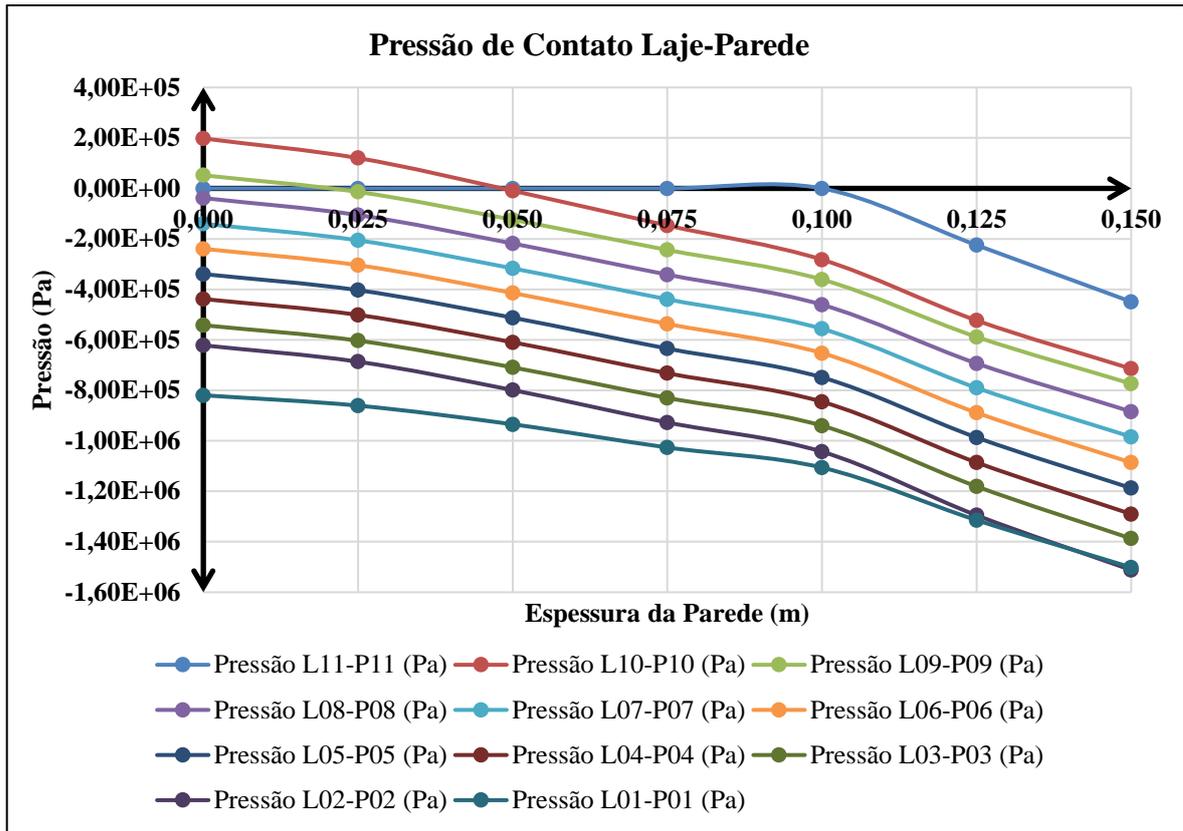


Figura 5.1 – Diagramas de tensões de contato entre a lajes e paredes para todos os pavimentos.

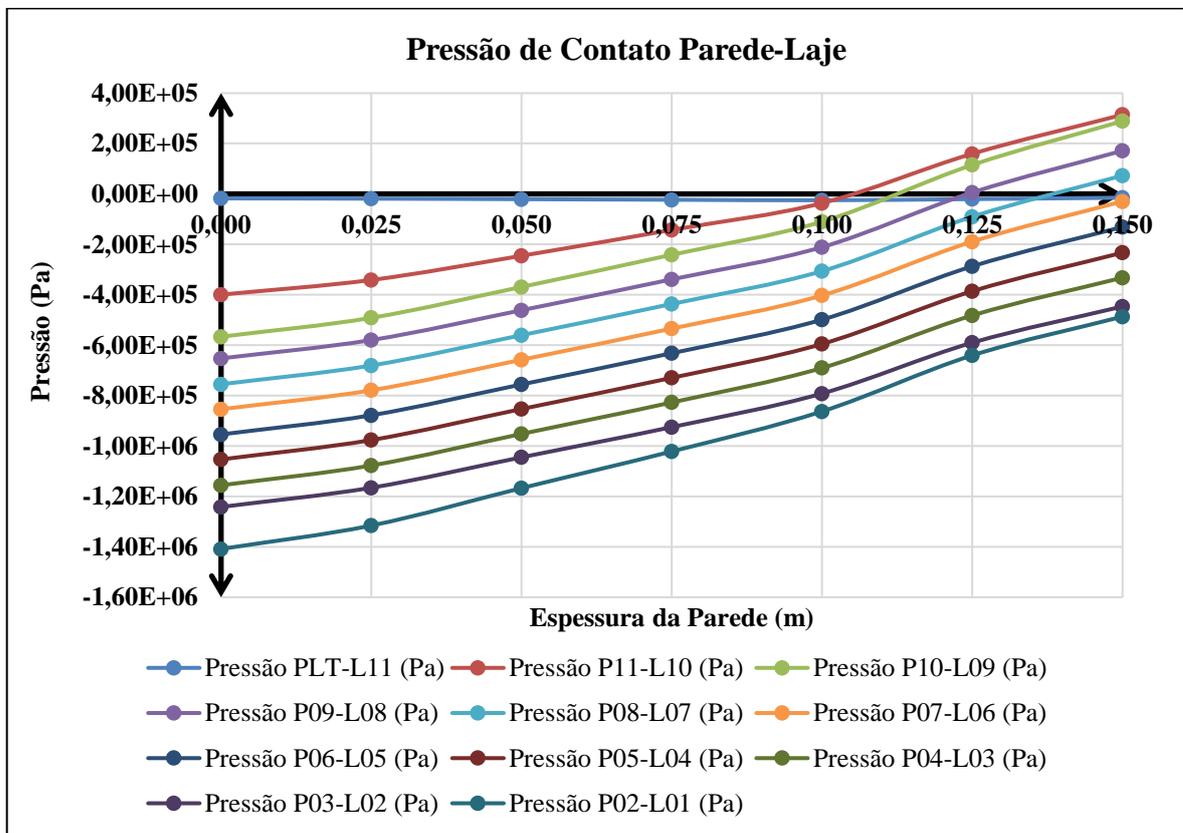


Figura 5.2 – Diagramas de tensões de contato entre a paredes e lajes para todos os pavimentos.

Analisando o diagrama indicado na Figura 5.1 é possível verificar a evolução das cargas verticais do último (11º pavimento) ao primeiro pavimento, que as tensões de compressão vão aumentando e que as tensões de tração, existentes nos últimos pavimentos, vai diminuindo. A primeira linha (Pressão L11-P11) do diagrama de contato entre lajes e paredes apresenta um comportamento diferente das demais, devido a ligação entre a laje da cobertura (L11) e a parede do último pavimento (P11) que foi definida como *Frictional*, ou seja, com um coeficiente de atrito entre os elementos e com liberdade de rotacionar em torno do topo da parede. Já para as demais linhas observa-se um comportamento quase linear, onde para os dois pavimentos seguintes (10º e 9º) é possível observar tensões de tração próximas da face externa ($x = 0,000$ m). Essas tensões deixam de existir nos demais pavimentos, passando a atuar sobre a parede apenas tensões de compressão, sempre com maior intensidade na face interna ($x = 0,150$ m) da parede resultante em uma força resultante além do eixo da parede ($x > 0,075$ m) e, por consequência, um momento fletor no sentido horário no topo das paredes.

Para o diagrama mostrado na Figura 5.2 é admissível considerar que as tensões de contato entre paredes e lajes, assim como verificado no caso de lajes sobre paredes, vai aumentando do último ao primeiro pavimento. Nota-se, no entanto, um comportamento diferente para a primeira linha (PLT-L11) que traz o contato entre a platibanda existente na estrutura e a laje da cobertura. Conforme já dito, esta laje não está totalmente ligada (*Bonded*) à parede inferior (P11) enquanto a platibanda (PLT), esta sim, está completamente ligada à laje (L11). Por ser uma parede com apenas 1,20 m de altura e estar ligada à laje, esta vai seguir as deformações impostas pela laje e manterá seu contato praticamente constante, como, de fato, mostra a linha representativa na Figura 5.2. As demais linhas que indicam o comportamento das tensões de contato entre paredes e lajes nos demais pavimentos da estrutura apresentam, assim como no caso de tensões entre lajes e paredes, comportamento quase linear, proporcionando tensões de maior intensidade na face externa da parede ($x = 0,000$ m), e em alguns casos, como nos últimos pavimentos, tensões de tração na face interna ($x = 0,150$ m). Essas tensões de tração deixam de existir depois da carga vertical acumular e, desta forma, aplicar toda a tensão de contato de maneira a comprimir a região. Devido a maior intensidade de tensões estarem acontecendo na face externa, essa condição gera uma força resultante fora do eixo da parede antes do seu centro ($x < 0,075$ m), resultando em momentos fletores no sentido anti-horário na base das paredes.

Verificou-se a evolução das excentricidades de aplicação das cargas em cada encontro de parede-laje e laje parede, estas excentricidades apresentaram uma tendência a reduzir o seu

valor à medida que a carga acumulada aumentava. As Figuras 5.3 e 5.4 abaixo mostram essa evolução.

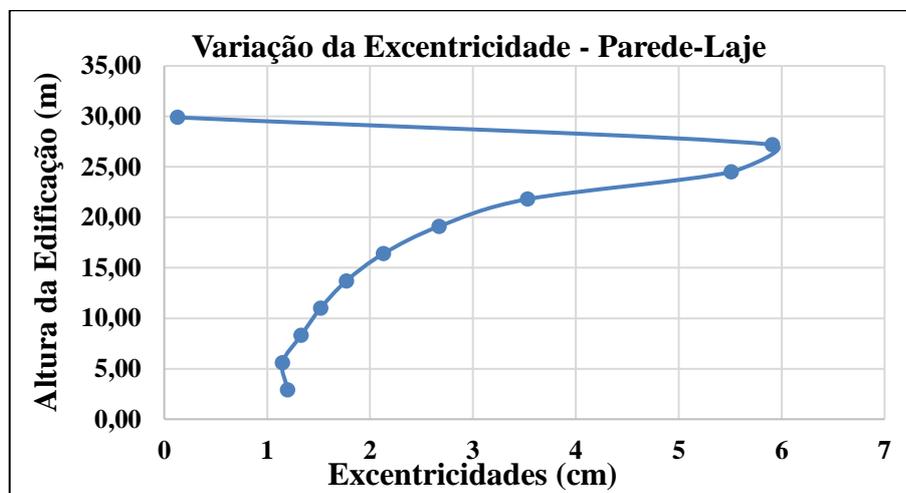


Figura 5.4 – Variação da excentricidade da aplicação das cargas no encontro parede-laje ao longo da altura da edificação.

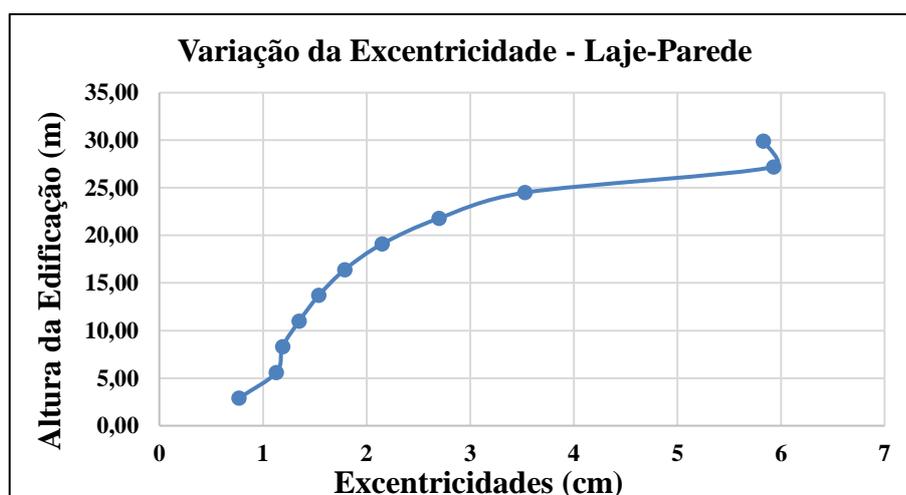


Figura 5.3 – Variação da excentricidade da aplicação das cargas no encontro parede-laje ao longo da altura da edificação.

Outros resultados foram apresentados com a modelagem computacional entre os quais a deformação direcional no eixo Z o que mostrou que, mesmo com a atuação das cargas acumuladas de um pavimento para o outro de maneira excêntrica, não resultou em deslocamentos que pudessem desenvolver problemas na fachada ou internamente. Os valores de deslocamentos obtidos para os pavimentos tipo foram de, aproximadamente, 0,025 cm enquanto o deslocamento maior ocorreu na platibanda com um valor aproximado de 0,300 cm. Lembrando que nesse trabalho não estão sendo consideradas ações de vento sobre a estrutura o que certamente elevaria os valores de deslocamentos obtidos.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo principal realizar um diagnóstico da ligação entre lajes, paredes e vigas em uma edificação de alvenaria estrutural, para isso foi feito um estudo de caso utilizando uma estrutura real que fora dimensionada a partir das normas nacionais vigentes e, portanto, constatada a não verificação de momentos fletores atuantes no plano das paredes de alvenaria, devido às reações de lajes que, apoiadas sobre as paredes, transmitem suas cargas de maneira excêntrica. Dessa forma foi feito um estudo, baseado em normas internacionais que adotam a verificação destes momentos fletores, e foram obtidos os valores de momentos fletores que atuam no plano da parede em cada pavimento.

As normas brasileiras, responsáveis pelo dimensionamento de obras em alvenaria estrutural, não calculam estes momentos fletores decorrentes da reação da laje sobre a parede. De maneira mais prática e direta as normas nacionais, responsáveis pelo dimensionamento de estrutural em alvenaria estrutural, consideram coeficientes redutores para o cálculo da resistência das paredes ponderando apenas o índice de esbeltez de cada elevação.

Atualmente, ao dimensionar uma estrutura de alvenaria estrutural utilizando as normas vigentes no país, considera-se um acúmulo das cargas verticais ao longo de toda estrutura e transfere-se este valor acumulado para os elementos de suporte na base, que podem ser uma estrutura de concreto armado composta por vigas de baldrame ou por uma estrutura composta por pilotis. Ainda, deve-se levar em consideração os esforços provenientes da ação do vento sobre a estrutura que, de acordo com as normas vigorantes, são absorvidos por paredes de contraventamento na direção de atuação do vento. Entretanto, as paredes transversais, em relação à ação do vento, não são responsabilizadas por absorverem esses esforços gerados, sendo estas limitadas por dimensões indicadas em norma, enquanto as paredes de contraventamento são dimensionadas a flexo-compressão e flexo-tração. A ação do vento, acumulada na base da torre de alvenaria, é transferida como carga horizontal que é aplicada no embasamento, gerando, a partir desse ponto, momentos fletores em pilares, no caso de um embasamento formado por pilotis, ou apenas como cargas horizontais aplicadas nas fundações, caso seja um embasamento direto em vigas de baldrame.

As normas internacionais existentes adotam, de maneira diferente das normas nacionais, a consideração das cargas provenientes da reação da laje sobre as paredes de alvenaria. A excentricidade existente entre o ponto de aplicação da carga de reação das lajes e o eixo das paredes de alvenaria é calculado, e juntamente com o valor da reação calcula-se o momento fletor que atua tanto no topo da elevação quanto na base da mesma. Esse momento fletor, entretanto, não acumula e sim apresenta alternância entre as extremidades da parede, tracionando a parte externa no topo e a parte interna na base. Sendo assim, a excentricidade da carga de reação da laje apresenta cuidados a serem considerados apenas em cada pavimento, não gerando motivos de preocupação em relação as vigas de transição, pois o momento fletor proveniente da excentricidade da carga de reação da laje sobre a parede, que irá atuar como momento torçor na viga de transição, será resultado apenas do pavimento logo acima desta viga e não um valor acumulado de toda a estrutura como havia sido estimado no início deste trabalho.

O valor do momento fletor obtido em cada método analisado neste trabalho, junto à base da parede de alvenaria no primeiro pavimento, que atuará como momento torçor na viga de transição pertencente ao embasamento de concreto armado, apresenta valores que, em conjunto com os demais esforços utilizados para o dimensionamento destas vigas, não corrobora para a modificação das armaduras já dimensionadas desconsiderando este momento torçor. Seguindo a Regra dos 5% da norma DIN 1053-1 foi obtido junto à base da parede do primeiro pavimento um valor de momento fletor de 0,307 kN.m/m, já de acordo com o método de cálculo da norma europeia Eurocode 6 obteve-se um valor de 1,290 kN.m/m. Estes valores, obtidos analiticamente através das normas indicadas, se comparados com os demais esforços utilizados para dimensionamento da viga de transição em estudo, indicados na Figura 4.9, mostra que os valores não interfeririam no dimensionamento já adotado.

A análise computacional realizada com o auxílio do *software* ANSYS WORKBENCH, de maneira a reproduzir a estrutura real em estudo e considerando uma parede de fachada, revelou que a laje apoiada sobre as paredes de alvenaria ou as paredes apoiadas sobre as lajes, apresenta de fato, uma transmissão de sua carga de reação de forma alternada através dos diagramas de pressão obtidos na região de contato entre os elementos. Conforme indicam as figuras representadas no item 4.4.4, as pressões de contato entre parede-laje e laje-parede variam e foi possível obter as excentricidades negativas (no sentido da face externa da parede), no caso de paredes sobre lajes, as excentricidades positivas (no sentido da face interna da parede) para a situação de lajes sobre paredes e as cargas atuantes em cada região.

Observou-se que a medida que a carga vertical acumula do pavimento superior em direção aos inferiores, a excentricidade da reação vai reduzindo e aproxima-se do eixo da parede. Enquanto a carga acumula tanto das paredes quanto das lajes, considerando o peso próprio dos elementos envolvidos e a ação de cargas permanentes e variáveis envolvidas no cálculo, gerando ao fim momentos fletores com valores bem próximos ou, por algumas vezes, iguais em diversos pavimentos, conforme mostra o Quadro 5.2. No mesmo quadro é possível observar o valor obtido junto à base da parede do primeiro pavimento cujo valor foi de 0,692 kN.m/m, esse valor encontrado situa-se entre os valores obtidos pelos dois métodos analíticos das normas internacionais adotadas, confirmando a modelagem e as considerações apontados sobre os dois métodos analíticos já concluídos.

De posse de todos estes resultados, é possível concluir que, de fato, os momentos fletores gerados devido à excentricidade das reações das lajes sobre as paredes de alvenaria não interferem no dimensionamento dos elementos estruturais utilizados no embasamento das obras de alvenaria, podendo estes serem vigas de baldrame ou vigas que compõem pórticos formados em um pavimento de pilotis. A carga vertical acumulada das paredes e reações das lajes forma o conjunto de ações principais que geram esforços de momento fletor e cortante que serão preponderantes no dimensionamento destas vigas.

Como sugestões para trabalhos futuros na linha dessa dissertação pode-se citar:

- a) efetuar a modelagem de uma estrutura mais próxima da estrutura real, utilizando o *software* ANSYS WORKBENCH e buscar obter valores mais próximos aos obtido através do *software* CAD/TQS;
- b) realizar estudos sobre todos os tipos de contatos existentes que possam afetar o comportamento da estrutura e verificar possíveis alterações nos resultados obtidos neste trabalho;
- c) efetuar uma análise das tensões de tração existentes nas faces de cada elevação a fim de verificar se a ligação existente entre blocos e argamassas possuem resistências suficientes.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – procedimentos**. Rio de Janeiro, Brasil, 2003, 15 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15812-1: Alvenaria estrutural – Blocos cerâmicos. Parte 1: Projetos**. Rio de Janeiro, Brasil, 2010, 47 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1: Alvenaria estrutural – Blocos de concreto. Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, Brasil, 2011, 50 p.

AZEVEDO, D. F. O. **Análise Estrutural com Ansys Workbench**. Mogi das Cruzes, São Paulo, Brasil, 2016, 180 p.

BEALL, C. **Masonry design and detailing**. 5ª ed. Austin, Texas, United States of America, 2004, 674 p.

BRITISH STANDARD. **BS 5628-1: Code of practice for the use of masonry. Part 1: Structural use of unreinforced masonry**. London, England, 2005, 80 p.

CAMACHO, J. S. **Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural**. UNESP, Ilha Solteira, São Paulo, 2006.

CAVALCANTI FILHO, C. C. **Estudo Teórico e Experimental da Resistência de Paredes de Alvenaria Estrutural**. Niterói: UFF. Tese (Doutorado) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal Fluminense, Universidade Federal Fluminense. 2014.

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. **DIN 1053-1, Mauerwerk - Teil 1: Berechnung und Ausführung**. German, 1996.

EUROPEAN COMMITTEE STANDARDIZATION. **EN 1996-1-1, Eurocode 6: Design of masonry structures - Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures**. Brussels, Belgium, 2005, 125 p.

GOOGLE MAPS. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps/@39.7318789,-104.9326213,181a,35y,90h,39.05t/data=!3m1!1e3>>. Acesso em 06 Ago 2018.

GRAUBNER, C. A. **Statikhandbuch: Berechnung, Bemessung, Beispiele**. Bundesverband Kalksandsteinindustrie, Hannover, Niedersachsen, Germany, 2014, 216 p.

HENDRY, A. W., SINHA, B. P. e DAVIES, S. R. **Design of Masonry Structures**. E & FN Spon, Edinburgh, UK, 2004.

KHATRI, D. **Structural Design of Masonry**. 1ª ed., Pasadena: International Code Council, 2005.

PFEIFER, G.; RAMCKE, R.; ACHTZIGER, J.; ZILCH, K. **Masonry Construction Manual**. 1ª ed., Munich: Ed. Detail, 2001.

RABELO, A. C. N. **Dimensionamento de Alvenaria Estrutural Segundo Recomendações do Eurocode 6**. Belo Horizonte: UFMG. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais. 2004.

SCHIER, K. **Finite Elemente Modelle der Statik und Festigkeitslehr - 101 Anwendungsfälle zur Modellbildung**. Springer-Verlag Berlin Heidelberg. 1ª ed., Germany. 2011.

SOUZA, H. **Construções em Alvenaria**. FEUP, Porto, Portugal, 2003.

TZAMTZIS, A. D., ASTERIS, P. G. **Finite Element Analysis of Masonry Structures: Part 1 – Review of Previous Work**. North American Masonry Conference. Clemson, South Carolina, USA, 9th, 101-111, june. 2003.