

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Felipe Perinazzo Rambo

**EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE AÇO SOBRE SAPATAS
DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA
FLEXIBILIDADE DAS LIGAÇÕES NA INTERAÇÃO
FUNDAÇÃO/SUPERESTRUTURA**

Porto Alegre
dezembro 2013

FELIPE PERINAZZO RAMBO

**EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE AÇO SOBRE SAPATAS
DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA
FLEXIBILIDADE DAS LIGAÇÕES NA INTERAÇÃO
FUNDAÇÃO/SUPERESTRUTURA**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre
dezembro 2013

FELIPE PERINAZZO RAMBO

**EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE AÇO SOBRE SAPATAS
DE CONCRETO ARMADO: INFLUÊNCIA DA
FLEXIBILIDADE DAS LIGAÇÕES NA INTERAÇÃO
FUNDAÇÃO/SUPERESTRUTURA**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da disciplina Trabalho de Diplomação Engenharia Civil II (ENG01040) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 20 de dezembro de 2013

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. Techn., Universität Innsbruck, Áustria
Orientador

Profa. Carin Maria Schmitt
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. Alexandre Rodrigues Pacheco
Dr. pela Pennsylvania State University, PSU, US

Prof. Felipe Schaedler de Almeida
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck, AT

Dedico este trabalho a meus pais, Geraldo e Sandra, por seu apoio incondicional em todos os momentos da minha trajetória acadêmica e, principalmente, por servirem de inspiração para mim em minha jornada pessoal e profissional

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente ao prof. Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes pela orientação e pela paciência com o meu trabalho.

Agradeço à Prof^a Carin Maria Schmitt pela dedicação e por não deixar este trabalho virar um “ratinho”.

Agradeço, também, aos meus pais, Geraldo e Sandra, e ao meu irmão Fernando pela ajuda e apoio, desde coisas mínimas como enviar uma foto até conselhos importantes que me ajudaram na realização deste trabalho.

Agradeço à Carolina por me ajudar a controlar minha ansiedade e a todos os amigos que me ajudaram direta ou indiretamente na realização deste trabalho.

Um leitor vive mil vidas antes de morrer, o homem que
nunca lê vive apenas uma.
George R. R. Martin

RESUMO

Na busca cada vez maior por uma otimização de custo e desempenho das estruturas, torna-se necessária a elaboração de projetos cada vez mais completos e abrangentes. Tendo isso em vista, algumas práticas pouco usuais entre engenheiros devem ganhar maior importância com o passar do tempo. Entre elas estão a consideração da flexibilidade das ligações e a análise da interação entre a fundação e a superestrutura. Considerando-se estruturas de aço, este trabalho aborda ligações rígidas, flexíveis e semirrígidas entre vigas e colunas. A classificação, conforme a NBR 8800:2008, restringe-se à consideração das ligações como rígidas ou flexíveis. Já o EUROCODE 3, considera, além dessas, as ligações semirrígidas. O trabalho analisa a influência da flexibilidade dessas ligações no dimensionamento das sapatas de um edifício de estruturas metálicas e com o propósito de obter uma avaliação mais realista focando numa análise conjunta entre superestrutura e fundação. Primeiro foi realizada uma pesquisa bibliográfica, seguida de uma análise computacional de um pórtico de uma estrutura hipotética. Foram feitas várias simulações variando a flexibilidade das ligações da estrutura. Feito isso, dimensionou-se sapatas para cada uma destas simulações com o auxílio de planilhas de cálculo. Constatou-se que a flexibilidade das ligações altera a distribuição dos carregamentos na estrutura. Essa distribuição depende não só das ligações entre viga e pilar, mas também do pilar com a fundação. Nos casos onde a estrutura é apenas apoiada na fundação, obtém-se uma estrutura metálica mais robusta e sapatas menores em relação aos casos onde a estrutura é engastada na fundação. Analisando as simulações as quais a estrutura é apenas apoiada na sapata, a flexibilização das ligações viga-coluna, nos casos onde a estrutura é estável globalmente, pouco influi no dimensionamento da estrutura. Entretanto é necessário ressaltar que se deve tomar cuidado para não afetar a estabilidade global da estrutura. Já nas simulações onde há o engaste na fundação, nota-se que a medida que se flexibiliza as ligações viga-coluna os momentos solicitantes nas fundações aumentam e, por consequência, as dimensões das sapatas também aumentam. Além disso, no caso em que as ligações viga-coluna são rotuladas, os pilares funcionam como uma viga engastada-livre, precisando de grandes seções para resistir às ações do vento, tornando esse caso o de pior desempenho.

Palavras-chave: Interação Fundação/Superestrutura. Flexibilidade das Ligações. Ligações Rígidas. Ligações Semirrígidas. Ligações Flexíveis. Estrutura de Aço sobre Sapatas.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática das etapas da pesquisa	25
Figura 2 – Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida, (b) ligação perfeitamente flexível	27
Figura 3 – Classificação de detalhes de ligação quanto à rigidez, e à rotação: (a) ligação flexível com dupla cantoneira de alma, (b) ligação rígida com dupla cantoneira de alma e chapas de transpasse nas mesas da viga, (c) curvas momento <i>versus</i> rotação relativa	27
Figura 4 – Modelos de ligações viga-coluna	29
Figura 5 – Propriedades fundamentais de uma ligação	30
Figura 6 – Modelo linear X comportamento real da ligação.....	32
Figura 7 – Classificação das ligações quanto à rigidez	32
Figura 8 – Exemplo de curvas para determinação da rigidez secante	35
Figura 9 – Gráficos momento-rotação para: (a) estruturas deslocáveis, (b) não deslocáveis	36
Figura 10 – Classificação das ligações quanto à resistência	41
Figura 11 – Deformação rotacional na conexão	43
Figura 12 – Análise estrutural de pórticos: (a) deformada de um pórtico sob a ação de carregamentos, (b) gráfico do deslocamento lateral Δ em função do parâmetro de carga λ , (c) respostas obtidas por diferentes métodos de análise	44
Figura 13 – Viga-coluna com deslocamento lateral de extremidade: (a) decomposição da configuração deformada, (b) decomposição do diagrama de momentos fletores	44
Figura 14 – Zonas críticas de uma ligação viga-coluna	46
Figura 15 – Zonas sujeitas a verificação de resistência	46
Figura 16 – Configurações comuns de ligações	47
Figura 17 – Ruína das fundações: (a) deformações excessivas, (b) colapso do solo, (c) colapsos dos elementos estruturais	51
Figura 18 – Fundações superficiais: (a) bloco, (b) sapata, (c) viga e (d) radier	52
Figura 19 – Sapatas isoladas	54
Figura 20 – Sapatas associadas	54
Figura 21 – Dimensões para verificar a rigidez de uma sapata isolada.....	55
Figura 22 – Pilares apoiados em placa, em sapata rígida e sapata flexível.....	56
Figura 23 – Tensões normais e forças resultantes no concreto e armadura de uma sapata.....	60
Figura 24 – Esquema para determinação da armadura longitudinal (seção trapezoidal)..	60
Figura 25 – Momento fletor atuante na seção S (face do pilar).....	62

Figura 26 – Sapatas submetidas a cargas excêntricas e tensões no solo.....	65
Figura 27 – Região de verificação da compressão diagonal.....	68
Figura 28 – Planta baixa do pavimento tipo do edifício estudado.....	69
Figura 29 – Corte paralelo à frente do edifício estudado.....	70
Figura 30 – Localização em planta do pórtico estudado.....	71
Figura 31 – Carga laje L1.....	74
Figura 32 – Reações da laje L1 nas vigas.....	74
Figura 33 – Carga laje LC1.....	75
Figura 34 – Reações da laje LC1 nas vigas.....	75
Figura 35 – Carga viga V18.....	78
Figura 36 – Reações da viga V18.....	78
Figura 37 – Carga viga VC18.....	78
Figura 38 – Reações da viga VC18.....	78
Figura 39 – Carga viga VB18.....	78
Figura 40 – Reações da viga VB18.....	78
Figura 41 – Cargas permanentes aplicadas.....	79
Figura 42 – Sobrecarga laje L1.....	80
Figura 43 – Reações da sobrecarga da laje L1.....	80
Figura 44 – Sobrecarga laje LC1.....	80
Figura 45 – Reações da sobrecarga da laje LC1.....	80
Figura 46 – Sobrecarga devido ao uso da estrutura.....	80
Figura 47 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s).....	82
Figura 48 – Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.....	84
Figura 49 – Cargas devido ao vento.....	85
Figura 50 – Combinação 1.....	89
Figura 51 – Combinação 2.....	89
Figura 52 – Combinação 3.....	90
Figura 53 – Posicionamento dos nós e elementos.....	93
Figura 54 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata.....	94
Figura 55 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações flexíveis, engastado na sapata.....	96
Figura 56 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$) , engastado na sapata.....	99

Figura 57 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,893$) , engastado na sapata.....	101
Figura 58 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,143$) , engastado na sapata.....	102
Figura 59 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações rígidas, apoiado na sapata.....	104
Figura 60 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), apoiado na sapata.....	106

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Métodos de análise global e ligações correspondentes	49
---	----

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores máximos (m) de vãos para lajes simplesmente apoiadas, com altura de 16cm (capa de 4cm), ruptura e deformação atendidas.....	72
Tabela 2 – Cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado na Laje L1 (pavimento tipo).....	73
Tabela 3 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas do pavimento tipo.....	74
Tabela 4 – Cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado na Laje LC1 (cobertura).....	75
Tabela 5 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas da cobertura.....	75
Tabela 6 – Cargas distribuídas ao longo da viga V18 (pavimento tipo).....	76
Tabela 7 – Cargas distribuídas ao longo da viga VC18 (cobertura).....	77
Tabela 8 – Cargas distribuídas ao longo da viga VB18 (baldrame).....	77
Tabela 9 – Cálculo da força de arrasto.....	84
Tabela 10 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações.....	87
Tabela 11 – Valores dos fatores de combinação ψ_0	87
Tabela 12 – Perfis metálicos parte 1.....	91
Tabela 13 – Perfis metálicos parte 2.....	92
Tabela 14 – Perfis metálicos parte 3.....	92
Tabela 15 – Perfis metálicos parte 4.....	93
Tabela 16 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata.....	95
Tabela 17 – Reações na base do pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata	95
Tabela 18 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações flexíveis engastado na sapata.....	96
Tabela 19 – Reações na base do pórtico com ligações flexíveis, engastado na sapata	97
Tabela 20 – Verificação de K_v/K_p	98
Tabela 21 – Cálculo da rigidez inicial S_i	98
Tabela 22 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$) engastado na sapata.....	100
Tabela 23 – Reações na base do pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), engastado na sapata	100
Tabela 24 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,893$) engastado na sapata.....	101
Tabela 25 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,143$) engastado na sapata.....	103
Tabela 26 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações rígidas apoiado na sapata.....	104

Tabela 27 – Reações na base do pórtico com ligações rígidas, rotulado na sapata.....	105
Tabela 28 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$) apoiado na sapata.....	106
Tabela 29 – Reações na base do pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), engastado na sapata.....	107
Tabela 30 – Determinação das dimensões em planta das sapatas.....	108
Tabela 31 – Definição da altura da sapata.....	109
Tabela 32 – Verificação da compressão diagonal do concreto.....	109
Tabela 33 – Cálculo do momento na seção S.....	110
Tabela 34 – Verificação do domínio que a sapata atingirá o estado limite último.....	111
Tabela 35 – Área de aço da armadura principal de tração da sapata.....	111
Tabela 36 – Tensões máxima e mínima e dimensões na sapata.....	112
Tabela 37 – Posição de aplicação da carga.....	112
Tabela 38 – Determinação das alturas total e útil da sapata.....	112
Tabela 39 – Determinação do esforço cortante na região 1-2-3-4.....	113
Tabela 40 – Verificação da compressão diagonal do concreto na região 1-2-3-4.....	114
Tabela 41 – Cálculo do σ_s	115
Tabela 42 – Cálculo do M_s	115
Tabela 43 – Posição da linha neutra e verificação do domínio que a sapata atingirá o estado limite último.....	116
Tabela 44 – Área de aço da armadura principal da sapata.....	116
Tabela 45 – Comparação entre perfis metálicos.....	117
Tabela 46 – Comparação entre as sapatas dimensionadas.....	117

LISTA DE SÍMBOLOS

S_i – Rigidez inicial da rotação (kN.cm/rad)

M – Momento na ligação (kN.cm)

ϕ_c – Deformação rotacional da ligação (rad)

EI_v – Rigidez da viga (kN.cm²)

L_v – Comprimento da viga (cm)

γ – Fator de rigidez, varia de 0 a 1 (adimensional)

E – Módulo de elasticidade longitudinal (kN/cm²)

I_v – Momento de inércia da seção transversal da viga conectada no plano da estrutura (cm⁴)

S_j – Rigidez secante rotacional da conexão (kN.cm/rad)

K_v – Valor médio de I_v/L_v para todas as vigas no topo do andar (cm³)

K_p – Valor médio de I_p/L_p para todos os pilares do andar (cm³)

I_p – Momento de inércia da seção transversal do pilar conectada no plano da estrutura (cm⁴)

L_p – Altura do andar para um pilar (cm)

$M_{pI,Rd}$ – Momento resistente plástico de cálculo da seção da viga (kN.cm)

Z_p – Módulo de resistência plástico da seção transversal da viga (cm³)

Y_{MO} – Coeficiente de ponderação igual a 1,10 (adimensional)

$M_{j,Rd}$ – momento resistente de cálculo da ligação (kN.cm)

$M_{b,pl,Rd}$ – Momento resistente de cálculo da viga (kN.cm)

$M_{c,pl,Rd}$ – Momento resistente de cálculo da coluna (kN.cm)

σ_{solo} – Tensão aplicada no solo (kN/m²)

N – Carga normal aplicada pelo pilar (kN)

A – Área da base da sapata (m^2)

σ_{adm} – Tensão admissível do solo (kN/m^2)

α_0 – Inclinação da sapata (graus)

h – Altura total da sapata (m)

h_0 – Altura da parte não-inclinada da sapata (m)

a – Comprimento da sapata (m)

a_p – Comprimento do pilar (m)

τ_{sd} – Tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (kN/m^2)

V_1 – Força cortante no perímetro do pilar; por segurança pode ser a força normal do pilar (kN)

u_p – Perímetro do pilar (m)

d – Altura útil da sapata (m)

τ_{Rd2} – Tensão de cisalhamento resistente de cálculo (kN/m^2)

f_{cd} – Resistência de dimensionamento à compressão do concreto (kN/m^2)

f_{ck} – Resistência à compressão característica do concreto (MPa)

F_{c1} – Força de compressão na região retangular (kN)

x – Posição da linha neutra (m)

F_{c2} – Força de compressão nas duas regiões triangulares (kN)

M_{Fc1} – Momento resistente devido à parcela F_{c1} (kN.m)

M_{Fc2} – Momento resistente devido à parcela F_{c2} (kN.m)

M_d – Momento fletor solicitante de cálculo (kN.m)

M_S – Momento atuante na seção S (face do pilar) (kN.m)

k – Distância da face do pilar à borda da sapata (m)

b – Largura da sapata perpendicular a armadura longitudinal (m)

A_s – Área de aço da armadura (m²)

f_{yd} – Resistência de cálculo de escoamento do aço (kN/m²)

I – Momento de inércia (m⁴)

e – Excentricidade da carga aplicada (m)

$\sigma_{m\acute{a}x}$ – Tensão máxima na borda da sapata (kN/m²)

$\sigma_{m\acute{i}n}$ – Tensão mínima na borda da sapata (kN/m²)

G – Carga uniformemente distribuída por metro quadrado (kN/m²)

E – Espessura do material (m)

γ – Peso específico do material (kN/m³)

g_{parede} – Carga distribuída da parede (kN/m)

E_{parede} – Espessura da parede (m)

h_{parede} – Altura da parede (m)

γ_{parede} – Peso específico da alvenaria (tijolo furado), igual a 13 kN/m³

F_a – Força de arrasto, ou seja, a força global na direção do vento (N)

C_a – Coeficiente de arrasto (adimensional)

q – Pressão dinâmica do vento (N/m²)

A_e – Área frontal efetiva (m²)

V_k – Velocidade característica do vento (m/s)

V_0 – Velocidade básica do vento (m/s)

S_1 – Fator topográfico (adimensional)

S_2 – Fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno (adimensional)

S_3 – Fator estatístico (adimensional)

F_d – Força de projeto (kN)

$F_{G_i,k}$ – Valores característicos das ações permanentes

$F_{Q1,k}$ – Valor característico da ação variável considerada principal para a combinação (kN)

$F_{Q_j,k}$ – Representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (kN)

γ_{gi} – Coeficiente de ponderação das ações permanentes (adimensional)

γ_{q1} – Coeficiente de ponderação da ação variável considerada principal (adimensional)

γ_{qj} – Coeficiente de ponderação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional)

ψ_{0j} – Fator de combinação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional)

F_d – Carga de projeto (kN)

F_G – Carga atuante no pórtico devido às ações permanentes (kN)

F_p – Carga atuante no pórtico devido às ações variáveis decorrentes do uso e ocupação (kN)

F_v – Carga atuante no pórtico devido às ações variáveis decorrentes ao vento (kN)

x_{23} – Valor máximo de x para se atingir o estado limite último no domínio 2 (m)

x_{CG} – Posição do centro de gravidade da região 1-2-3-4 em relação à face do pilar (m)

A_{ret} – Área do retângulo (m²)

x_{ret} – Posição do centro de gravidade do retângulo em relação à face do pilar (m)

A_{tri} – Área do triângulo (m²)

x_{tri} – Posição do centro de gravidade do triângulo em relação à face do pilar (m)

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	20
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	22
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA	22
2.2 OBJETIVO DA PESQUISA	22
2.2.1 Objetivo principal	22
2.2.2 Objetivo secundário	22
2.3 PRESSUPOSTO	23
2.4 PREMISA	23
2.5 DELIMITAÇÕES	23
2.6 LIMITAÇÕES	23
2.7 DELINEAMENTO	23
3 LIGAÇÕES	26
3.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES	29
3.1.1 Classificação quanto à rigidez	32
3.1.1.1 Ligações flexíveis	33
3.1.1.1.1 <i>Abordagem segundo a NBR 8800:2008</i>	33
3.1.1.1.2 <i>Abordagem segundo o EUROCODE 3</i>	34
3.1.1.2 Ligações rígidas	34
3.1.1.2.1 <i>Considerações segundo a NBR 8800:2008</i>	34
3.1.1.2.2 <i>Considerações segundo o EUROCODE 3</i>	35
3.1.1.3 Ligações semirrígidas	38
3.1.1.3.1 <i>De acordo com a NBR 8800:2008</i>	39
3.1.1.3.2 <i>De acordo com o EUROCODE 3</i>	39
3.1.2 Classificação quanto ao momento resistente	39
3.1.2.1 Ligações nominalmente rotuladas	39
3.1.2.2 Ligações de resistência total	40
3.1.2.3 Ligações de resistência parcial	41
3.2 CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO	42
3.2.1 Consideração da análise global da estrutura	42
3.2.2 Análise da resistência das ligações	45
4 SAPATAS	50
4.1 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS QUANTO À RIGIDEZ.....	55
4.2 SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL CENTRADA.....	56

4.2.1	Determinação das dimensões em planta.....	57
4.2.2	Definição da altura.....	57
4.2.3	Verificação das tensões de cisalhamento no concreto.....	57
4.2.3.1	Tração diagonal (puncionamento).....	58
4.2.3.2	Compressão diagonal.....	59
4.2.4	Dimensionamento à flexão.....	59
4.2.4.1	Cálculo das forças de compressão.....	60
4.2.4.2	Momento resistente.....	61
4.2.4.3	Cálculo da armadura.....	63
4.3	SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL E MOMENTO EM UMA DIREÇÃO.....	64
4.3.1	Determinação das tensões no solo.....	65
4.3.2	Verificação das tensões no concreto.....	67
5	CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES.....	69
5.1	CARGAS PERMANENTES.....	71
5.1.1	Cargas permanentes devido às lajes apoiadas no pórtico.....	71
5.1.2	Carregamentos devido às vigas apoiadas no pórtico.....	76
5.1.3	Diagrama das solicitações permanentes.....	78
5.2	SOBRECARGA DEVIDO AO USO.....	79
5.3	CARGAS DE VENTO.....	81
5.4	COMBINAÇÕES DE CARGAS.....	85
6	ANÁLISE COMPUTACIONAL.....	91
6.1	PÓRTICO COM LIGAÇÕES RÍGIDAS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA.....	94
6.2	PÓRTICO COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA.....	95
6.3	PÓRTICO COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA.....	97
6.3.1	Ligações com fator de rigidez 0,5 e pórtico engastado na sapata.....	99
6.3.2	Ligações com fator de rigidez 0,893 e pórtico engastado na sapata.....	100
6.3.3	Ligações com fator de rigidez 0,143 e pórtico engastado na sapata.....	102
6.4	PÓRTICO COM LIGAÇÕES RÍGIDAS E PILARES APOIADOS NA SAPATA..	103
6.5	PÓRTICO COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS E PILARES APOIADOS NA SAPATA.....	105
6.6	PÓRTICO COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS (FATOR DE RIGIDEZ IGUAL A 0,5) E PILARES APOIADOS NA SAPATA.....	105
7	DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS.....	108

7.1 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL CENTRADA.....	108
7.2 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL E MOMENTO EM UMA DIREÇÃO.....	111
8 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS.....	117
9 CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	119
REFERÊNCIAS	121

1 INTRODUÇÃO

As edificações em estruturas de aço são amplamente utilizadas a mais de um século, principalmente nos Estados Unidos. Seu emprego, no Brasil, tem crescido cada vez mais, pois apresenta vantagens em comparação com outros materiais, tais como (BELLEI et al., 2008, p. 23):

- a) alta resistência, causando redução das seções transversais de vigas e pilares;
- b) otimização de prazos e produtividade;
- c) maior velocidade de execução;
- d) permite reaproveitamento de materiais, reduzindo impactos ambientais;
- e) confiabilidade do aço, pois possui produção controlada e seção homogênea.

Uma das fases principais da elaboração de um projeto em estruturas de aço é a análise do desempenho das ligações, sejam elas entre viga e pilar, vigas, pilares ou pilar e fundação. Uma das maneiras de analisar este desempenho é verificando que, ao se projetar ligações rígidas, a rotação relativa das partes deve ser impedida, enquanto que se as ligações são flexíveis, tal rotação deve ser a mais livre possível. As semirrígidas têm desempenho intermediário. A maneira que essas ligações respondem aos esforços é fundamental não só para a distribuição dos carregamentos na estrutura, como também para garantir a estabilidade global da mesma. Além disso, caso não seja atingido o desempenho esperado de determinada ligação, pode ser que alguns componentes estruturais, não atinjam seu desempenho mínimo requerido por norma e/ou projeto.

Uma análise conjunta dos esforços na superestrutura e na fundação é pouco usual entre os engenheiros. Isso acaba, geralmente, resultando em uma superestimativa das estruturas. Portanto, um estudo mais aprofundado do assunto proposto, pode resultar num ganho, não só em desempenho, como também em economia.

Assim, esse trabalho propõe esse tipo de estudo na estrutura de um edifício, de múltiplos pavimentos, construído com uma superestrutura de aço sobre sapatas de concreto armado. A opção pelas sapatas em detrimento a outros tipos de fundações, se deu por dois motivos:

- a) primeiro, porque é, quando possível, o tipo de fundação geralmente utilizado em obras, devido a sua simplicidade de execução;
- b) segundo, por ser uma fundação superficial, é mais sensível às alterações de desempenho das ligações, porque a parcela de contribuição resistiva do solo é menor comparado aos outros tipos de fundações, como tubulões e estacas-raiz.

Assim sendo, a proposta desse trabalho é analisar a influência da flexibilidade das ligações acima citadas na interação entre a superestrutura e a fundação do edifício abordado, visando uma melhor utilização da estrutura como um todo, a fim de obter a máxima capacidade de todos os componentes, sejam eles vigas, pilares, ligações ou a fundação. Além disso, é importante ressaltar que, com uma análise aprofundada do projeto a ser realizado, aumenta-se a confiabilidade da estrutura, resultando numa redução de custos.

O trabalho é dividido em nove capítulos. A este primeiro coube introduzir o assunto do trabalho e, ao segundo, tratar das diretrizes da pesquisa, apresentando a questão e o objetivo da pesquisa, pressupostos, premissas, delimitações, limitações e delineamento da pesquisa, com fluxograma das atividades realizadas.

No terceiro capítulo são abordadas as ligações entre vigas e pilares em estruturas metálicas, suas classificações quanto à rigidez e ao momento resistente, incluindo a diferenciação de tratamento entre as normas brasileira e europeia, NBR 8800:2008 e EUROCODE 3, respectivamente. Além disso, este capítulo ainda aborda alguns critérios de análise e dimensionamento, que incluem consideração da estabilidade global da estrutura e resistência das ligações.

O quarto capítulo inclui considerações sobre as fundações do tipo sapatas, diferenciando-as que possuem carga vertical centrada e carga vertical com momento aplicado. O quinto capítulo apresenta uma breve descrição do edifício estudado e o cálculo das solicitações atuantes na estrutura.

No sexto capítulo é feita uma análise computacional do pórtico estudado, calculando as solicitações e possibilitando dimensionar os perfis metálicos. No sétimo capítulo são dimensionadas as fundações para cada simulação. O oitavo capítulo apresenta uma análise comparativa de resultados. Por fim, o nono capítulo contém as considerações finais.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

A questão de pesquisa do trabalho é: qual a influência que a flexibilidade das ligações na superestrutura de aço exerce sobre as solicitações das sapatas de um edifício, aporticado, de múltiplos pavimentos?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a avaliação da influência da flexibilidade das ligações nas solicitações sobre a fundação, em um edifício de múltiplos pavimentos, aporticado, com superestrutura de aço sobre sapatas de concreto armado.

2.2.2 Objetivo secundário

O objetivo secundário do trabalho é o cálculo dos esforços solicitantes para os limites propostos pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para uma ligação ser rígida ou flexível utilizando o modelo de cálculo das ligações semirrígidas.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que são consideradas válidas as recomendações da Associação Brasileira de Normas Técnicas para o cálculo das solicitações e o dimensionamento de sapatas e de estruturas de aço. Também é considerada válida a análise das ligações fornecida pela NBR 8800:2008 e a pelo EUROCODE 3. Além disso, são admitidas como exatas as informações fornecidas pelos fabricantes dos materiais.

2.4 PREMISSA

O trabalho tem por premissa que um dimensionamento adequado das ligações pode significar uma melhora significativa de desempenho da estrutura como um todo, ou seja, tanto da superestrutura quanto da fundação.

2.5 DELIMITAÇÕES

O trabalho delimita-se ao estudo de um edifício comercial com superestrutura de aço e sapatas rígidas de concreto armado, em Porto Alegre.

2.6 LIMITAÇÕES

São limitações do trabalho:

- a) projeto de uma estrutura hipotética;
- b) utilização de apenas um *software* para o cálculo das solicitações;
- c) uso de um solo ideal para o dimensionamento das fundações.

2.7 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas a seguir, que estão representadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:

- a) pesquisa bibliográfica;
- b) definição do projeto arquitetônico e da estrutura do edifício;

- c) cálculo das solicitações;
- d) escolha das ligações;
- e) dimensionamento da superestrutura de aço;
- f) dimensionamento das sapatas;
- g) análise e comparação dos resultados obtidos;
- h) considerações finais.

Primeiramente, foi realizada a pesquisa bibliográfica, com o intuito de se aprofundar no conteúdo que serviu como base para a elaboração das demais etapas. A seguir, estabeleceu-se o corpo da estrutura-base, definindo, uma única vez, o posicionamento para os pilares e vigas, possibilitando assim o cálculo das solicitações.

Após esta etapa foram determinados os tipos de ligação para a primeira estrutura a ser estudada. Posteriormente, foram calculados os carregamentos e as solicitações e, a partir deste cálculo, dimensionaram-se elementos estruturais, ligações e sapatas da primeira estrutura.

Terminado este dimensionamento, foram definidos novos tipos de ligação e se repetiram todos os cálculos e dimensionamentos, para uma segunda estrutura, depois repetindo o processo para todas as estruturas calculadas. Dimensionadas todas as estruturas, foram feitas as análises e comparação de resultados, quando foi analisada a influência da flexibilidade das ligações na interação fundações/superestrutura. Por fim, com base na análise realizada, foram redigidas a conclusão e as considerações finais.

Figura 1 – Representação esquemática da etapas da pesquisa



(fonte: elaborado pelo autor)

3 LIGAÇÕES

Segundo o Centro Brasileiro da Construção em Aço (2011, p. 10), “O termo ligação é aplicado a todos os detalhes construtivos que promovam a união de partes da estrutura entre si ou a sua união com elementos externos a ela, como por exemplo, as fundações.” Pfeil e Pfeil (2009, p. 23) complementam quando definem:

As estruturas de aço são formadas por associação de peças ligadas entre si. Os meios de união entre peças metálicas têm assim importância fundamental. Basicamente, há dois tipos de ligação: por meio de conectores ou por solda.

Os conectores (rebites, parafusos) são colocados em furos que atravessam as peças a ligar. A ligação por solda consiste em fundir as partes em contato de modo a provocar coalescência das mesmas.

[...] A tendência moderna é utilizar solda na fabricação em oficina, empregando parafusos nas ligações executadas no campo.

É de conhecimento geral que a maneira como essas ligações são projetadas, é fundamental para a distribuição dos carregamentos na estrutura, conforme descreve o Centro Brasileiro da Construção em Aço (2011, p. 34):

É fato que o comportamento mecânico das ligações influi sensivelmente na distribuição dos esforços e deslocamentos das estruturas, tornando-se essencial o conhecimento da rigidez e da capacidade de rotação da ligação.

A análise de esforços na estrutura metálica deve incluir a influência do comportamento das ligações entre os elementos estruturais.

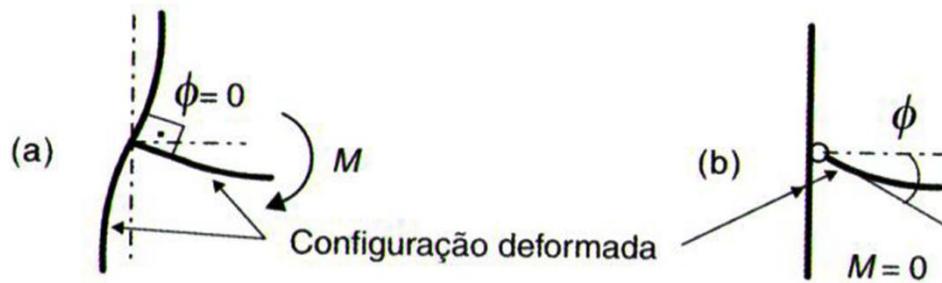
Entretanto, é complicado idealizar, na prática, o comportamento de uma ligação como perfeitamente rígida ou flexível. Segundo Pfeil e Pfeil (2009, p. 27):

O funcionamento das estruturas compostas por [...] estruturas de aço, depende essencialmente do comportamento das ligações. A [...] [figura 2] mostra os dois tipos ideais de comportamento das ligações: ligação perfeitamente rígida, que impede completamente a rotação relativa entre a viga e o pilar ($\phi = 0$; isto é, os eixos da viga e do pilar se mantêm a 90° após a deformação), e ligação rotulada, que deixa livre a rotação relativa ϕ viga-pilar.

Esses [...] tipos ideais de ligações são difíceis de serem materializados. Na prática, os comportamentos de alguns detalhes de ligação podem ser assemelhados a um ou outro caso ideal de ligação. Por exemplo, a ligação viga-pilar com cantoneira dupla de alma [...] [(figura 3a)] pode ser considerada no modelo estrutural como rotulada, embora haja alguma restrição à rotação relativa ϕ . Já a ligação com chapas de topo e

base além de cantoneiras de alma [...] [(figura 3b)] é classificada como rígida e poderia ser modelada como uma ligação perfeitamente rígida. Existem também as ligações semirrígidas, com comportamento intermediário entre o rígido e o flexível. Essas diferenças de funcionamento podem ser descritas pelas curvas momento fletor M (transferido pela ligação) [...] [versus] rotação relativa ϕ entre os eixos da viga e do pilar ilustradas na [...] [(figura 3c)].

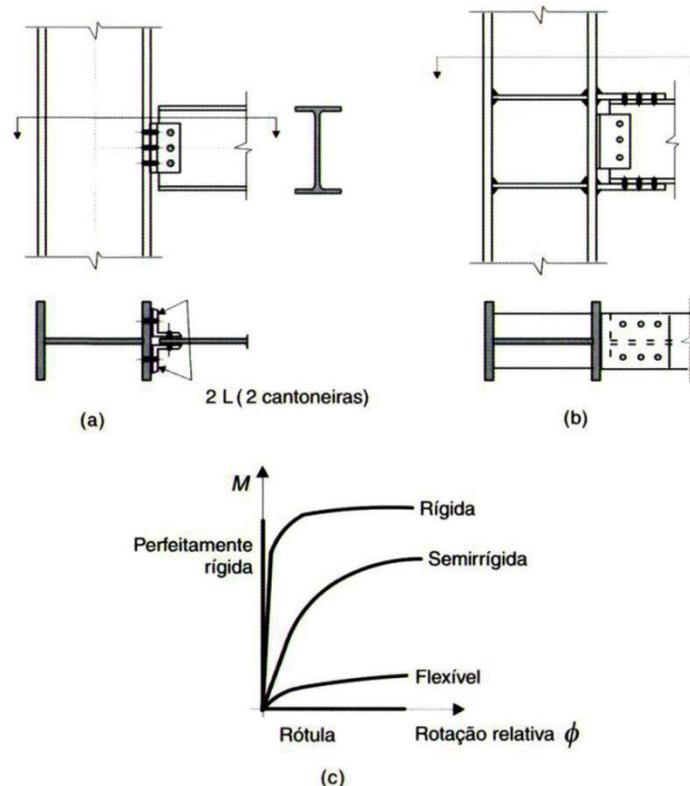
Figura 2 – Ligações ideais: (a) ligação perfeitamente rígida, (b) ligação perfeitamente flexível



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 27)

Figura 3 – Classificação de detalhes de ligação quanto à rigidez, e à rotação:

- (a) ligação flexível, com dupla cantoneira de alma,
- (b) ligação rígida com dupla cantoneira de alma e chapas de transpasse nas mesas da viga,
- (c) curvas momento *versus* rotação relativa



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 28)

O estudo aprofundado das ligações permite otimizar o funcionamento dos componentes das estruturas de aço e também das fundações. De acordo com Bellei et al. (2008, p. 26), este estudo também gera otimização de custos:

A seleção do mais eficiente sistema estrutural compatível com o processo de fabricação é fundamental para se otimizar os custos. Economia na fabricação e montagem só é possível como resultado de ligações bem elaboradas durante a fase de detalhamento, de acordo com as premissas de projeto.

Tradicionalmente, o estudo das ligações se resume na análise de ligações ideais perfeitamente rígidas ou perfeitamente flexíveis, análise proposta inclusive pela NBR 8800:2008. Contudo, ao longo dos últimos anos, foi desenvolvido um crescente número de pesquisas buscando o dimensionamento das ligações de maneira real (semirrígida). O EUROCODE 3 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2005) propõe um método inovador de dimensionamento das ligações, através da determinação de uma rigidez associada às ligações semirrígidas, de maneira análoga à rigidez de uma mola, como pode ser visto na figura 4. De acordo com Castro (2006, p. 23-24):

Os modelos simplificados utilizados na prática de projeto são eficientes para algumas estruturas com poucos elementos estruturais e sob o efeito de cargas de pequena magnitude, mas em outros casos, a correta avaliação das ligações da estrutura requer que o comportamento semirrígido da ligação seja considerado.

O comportamento real (semirrígido) das ligações permite um dimensionamento mais correto e pode conduzir a economias significativas. Ao considerar este comportamento real nos projetos executados inicialmente com ligações flexíveis uma redução significativa nas flechas das vigas e uma diminuição do comprimento de flambagem das colunas, além de diminuir os deslocamentos laterais da estrutura.

Por outro lado ao se admitir que as ligações são infinitamente rígidas, introduzem-se erros no cálculo das estruturas, em geral contra a segurança. Aliado a este fato o controle de rigidez de uma ligação semirrígida permite uma melhor distribuição de momentos na viga gerando com isto uma economia significativa no custo global da estrutura.

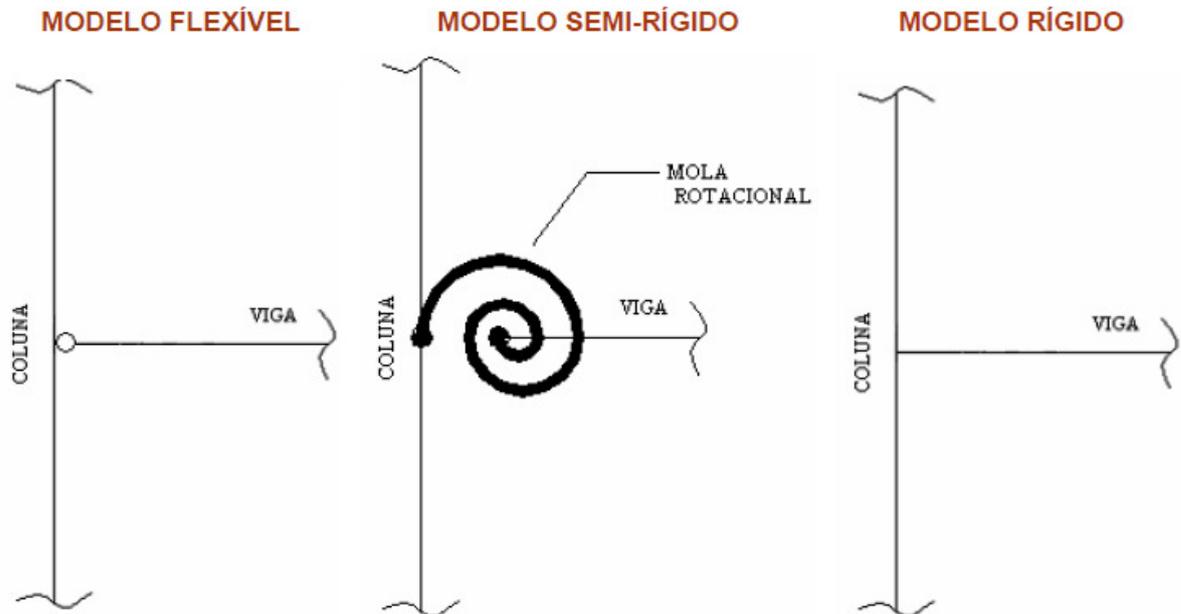
O comportamento dos elementos de ligação tem sido objeto de estudo ao longo dos últimos anos, no sentido de se desenvolver modelos capazes de caracterizar completamente a resposta de ligações para vários tipos de sollicitação [...].

Com a avaliação de novos conceitos de projetos semirrígidos, tem-se a possibilidade de dimensionar as estruturas de aço de forma mais racional e diminuindo os custos, pois há grande liberdade de detalhamento de ligações dentro dos limites extremos: rígida e flexível. Em geral, qualquer rigidez para uma determinada ligação pode ser conseguida para atender o comportamento estrutural desejado.

Um dos critérios para se ter uma economia nas estruturas é através da otimização do detalhamento de ligações. O EUROCODE 3 [(EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2005)] [...] impõe limites para que a ligação seja

considerada rígida, de acordo com as características dos elementos constituintes da mesma. Através do EUROCODE 3 [(EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2005)] [...] pode-se classificar a ligação a partir da determinação do momento fletor resistente e da rigidez inicial da ligação.

Figura 4 – Modelos de ligações viga-coluna



(fonte: CASTRO, 2006, p. 41)

Este capítulo aborda com mais ênfase no item 3.1 a classificação das ligações quanto à rigidez, expondo os diferentes métodos das normas brasileira e europeia, e quanto ao momento resistente. No item 3.2, é abordada também a análise da resistência das ligações, além de considerações sobre a estabilidade global da estrutura.

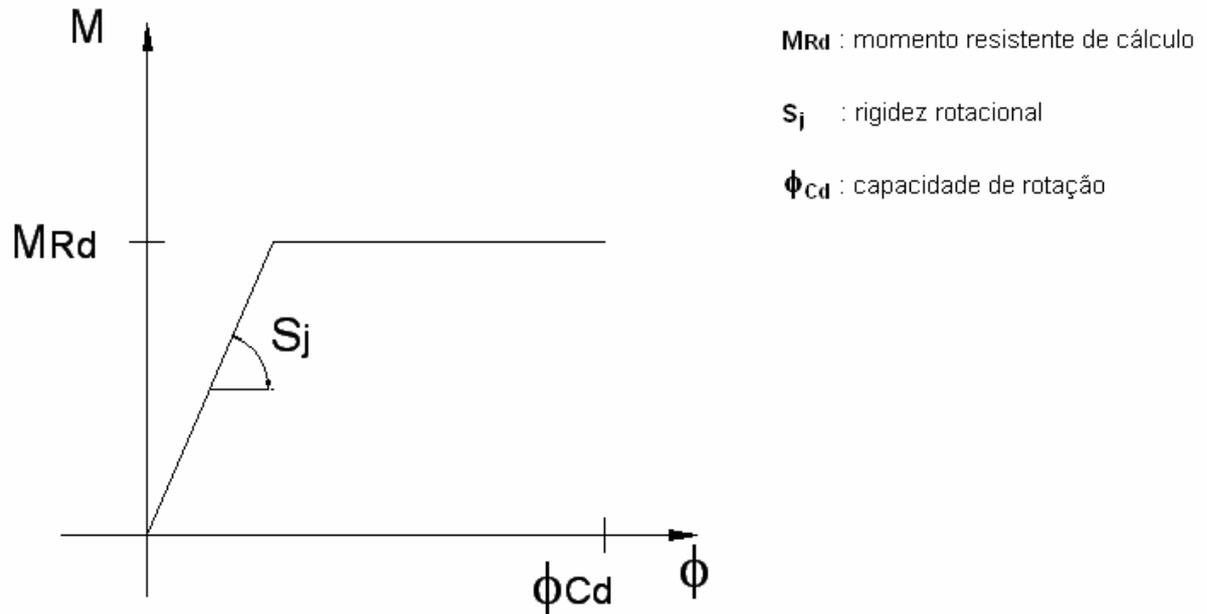
3.1 CLASSIFICAÇÃO DAS LIGAÇÕES

Segundo o Centro Brasileiro da Construção em Aço (2011, p. 36):

[...] [são] as três propriedades fundamentais de uma ligação [figura 5]:

- a) a rigidez (S_i);
- b) o momento resistente (M_i, R_d);
- c) a capacidade de rotação (ϕ).

Figura 5 – Propriedades fundamentais de uma ligação



(fonte: BARBOSA, 2006, p. 30)

Deve-se conhecer a rigidez das ligações, tanto para a análise elástica quanto plástica da estrutura, sendo na segunda necessário conhecer também o momento resistente e a capacidade de rotação. Portanto, assim como barras componentes da estrutura, o bom funcionamento da estrutura depende do dimensionamento das ligações (CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, 2011, p. 37).

As ligações metálicas entre viga e coluna segundo sua rigidez e resistência. Devido à rigidez, classificam-se em flexíveis, rígidas e semirrígidas. Já quanto à resistência, podem ser nominalmente rotuladas, de resistência total ou parcial (TREMÉA, 2010, p. 19).

O comportamento de uma ligação pode ser simulado através de um modelo linear. Esse modelo descreve a curva momento-rotação através de um parâmetro chamado rigidez inicial da ligação, que representa a inclinação da reta tangente à curva momento-rotação, conforme fórmula 1 (PRADO, 2012, p. 37-38).

$$S_i \leq \frac{M}{\phi_c} \quad (\text{fórmula 1})$$

Onde:

S_i é a rigidez inicial da rotação (kN.cm/rad);

M é o momento na ligação (kN.cm);

ϕ_c é a deformação rotacional da ligação (rad).

A expressão para a relação momento-rotação pode ser escrita em função do comprimento e rigidez da viga, além de um fator de rigidez (γ) que varia de 0, ligação idealmente rotulada, a 1, ligação perfeitamente rígida (PRADO, 2012, p. 38).

$$S_i \leq \frac{\gamma}{1 - \gamma} \cdot \frac{3EI_v}{L_v} \quad (\text{fórmula 2})$$

Onde:

S_i é a rigidez inicial da rotação (kN.cm/rad);

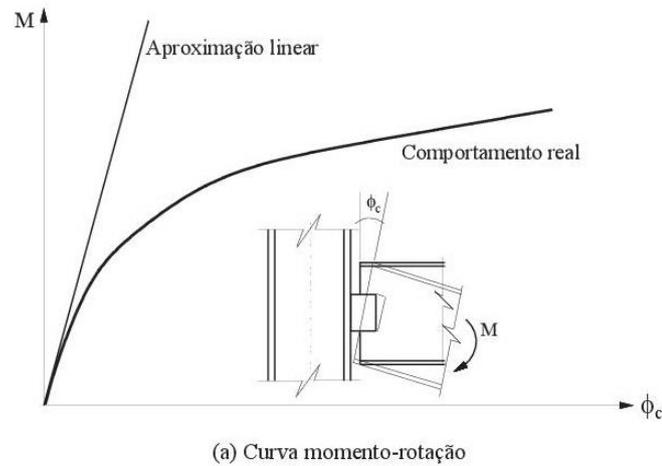
EI_v é a rigidez da viga (kN.cm²);

L_v é o comprimento da viga (cm);

γ é o fator de rigidez, varia de 0 a 1 (adimensional).

De acordo com Prado (2012, p. 38-39), este modelo linear assume que não haverá variação da rigidez da ligação ao longo do tempo, logo a rigidez da ligação será igual a rigidez inicial da ligação. A figura 6 compara o modelo linear com o comportamento real da ligação.

Figura 6 – Modelo linear X comportamento real da ligação

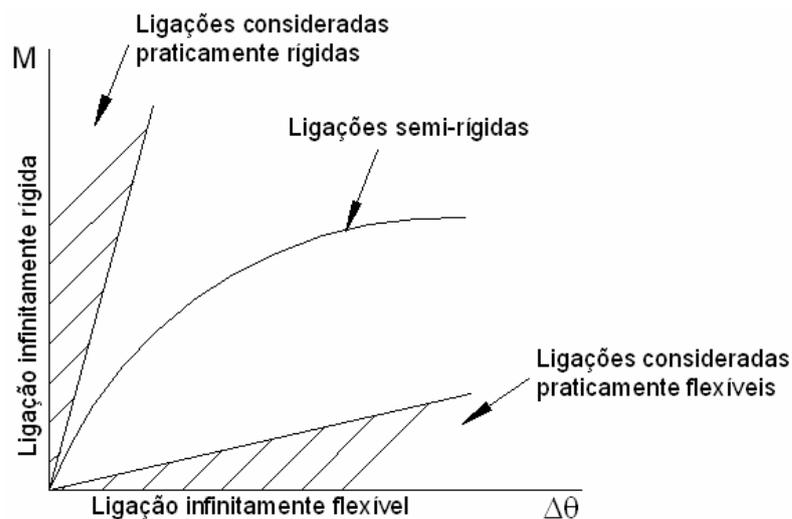


(fonte: PRADO, 2012, p. 38)

3.1.1 Classificação quanto à rigidez

Segundo Castro (2006, p. 25), as ligações são classificadas como flexíveis, rígidas ou semirrígidas, considerando a rigidez lateral da estrutura como parâmetro de classificação. Estes tipos de ligação são detalhados nos próximos itens. A figura 7 apresenta um gráfico do momento pelo deslocamento rotacional, que ilustra essa classificação quanto à rigidez das ligações.

Figura 7 – Classificação das ligações quanto à rigidez



(fonte: CASTRO, 2006, p. 26)

Nos próximos itens, as ligações, sob essa forma de classificação, são detalhadas e são apresentados os critérios da NBR 8800:2008 e do EUROCODE 3.

3.1.1.1 Ligações Flexíveis

Segundo Centro Brasileiro da Construção em Aço (2011 p. 38), as ligações flexíveis são aquelas nas quais a rotação relativa é praticamente irrestrita, não transmitindo momento fletor entre os componentes. Castro (2006, p. 25) complementa:

São ligações capazes de transferir as forças cortantes e eventualmente forças normais provenientes da viga e da coluna. Além disso, elas devem ser capazes de se deformarem sem o desenvolvimento de momentos significativos, que possam afetar a resistência das colunas a elas conectadas.

3.1.1.1.1 Abordagem segundo a NBR 8800:2008

Pode-se considerar como flexível uma ligação viga-pilar, caso a seguinte relação seja satisfeita (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 63):

$$S_i \leq \frac{0,5EI_v}{L_v} \quad (\text{fórmula 3})$$

Onde:

S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, denominada rigidez inicial (kN.cm);

E é o módulo de elasticidade longitudinal (kN/cm²);

I_v é o momento de inércia da seção transversal da viga conectada no plano da estrutura (cm⁴);

L_v é o comprimento da viga conectada (cm).

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (2008, p. 63) ainda adiciona que:

As ligações flexíveis de vigas e de treliças podem levar em conta apenas as reações de cálculo compatíveis com a hipótese de flexibilidade. Essas ligações flexíveis devem permitir a rotação de vigas simplesmente apoiadas nas extremidades, sem ocorrência de colapso. As ligações com rigidez inicial igual ou inferior aos limites inferiores das expressões apresentadas [...] [no item 4.1.1.1.1 deste trabalho,] podem ser consideradas ligações flexíveis, desprezando-se os efeitos de sua rigidez na resposta global da estrutura.

3.1.1.1.2 Abordagem segundo o EUROCODE 3

Caso a condição da fórmula 4 seja satisfeita, a ligação estudada pode ser caracterizada como flexível (BARBOSA, 2006, p. 32):

$$S_j \leq \frac{0,5 \cdot E \cdot I_v}{L_v} \quad (\text{fórmula 4})$$

Onde:

S_j é a rigidez secante rotacional da conexão (kN.cm);

E é o módulo de elasticidade longitudinal (kN/cm²);

I_v é o momento de inércia da seção da viga conectada (cm⁴);

L_v é o comprimento da viga conectada (cm).

3.1.1.2 Ligações Rígidas

As ligações rígidas são aquelas nas quais a rotação relativa entre viga e coluna permanece praticamente inalterada, ao longo do tempo, após o carregamento da estrutura (CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO, 2011, p. 37). Segundo Castro (2006, p. 25), “Estas ligações transmitem todos os esforços nela impostos com deformações insignificantes, pois estas não influenciam a distribuição de esforços na estrutura e sua deformação total.”

3.1.1.2.1 Considerações segundo a NBR 8800:2008

Pode-se considerar como rígida uma ligação viga-pilar, caso a seguinte relação seja satisfeita (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 63):

$$S_i \geq \frac{25EI_v}{L_v} \quad (\text{fórmula 5})$$

Entretanto, essa relação é considerada válida somente nos casos em que, a seguinte relação é satisfeita, em cada andar:

$$\frac{K_v}{K_p} \geq 0,1 \quad (\text{fórmula 6})$$

Onde:

S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, denominada rigidez inicial (kN.cm);

I_v é o momento de inércia da seção transversal da viga conectada no plano da estrutura (cm⁴);

L_v é o comprimento da viga conectada (cm);

K_v é o valor médio de I_v/L_v para todas as vigas no topo do andar (cm³);

K_p é o valor médio de I_p/L_p para todos os pilares do andar (cm³);

I_p é o momento de inércia da seção transversal do pilar conectada no plano da estrutura (cm⁴);

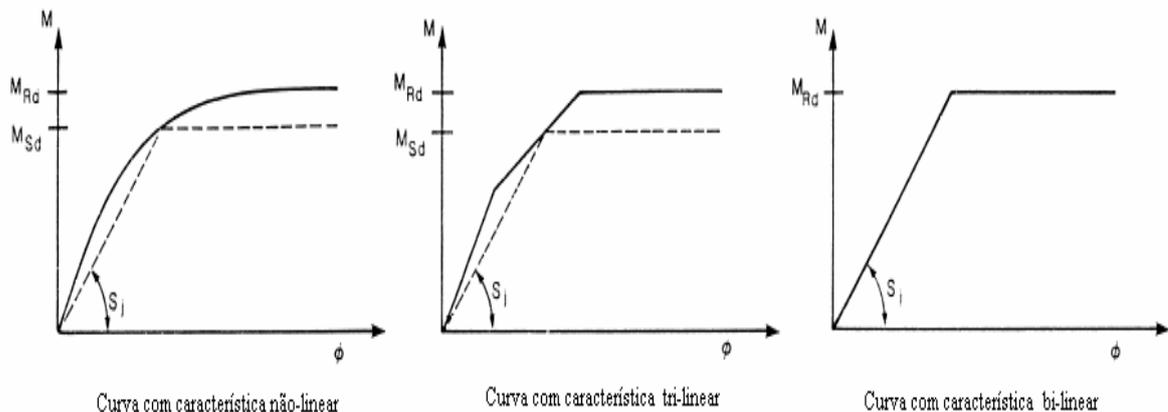
L_p é a altura do andar para um pilar (cm).

No caso de apenas a primeira relação ser satisfeita, deve-se considerar a ligação como semirrígida.

3.1.1.2.2 Considerações segundo o EUROCODE 3

Uma ligação viga-coluna em uma estrutura aporticada pode ser considerada rígida, na comparação com a viga a ela conectada, se o momento-rotação característico estiver acima da linha cheia nos diagramas correspondentes da figura 8, utilizada para determinação da rigidez secante S_j da estrutura (BARBOSA, 2006, p. 31-32).

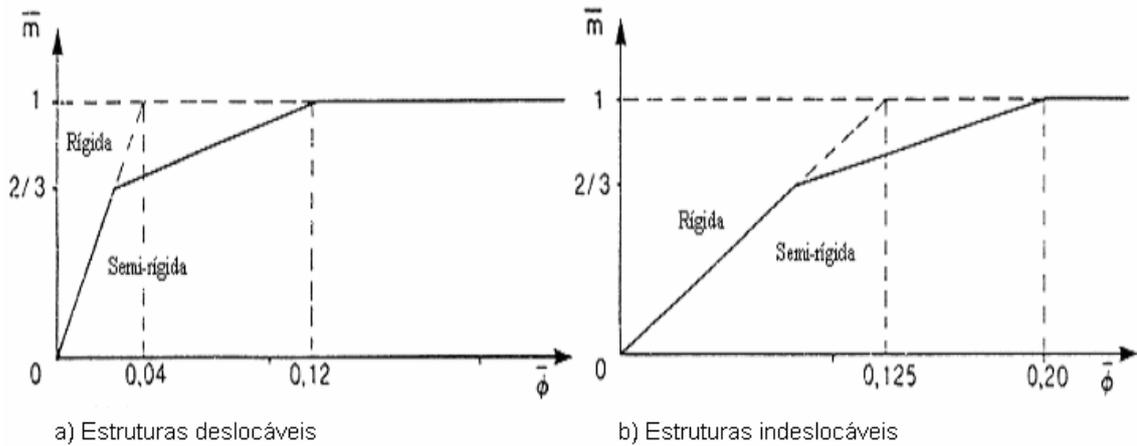
Figura 8 – Exemplo de curvas para determinação da rigidez secante



(fonte: BARBOSA, 2006, p. 31)

Barbosa (2006, p. 32) separa métodos diferentes de cálculo para as ligações rígidas, dependendo se as estruturas são deslocáveis ou não. A diferença pode ser observada na figura 9, que apresenta gráficos momento *versus* rotação, para os dois casos.

Figura 9 – Gráficos momento-rotação para:
(a) estruturas deslocáveis, (b) não deslocáveis



(fonte: BARBOSA, 2006, p. 32)

Se as estruturas forem deslocáveis e $\bar{m} \leq 2/3$, então (BARBOSA, 2006, p. 32):

$$\bar{m} = 25 \cdot \bar{\phi} \quad (\text{fórmula 7})$$

Se as estruturas forem deslocáveis e $2/3 < \bar{m} \leq 1,0$, então (BARBOSA, 2006, p. 32):

$$\bar{m} = \frac{(25 \cdot \bar{\phi} + 4)}{7} \quad (\text{fórmula 8})$$

Se as estruturas forem não deslocáveis e $\bar{m} \leq 2/3$, então (BARBOSA, 2006, p. 32):

$$\bar{m} = 8 \cdot \bar{\phi} \quad (\text{fórmula 9})$$

Se as estruturas forem não deslocáveis e $\frac{2}{3} < \bar{m} \leq 1,0$, então (BARBOSA, 2006, p. 32):

$$\bar{m} = \frac{(20 \cdot \bar{\phi} + 3)}{7} \quad (\text{fórmula 10})$$

Os valores de \bar{m} e $\bar{\phi}$ podem ser calculados a partir das expressões a seguir (BARBOSA, 2006, p. 32-33):

$$\bar{m} = \frac{M}{M_{pl,Rd}} \quad (\text{fórmula 11})$$

$$\bar{\phi} = \frac{E \cdot I_v \cdot \phi}{L_v \cdot M_{pl,Rd}} \quad (\text{fórmula 12})$$

Onde:

M: é o momento solicitante de cálculo (kN.cm);

ϕ : capacidade de rotação da conexão (rad);

$M_{pl,Rd}$: é o momento resistente plástico de cálculo da seção da viga (kN.cm).

O momento resistente plástico de cálculo, pode ser obtido por:

$$M_{pl,Rd} = \frac{Z_p \cdot f_{yb}}{Y_{MO}} \quad (\text{fórmula 13})$$

Onde:

Z_p : módulo de resistência plástica da seção transversal da viga (cm^3);

f_{yb} : tensão de escoamento do aço da viga (kN/cm^2);

Y_{MO} : coeficiente de ponderação igual a 1,10 (adimensional).

De maneira análoga ao cálculo proposto pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), a ligação só é rígida se satisfazer a seguinte equação, caso contrário é considerada semirrígida:

$$\frac{K_v}{K_p} \geq 0,1 \quad (\text{fórmula 14})$$

Onde:

S_i é a rigidez da ligação, correspondente a 2/3 do momento resistente de cálculo da ligação, denominada rigidez inicial ($\text{kN}\cdot\text{cm}$);

I_v é o momento de inércia da seção transversal da viga conectada no plano da estrutura (cm^4);

L_v é o comprimento da viga conectada (cm);

K_v é o valor médio de I_v/L_v para todas as vigas no topo do andar (cm^3);

K_p é o valor médio de I_p/L_p para todos os pilares do andar (cm^3);

I_p é o momento de inércia da seção transversal do pilar conectada no plano da estrutura (cm^4);

L_p é a altura do andar para um pilar (cm).

3.1.1.3 Ligações Semirrígidas

As ligações semirrígidas abrangem os casos intermediários entre as ligações rígidas e flexíveis. De acordo com Castro (2006, p. 26):

Quando a ligação não atende nem ao critério de ligação rígida ou de rotulada, deve ser classificada como semirrígida. Estas ligações devem ser projetadas para um grau intermediário de interação entre os elementos da estrutura baseado em sua curva momento x rotação [...].

O Centro Brasileiro da Construção em Aço (2011, p. 38), caracteriza as ligações semirrígidas:

[...] [Nas ligações semirrígidas] o momento transmitido através da ligação não é nem zero (ou próximo de zero) como no caso de ligações flexíveis e nem o momento máximo (ou próximo dele) como no caso de conexões rígidas.

Para que se possa utilizar a ligação semirrígida, deverá ser conhecido primeiro a relação de dependência entre o momento resistente e a rotação.

As ligações semirrígidas são raramente utilizadas, devido à dificuldade de se estabelecer esta relação [...].

3.1.1.3.1 De acordo com a NBR 8800:2008

São classificadas como ligações semirrígidas pela norma brasileira, todas as ligações que não satisfaçam os critérios abordados nos itens 3.1.1.1.1 e 3.1.1.2.1 deste trabalho. Além disso, conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 63), no caso de uma análise elástica, qualquer ligação pode ser classificada como semirrígida, com a rigidez S_i constante, mesmo que também possam ser classificadas como rígidas ou flexíveis.

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) recomenda a determinação da rigidez S_i a partir de dados experimentais, ou do EUROCODE 3 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, 2005).

3.1.1.3.2 De acordo com o EUROCODE 3

São classificadas como ligações semirrígidas pela norma brasileira, todas as ligações que não satisfaçam os critérios abordados nos itens 3.1.1.1.2 e 3.1.1.2.2 deste trabalho.

3.1.2 Classificação quanto ao momento resistente

Conforme citado anteriormente, as ligações podem ser classificadas, segundo o momento resistente em: nominalmente rotuladas, de resistência total e parcial.

3.1.2.1. Ligações Nominalmente Rotuladas

Para Castro (2006, p. 27), “[...] uma ligação [nominalmente rotulada] deve ter capacidade de transmitir os esforços sem desenvolver momentos significativos [...]. Por outro lado, sua capacidade de rotação deve ser suficiente para o desenvolvimento de todas as rótulas plásticas necessárias.”

Barbosa (2006, p. 34) adiciona que “Uma conexão entre viga e coluna pode ser classificada [...] [nominalmente rotulada] se o momento resistente de cálculo M_{Rd} , não for maior que 25% do momento resistente plástico de cálculo da viga conectada $M_{pl,Rd}$, contanto que se tenha a capacidade de rotação suficiente.”.

Castro (2006, p. 27-28) estipula o seguinte critério para caracterização de uma ligação rotulada:

$$M_{j,Rd} \leq 0,25 \times \text{menor} (M_{b,pl,Rd}; M_{c,pl,Rd}) \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

$M_{j,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da ligação (kN.cm);

$M_{b,pl,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da viga (kN.cm);

$M_{c,pl,Rd}$, é o momento resistente de cálculo da coluna (kN.cm).

3.1.2.2. Ligações de Resistência Total

De acordo com Castro (2006, p. 28):

[...] [Nas ligações de resistência total, a] resistência de cálculo é sempre maior que a resistência da viga, [...] [conforme figura 9]. Sendo assim, a rótula plástica sempre se desenvolve na viga e não na ligação. Neste caso a rotação plástica depende da relação largura/espessura das chapas (placas) da seção da viga. Contudo, pode ocorrer da ligação não ser suficiente para impedir o início do escoamento que pode ocorrer ou na viga ou nos elementos da ligação (parafusos, soldas).

Uma conexão viga-coluna deve ser considerada como de resistência total se o momento resistente de cálculo (M_{Rd}), for maior ou igual ao momento resistente plástico de cálculo da viga ligada ($M_{pl,Rd}$), nos casos que a capacidade de rotação seja suficiente (BARBOSA, 2006, p. 34).

Castro (2006, p. 27-28) estipula os seguintes critérios para caracterização de uma ligação de resistência total, para ligações com enrijecimento da coluna (fórmula 16) e para ligações sem enrijecimento de coluna (fórmula 17):

$$M_{j,Rd} \geq \text{menor} (M_{b,pl,Rd}; M_{c,pl,Rd}) \quad (\text{fórmula 16})$$

$$M_{Rd} \geq \text{menor} (M_{b,pl,Rd}; 2 \cdot M_{c,pl,Rd}) \quad (\text{fórmula 17})$$

Onde:

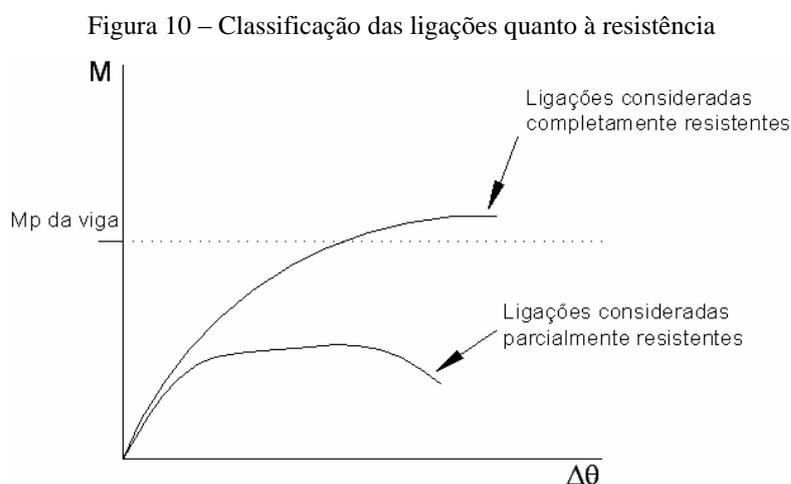
$M_{j,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da ligação (kN.cm);

$M_{b,pl,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da viga (kN.cm);

$M_{c,pl,Rd}$ é o momento resistente de cálculo da coluna (kN.cm).

3.1.2.3. Ligações de Resistência Parcial

Para Castro (2006, p. 28), quando a resistência da viga é maior que a resistência da ligação, as ligações são consideradas de resistência parcial. Neste caso, a rótula plástica começaria na ligação. A figura 10 classifica as ligações quanto ao momento resistente, comparando com a resistência da viga. Barbosa (2006, p. 34) complementa citando que: “Uma conexão viga-coluna deve ser classificada como de resistência parcial se o momento resistente de cálculo [da ligação] [...] é menor do que [o momento resistente plástico de cálculo da viga conectada] [...]”.



(fonte: CASTRO, 2006, p. 28)

3.2 CRITÉRIOS DE ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO

Para fins de análise estrutural das ligações, devem ser dimensionados todos os elementos formadores das mesmas, como chapas, parafusos, etc., a fim de verificar a sua capacidade resistiva. Contudo, não se pode esquecer de verificar a contribuição das ligações na análise global da estrutura. Os itens a seguir, abordam tais análises.

3.2.1 Consideração da análise global da estrutura

Além da verificação da resistência da ligação, deve-se estudar a influência da ligação na estrutura como um todo. De acordo com Castro (2006, p. 28-29):

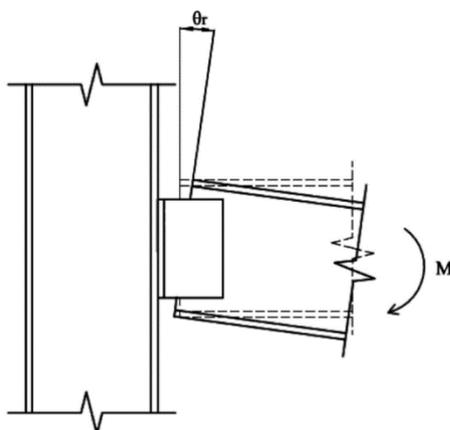
Todas as ligações devem ter uma resistência de cálculo de forma que os elementos estruturais sejam capazes de satisfazer a todos os critérios de projeto. Assim como no projeto de elementos estruturais (vigas e colunas), o projeto de ligações envolve estados limites que devem ser verificados, para os casos de combinações de cargas, obtidos pela análise global da estrutura. Nestes esforços devem estar incluídos todos os efeitos admitidos na análise global, como os efeitos de segunda ordem e plastificação quando for o caso, e os efeitos de flexibilidade da ligação no caso de ligações semirrígidas.

Mello¹ (1999 apud TREMÉA 2010, p. 20) reforça esta análise, quando adiciona que:

A deformação nas conexões de aço entre vigas e colunas é dada pelo seu deslocamento rotacional, " θ_r ", causado pela curvatura dada pelo momento "M" no plano [...] [figura 11]. O efeito da deformação angular da conexão pode alterar o efeito da estabilidade das barras desde que a rotação adicional cause como resultado a redução na rigidez efetiva das barras para a qual as conexões são designadas. O acréscimo de rotação nas barras pode aumentar o efeito "P- Δ " e conseqüentemente, a estabilidade global da estrutura pode ser afetada.

¹ MELLO, W. L. **Análise de pórticos metálicos planos com conexões semirrígidas considerando a não linearidade física e geométrica**. 1999. 178 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 1999.

Figura 11 – Deformação rotacional na conexão



(fonte: TREMÉA, 2010, p. 20)

Além disso, ao se considerar uma análise não linear da estrutura, considera-se efeitos de deformações e eventual plastificação da estrutura, ao contrário da análise meramente linear da mesma, em que são consideradas estruturas indeformadas. Pfeil e Pfeil (2009, p. 297) abordam o assunto a seguir:

Tradicionalmente o cálculo de solicitações em estruturas é efetuado através de análise linear, isto é, admitindo-se a proporcionalidade entre as ações e seus efeitos. Entretanto, alguns sistemas estruturais em aço [...] apresentam comportamento não linear, como ilustrado na [...] [figura 11], para um pórtico (ligações rígidas entre viga e pilares) sob ação de cargas crescentes. Em geral, a não linearidade é classificada, segundo sua origem, em duas categorias:

- a) não linearidade física, decorrente da não proporcionalidade das relações tensão [...] [versus] deformação [...];
- b) não linearidade geométrica, devido à influência da configuração deformada nas equações de equilíbrio e/ou da não linearidade das relações [entre] deformação [...] [e] deslocamento.

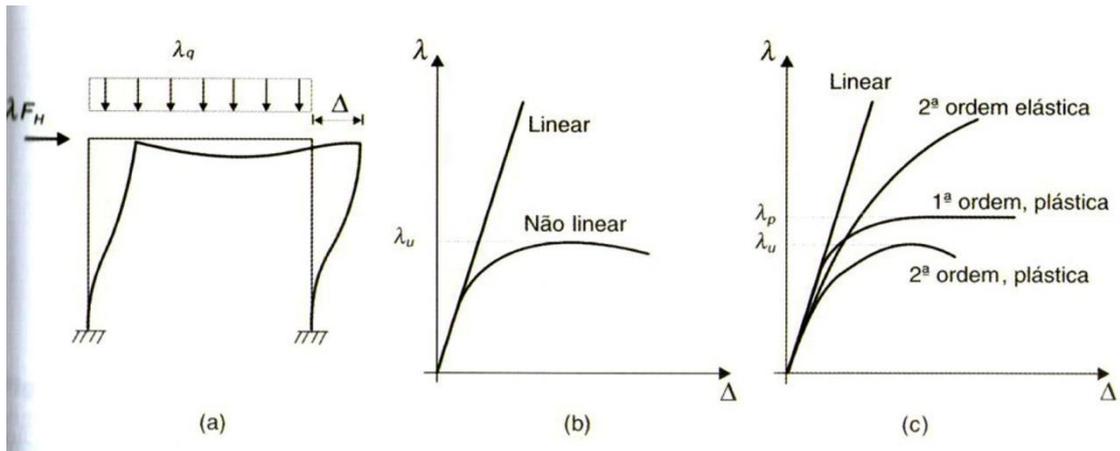
De acordo com a forma como esses efeitos são, ou não, considerados, os métodos de análise [...] [(ver figura 12)] em geral se classificam como:

- a) **análise linear elástica.** O material segue a lei de Hooke, e o equilíbrio é expresso segundo a geometria indeformada da estrutura: é também denominada análise elástica de 1ª ordem;
- b) **análise elástica de 2ª ordem.** O material tem comportamento linear elástico, mas as equações de equilíbrio são escritas na configuração deformada da estrutura. A [...] [figura 13] ilustra os efeitos de segunda ordem em uma coluna decorrentes da presença de deslocamentos laterais Δ de extremidade e δ ao longo do eixo, denominados respectivamente efeitos PA e $P\delta$;
- c) **análise inelástica de 1ª ordem.** Considera-se a não linearidade física sendo o equilíbrio efetuado para a configuração indeformada da estrutura. Para o

diagrama tensão [...] [versus] deformação representado como rígido-plástico ou elasto-plástico [...] denomina análise plástica;

- d) **análise inelástica de 2ª ordem.** Consideram-se as não linearidades física e geométrica simultaneamente, resultando no tipo de análise mais representativo do comportamento e da resistência de estruturas tipo pórtico.

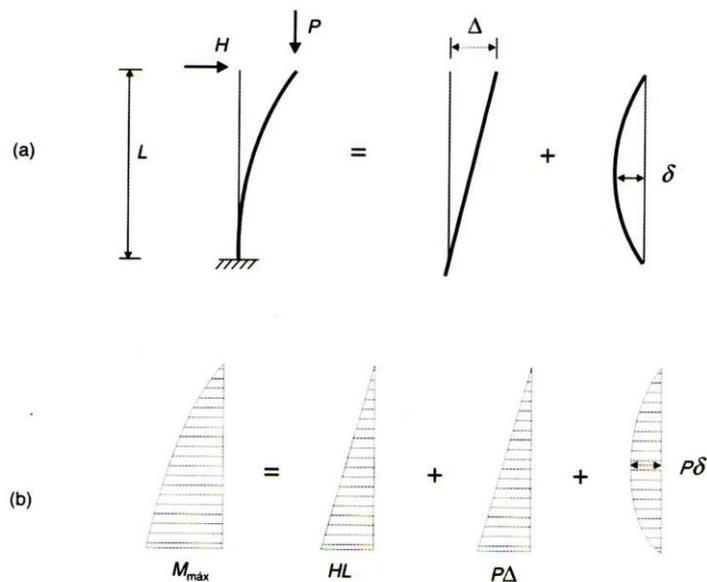
Figura 12 – Análise estrutural de pórticos: (a) deformada de um pórtico sob a ação de carregamentos, (b) gráfico do deslocamento lateral Δ em função do parâmetro de carga λ , (c) respostas obtidas por diferentes métodos de análise



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 297)

Figura 13 – Viga-coluna com deslocamento lateral de extremidade:

- (a) decomposição da configuração deformada,
(b) decomposição do diagrama de momentos fletores



(fonte: PFEIL; PFEIL, 2009, p. 212)

3.2.2 Análise da resistência das ligações

De acordo com Barbosa (2006, p. 35), para determinar o momento resistente das ligações utiliza-se o método das componentes. Tal método, baseia-se na identificação de cada uma das componentes existentes na geometria da ligação e busca avaliar suas resistências isoladamente, para que, após isto, seja feita a combinação dessas componentes em série e em paralelo para obter a curva momento-rotação. Barbosa (2006, p. 35) caracteriza assim as zonas críticas e as componentes:

As zonas críticas [...] [mostradas nas figuras 14 e 15,] e as componentes são relacionadas a seguir:

a) zona tracionada,

- contribuição da alma da coluna;
- contribuição da alma da viga;
- contribuição da mesa da coluna;
- contribuição do material conectado (chapa de topo);
- falha da solda;
- falha dos parafusos;

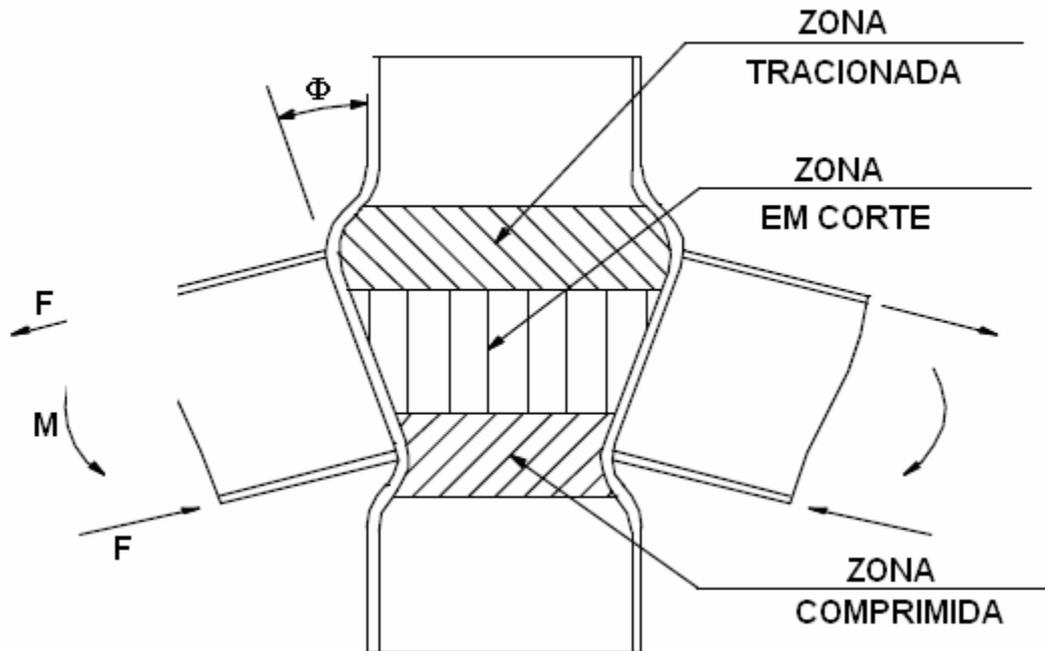
b) zona comprimida,

- esmagamento da alma da coluna;
- dobramento da alma da coluna;

c) zona de corte,

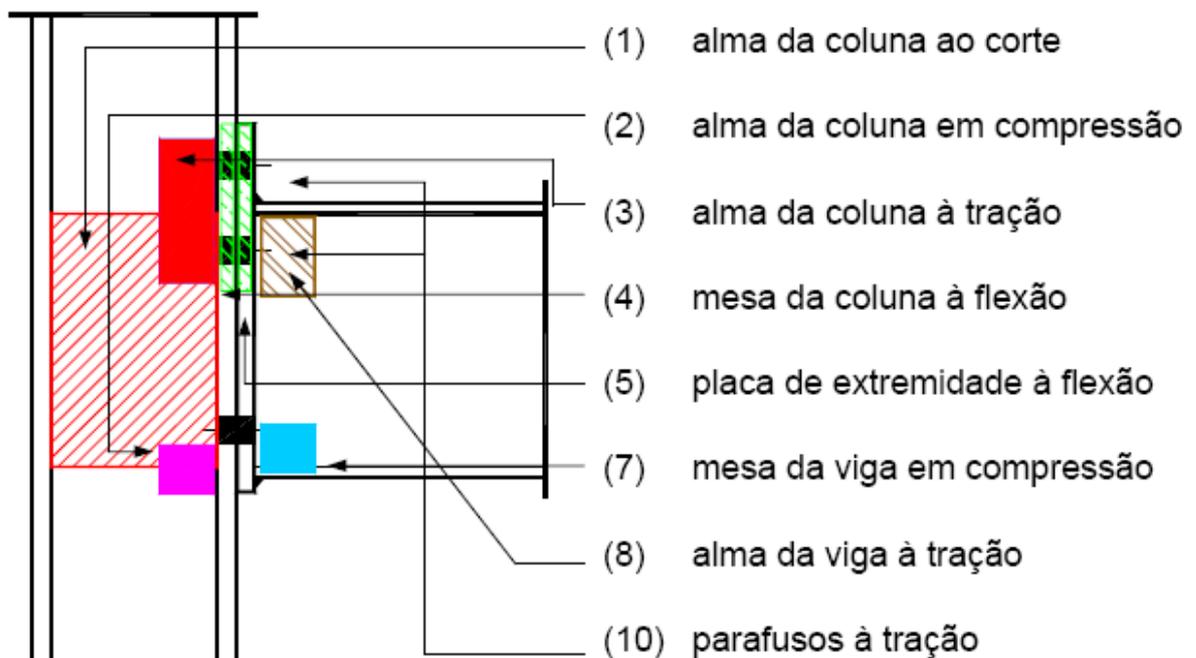
- corte por falha do painel da alma da coluna.

Figura 14 – Zonas críticas de uma ligação viga-coluna



(fonte: CASTRO, 2006, p. 35)

Figura 15 – Zonas sujeitas a verificação de resistência



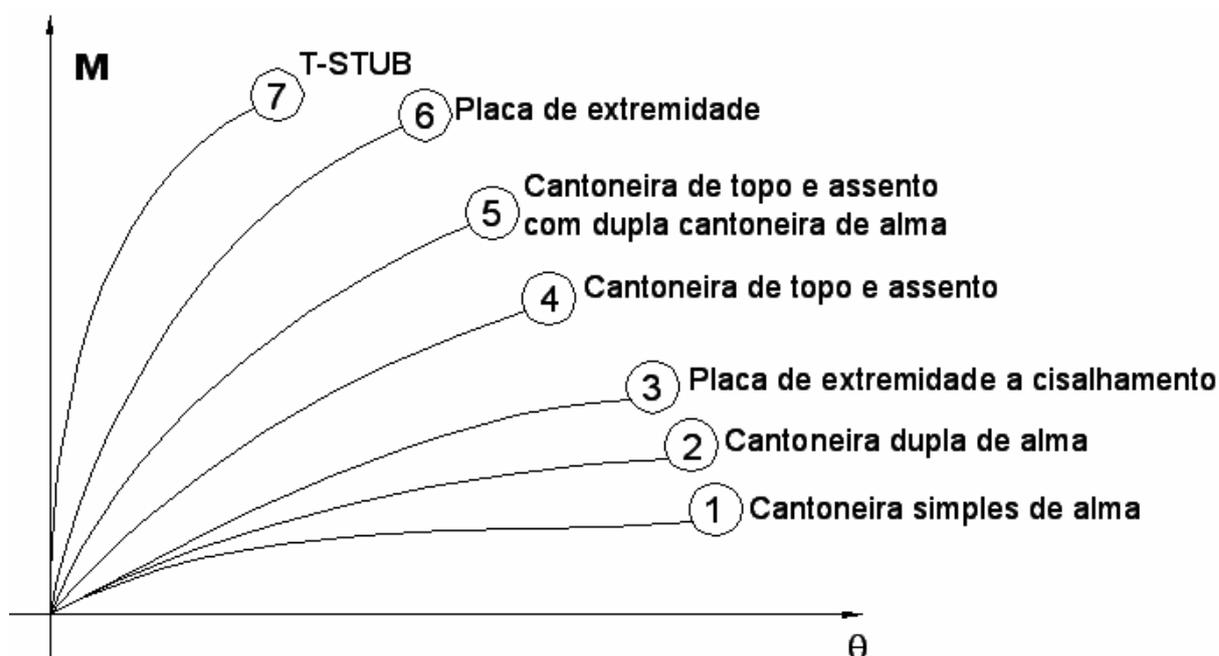
(fonte: CASTRO, 2006, p. 36)

Conforme citado anteriormente, as ligações podem ser do tipo soldada ou parafusada. Há diversas combinações possíveis de configuração das ligações, dependendo do uso desejado e da criatividade do engenheiro. Alguns tipos de ligação podem ser vistos na figura 16. Castro (2006, p. 30-31) reforça a análise, fornecendo variáveis para determinação da curva momento-rotação, para diferentes geometrias:

A caracterização das curvas momento-rotação depende dos seguintes fatores:

- a) tipo e tamanho dos parafusos;
- b) distância dos parafusos à face da coluna;
- c) espessura das cantoneiras e placas de ligação;
- d) altura da viga e da ligação;
- e) presença ou não de enrijecedores nas colunas;
- f) se a ligação é na mesa ou na alma da coluna;
- g) se a ligação é na mesa ou na alma da viga;
- h) espessura da mesa ou alma da coluna;
- i) tensão de escoamento da viga, da coluna e do material dos componentes da ligação.

Figura 16 – Configurações comuns de ligações



(fonte: CASTRO, 2006, p. 31)

Barbosa (2006, p. 36) explica os procedimentos para cálculo, após a determinação das componentes de uma ligação:

O cálculo do momento resistente de uma conexão viga-coluna deve ser tomado como a menor das resistências da zona tracionada e a zona comprimida, (reduzida se necessário da resistência ao corte do painel da alma da coluna se esta não é excedente), multiplicada pela distância entre seus centros de resistências.

A rigidez rotacional de uma conexão viga-coluna deve ser calculada baseada na flexibilidade das componentes nas zonas críticas.

A capacidade de rotação calculada de uma conexão viga-coluna deve ser determinada para capacidade de deformação plástica idêntica a da zona crítica que governa no cálculo do momento resistente da conexão.

Castro (2006, p. 29) faz observações em relação aos critérios de projetos das conexões:

A resistência de uma ligação deve ser avaliada, entre outros aspectos, pela capacidade de resistência de cada parafuso ou solda.

Com relação às propriedades das ligações envolvidas na análise estrutural, as seguintes observações com relação à modelagem dos nós devem ser consideradas:

- a) a análise elástica deve ser baseada em uma curva momento versus rotação linear;
- b) a análise rígido-plástica deve ser baseada no momento resistente de projeto da ligação, onde esta deve desenvolver uma suficiente capacidade de rotação;
- c) a análise elasto-plástica deve ser baseada em uma análise considerando-se não linear da curva momento versus rotação, caracterizada por três propriedades estruturais: resistência à flexão, rigidez à rotação e capacidade de rotação.

Tais observações estão ligadas ao tipo de análise escolhida para toda a estrutura, ou seja, que a hipótese adotada na análise global da estrutura e dos seus membros deve ser consistente com o tipo de comportamento considerado para as ligações.

Dependendo das ligações, os sistemas estruturais podem ser classificados como:

- a) simples: os nós são assumidos como incapazes de transmitir momentos, permitindo rotação livre;
- b) contínuas: todos os extremos dos membros (vigas, colunas) que convergem em um nó são sujeitos à mesma rotação e aos mesmos deslocamentos, isto é, o comportamento da ligação não é levado em consideração;
- c) semicontínuas: o cálculo é baseado na deformação característica dos nós, sendo necessário considerar o comportamento da ligação.

O quadro 1, relaciona o método de análise global usado para cada tipo de estrutura, com a ligação correspondente desejada para a estrutura.

Quadro 1 – Métodos de análise global e ligações correspondentes

Tipo de Estrutura	Método de Análise global	Tipos de Ligação
Simple	Nós rotulados	Rotulada (Resistência ou rigidez)
Contínua	Elástica	Rígida
		Rotulada
	Rígido-Plástica	Resistência total
		Rotulada
	Elasto-Plástica	Resistência total – Rígido
		Rotulada
Semi-Contínua	Elástica	Semi-Rígida
		Rígida
		Rotulada
	Rígido-Plástica	Resistência Parcial
		Resistência Total
		Rotulada
	Elasto-Plástica	Resistência parcial - Semi-rígida
		Resistência parcial - Rígida
		Resistência total - Semi-rígida
		Resistência total - Rígida
		Rotulada

(fonte: CASTRO, 2006, p. 30)

4 SAPATAS

Fundação é o elemento estrutural que tem por finalidade transmitir as cargas de uma edificação para uma camada resistente do solo. Além disso, elas devem garantir a estabilidade da edificação que suporta (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 450). De acordo com Teixeira e Godoy (1998, p. 211), é necessário considerar os seguintes aspectos para se projetar as fundações:

- a) topografia do terreno;
- b) dados geológicos/geotécnicos;
- c) dados da estrutura, como utilização da mesma, sistema estrutural e cargas atuantes na fundação;
- d) dados de construções próximas.

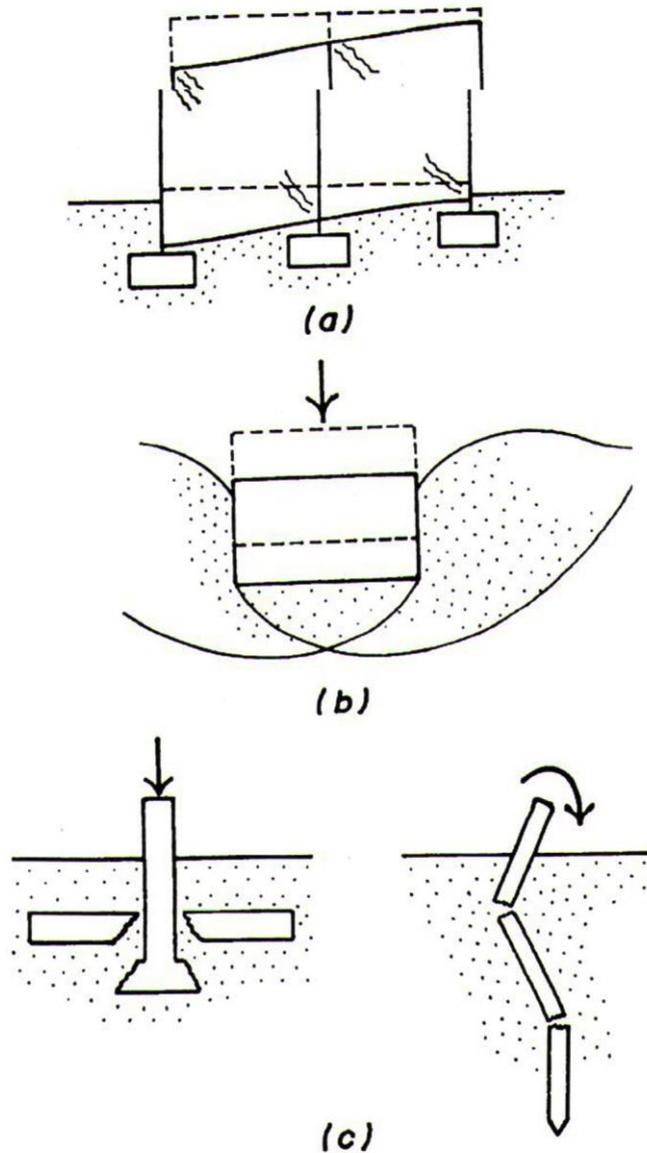
Para o desempenho mínimo aceitável de uma fundação, devem ser atendidas as seguintes condições (TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 212):

- a) deformações dentro de limites aceitáveis quando carregadas;
- b) segurança adequada à **estabilidade externa**, ou seja, ao colapso do solo no qual foi construída a fundação;
- c) segurança adequada à **estabilidade interna**, ou seja, ao colapso dos elementos estruturais.

Carvalho e Pinheiro (2009, p.450) complementam afirmando ser fundamental, além de um detalhamento correto da armadura, a compatibilização dos recalques com a capacidade de deformação da estrutura e com sua finalidade. Porém, caso o solo seja homogêneo e possua uma boa capacidade de suporte em pequenas profundidades, pode-se desprezar uma maior análise sobre os recalques, simplificando o projeto (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p.453).

A figura 17 mostra possíveis consequências do não atendimento do desempenho mínimo.

Figura 17 – Ruína das fundações: (a) deformações excessivas, (b) colapso do solo, e (c) colapsos dos elementos estruturais



(fonte: TEIXEIRA; GODOY., 1998, p. 212)

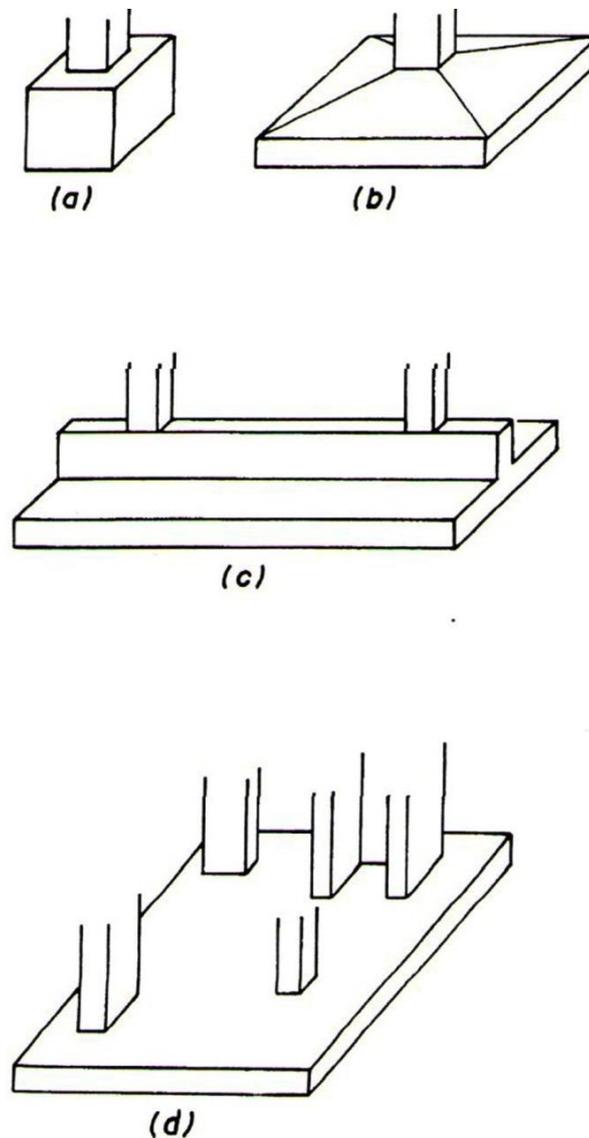
Teixeira e Godoy (1998, p. 212) classificam as fundações, basicamente, em fundações superficiais e profundas. As fundações superficiais são assim caracterizadas:

Quanto aos tipos de fundações superficiais há [...] [(figura 18)]:

- a) **bloco** — elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele produzidas possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;

- b) **sapata** — elemento de fundação de concreto armado, de altura menor que o bloco, utilizando armadura para resistir aos esforços de tração;
- c) **viga de fundação** — elemento de fundação que recebe pilares alinhados, geralmente de concreto armado; pode ter seção transversal, tipo bloco (sem armadura transversal), quando são frequentemente chamadas de **baldrames**, ou tipo sapata, armadas;
- d) **grelha** — elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- e) **sapata associada** — elemento de fundação que recebe **parte** dos pilares da obra, o que a difere do radier, sendo que estes pilares não são alinhados, o que a difere da viga de fundação;
- f) **radier** — elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

Figura 18 – Fundações superficiais: (a) bloco, (b) sapata, (c) viga e (d) radier



(fonte: TEIXEIRA; GODOY., 1998, p. 213)

As sapatas e os blocos são os elementos de fundação menos complexos e, em geral, quando for possível utilizá-los, os mais econômicos. As sapatas são mais econômicas que os blocos para cargas elevadas, principalmente quando há cargas de tração, pois como a resistência a tração do concreto é considerada baixa, justifica-se a utilização de armadura (TEIXEIRA; GODOY, 1998, p. 214). Velloso e Lopes (1998, p. 227-228), caracterizam assim as sapatas:

As sapatas são elementos de apoio de concreto armado, de menor altura que os blocos, que resistem principalmente por flexão.

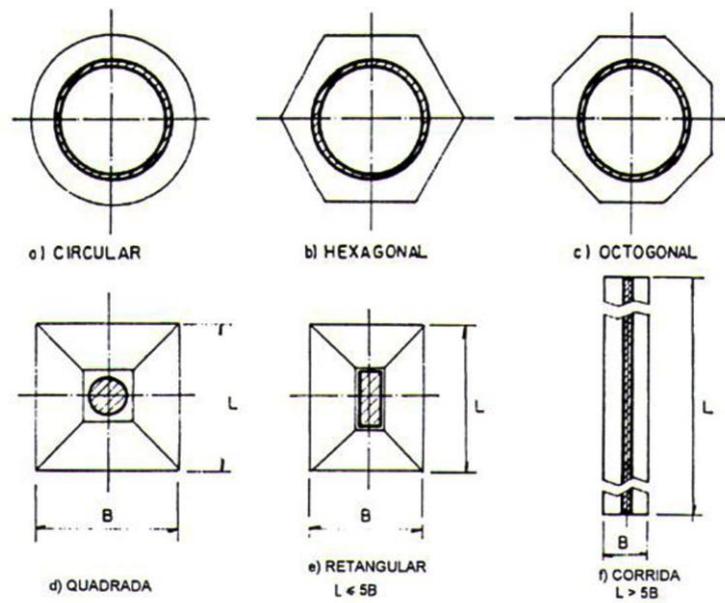
As sapatas podem assumir praticamente qualquer forma em planta [...] [como pode ser visto na figura 19], sendo as mais frequentes as sapatas quadradas ($B=L$), retangulares e corridas ($L \gg B$). Para efeito de cálculos geotécnicos, considera-se como retangular uma sapata em que $L \leq 5B$.

Além dos tipos fundamentais acima, deve-se também reconhecer as sapatas associadas, as quais são empregadas nos casos em que, devido à proximidade dos pilares, não é possível projetar-se uma sapata isolada para cada pilar. Nestes casos, uma única sapata serve de fundação para dois ou mais pilares [...] [como ilustrado na figura 20].

Contudo, há de se ressaltar que, em geral, é mais econômico e mais simples de executar duas sapatas isoladas do que uma sapata associada. Portanto, recomenda-se a utilização de sapatas isoladas sempre que possível, mesmo distorcendo o formato lógico das sapatas (VELLOSO; LOPES, 1998, p. 229).

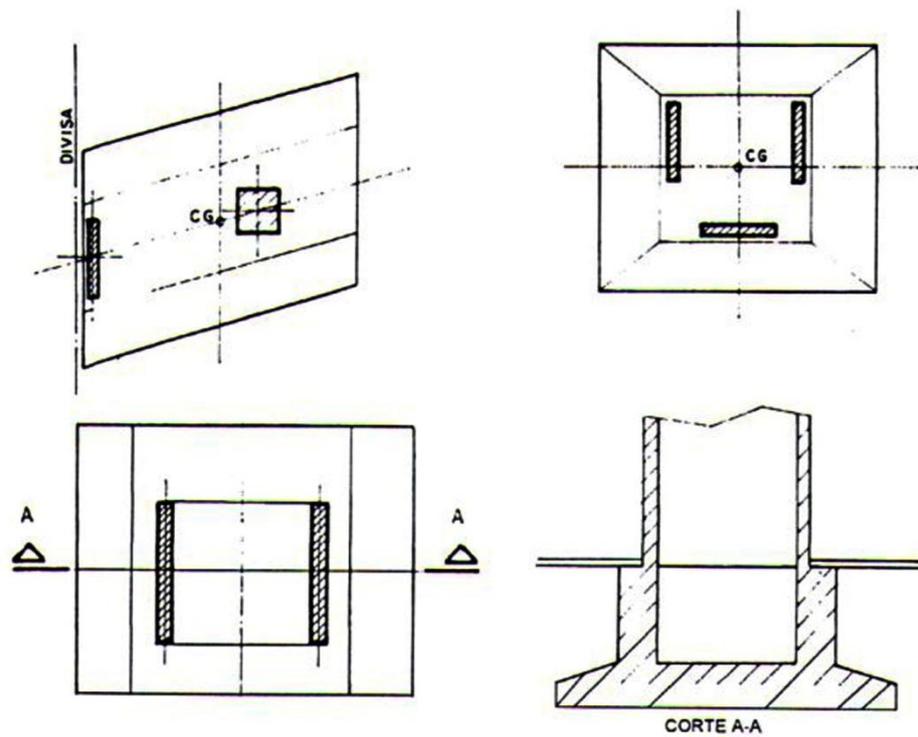
Recomenda-se utilizar as sapatas em situações onde o solo possui boa capacidade de suporte. Elas, geralmente, são destinadas a receber cargas de paredes, pilares ou conjunto de pilares. As principais vantagens decorrentes de sua utilização são sua rápida execução e a não-utilização de equipamentos sofisticados para sua produção (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 456-457).

Figura 19 – Sapatas isoladas



(fonte: VELLOSO; LOPES, 1998, p. 228)

Figura 20 – Sapatas associadas



(fonte: VELLOSO; LOPES, 1998, p. 228)

Os itens a seguir neste capítulo fazem uma breve abordagem a classificação da sapatas quanto à rigidez, além do dimensionamento de sapatas nos casos em que se aplica carga vertical centrada na mesma e nos casos em que há carga vertical e momento.

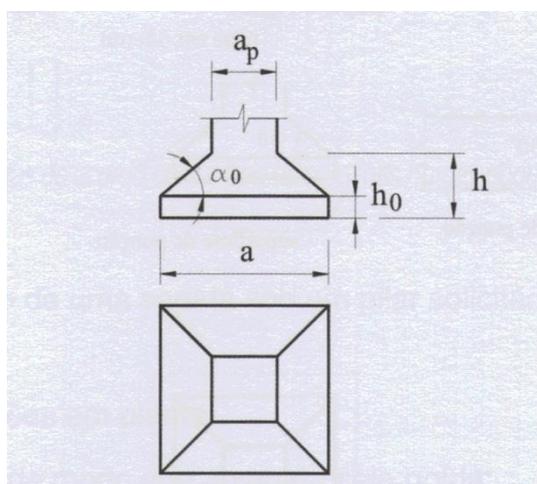
4.1 CLASSIFICAÇÃO DAS SAPATAS QUANTO À RIGIDEZ

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), as sapatas podem ser rígidas ou flexíveis. A condição para uma sapata ser rígida é:

$$h \geq (a - a_p)/3 \quad (\text{fórmula 18})$$

Caso não atenda essa verificação a sapata será considerada flexível. A figura 21 mostra as dimensões para verificação da rigidez de uma sapata isolada.

Figura 21 – Dimensões para verificar a rigidez de uma sapata isolada

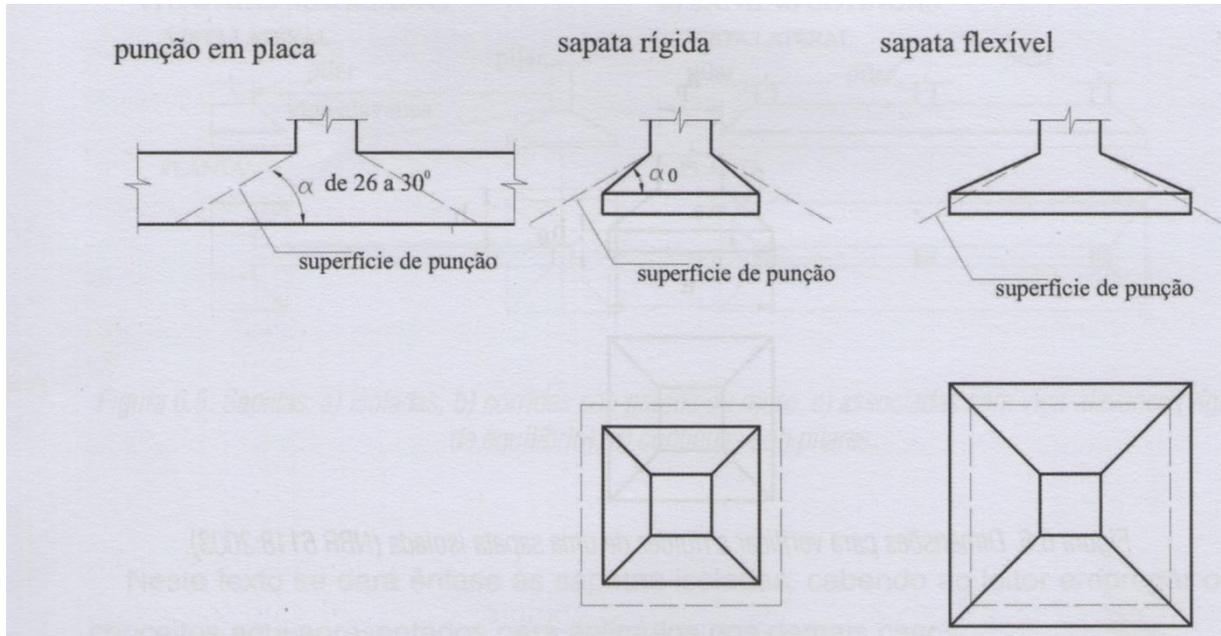


(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 459)

Caso a sapata seja rígida, não há chance de acontecer punção causada pelo pilar, pois, neste caso, a sapata fica inteiramente dentro do cone de punção (figura 22). O ângulo α_0 influencia diretamente e também está relacionado com o grau de compactidade do concreto a ser usado. É conveniente que o valor deste ângulo seja aproximadamente 30° , valor do ângulo de atrito interno do concreto de compactidade média. Assim, considera-se rígida uma sapata que possui

α_0 maior ou igual a 30° , e flexível quando α_0 menor que 30° (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 459-460).

Figura 22 – Pilares apoiados em placa, em sapata rígida e sapata flexível



(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 460)

4.2 SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL CENTRADA

Carvalho e Pinheiro (2009, p. 460) afirmam que:

Uma sapata rígida isolada submetida a uma carga axial centrada causa tensões no solo (que por sua vez reage sobre ela) com distribuição que depende do tipo do solo (argiloso ou arenoso) [...]. O conhecimento dessas tensões é importante para que a tensão admissível do solo não seja ultrapassada e para calcular os esforços na sapata.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003), a distribuição das tensões no solo é uniforme nas sapatas rígidas, exceto para o caso de sapata apoiada em rochas. Carvalho e Pinheiro (2009, p. 461) definem os seguintes passos para o dimensionamento das sapatas com carga vertical centrada:

- a) determinar suas dimensões em planta;
- b) definir a altura de modo que garanta a rigidez da sapata;
- c) verificação das tensões de cisalhamento no concreto (compressão diagonal e punção);

d) dimensionar à flexão, através da definição da armadura.

Os itens a seguir apresentam o dimensionamento passo-a-passo para esse tipo de sapata.

4.2.1 Determinação das dimensões em planta

As dimensões da sapata são determinadas, à princípio, verificando se as tensões aplicadas no solo não ultrapassam seu valor admissível, como visto na fórmula 19. É conveniente que as dimensões da sapata tenham lados proporcionais às dimensões do pilar. Com isso, determinando-se a área da sapata, pode-se também determinar suas dimensões (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 461-462).

$$\sigma_{\text{solo}} = \frac{N}{A} \leq \sigma_{\text{adm}} \quad (\text{fórmula 19})$$

Onde:

σ_{solo} é a tensão aplicada no solo (kN/m²);

N é a carga normal aplicada pelo pilar (kN);

A é a área da base da sapata (m²);

σ_{adm} é a tensão admissível do solo (kN/m²).

4.2.2 Definição da altura

A altura da sapata deve ser definida de modo que garanta sua rigidez. Para isso, deve-se usar a fórmula 18, apresentada na seção 4.1 deste capítulo. Em geral, uma boa solução é obtida escolhendo o valor de 30° para a inclinação da sapata (α_0). Para altura h_0 , recomenda-se valor mínimo de 10 centímetros (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 462).

4.2.3 Verificação das tensões de cisalhamento no concreto

Feita a definição das dimensões, deve-se verificar as tensões diagonais no concreto, conforme apresentado nos itens 4.2.2.1 e 4.2.2.2.

4.2.3.1 Tração diagonal (puncionamento)

A tangente da inclinação da sapata (α_0) é dada por (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 462):

$$\tan \alpha_0 = \frac{h - h_0}{(a - a_p)/2} \quad (\text{fórmula 20})$$

O valor limite da altura para uma sapata rígida pode ser obtida pela fórmula 21:

$$h = (a - a_p)/3 \quad (\text{fórmula 21})$$

Onde:

α_0 é a inclinação da sapata (graus);

h é a altura total da sapata (m);

h_0 é a altura da parte não-inclinada da sapata (m);

a é o comprimento da sapata (m);

a_p é o comprimento do pilar (m).

Desprezando o valor de h_0 e substituindo esse valor limite de h na fórmula 20 obtém-se:

$$\tan \alpha_0 = \frac{2}{3} \quad (\text{fórmula 22})$$

Resolvendo a fórmula 22, obtém-se o valor limite de inclinação para a sapata ser rígida de α_0 igual a $33,69^\circ$. Carvalho e Pinheiro (2009, p. 463) concluem que, como o cone de punção se forma para um ângulo entre 26° e 30° , ele estará sempre fora da sapata. A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 168) reforça essa conclusão, afirmando que não há possibilidade física de ocorrer punção nas sapatas rígidas. Logo, caso as sapatas sejam rígidas, não é necessário verificar a punção.

4.2.3.2 Compressão diagonal

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) recomenda a verificação da compressão da diagonal do concreto, mesmo nos casos onde a sapata é rígida. Este caso só tem lógica se feito no perímetro do pilas, conforme fórmula a seguir:

$$\tau_{Sd} = \frac{V_1}{u_p \cdot d} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (\text{fórmula 23})$$

O parâmetro α_v é obtido pela seguinte fórmula:

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \quad (\text{fórmula 24})$$

Onde:

τ_{Sd} é a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (kN/m²);

V_1 é a força cortante no perímetro do pilar; por segurança pode ser a força normal do pilar (kN);

u_p é o perímetro do pilar (m);

d é a altura útil da sapata (m);

τ_{Rd2} é a tensão de cisalhamento resistente de cálculo (kN/m²);

f_{cd} é a resistência de dimensionamento à compressão do concreto (kN/m²);

f_{ck} é a resistência à compressão característica do concreto (MPa).

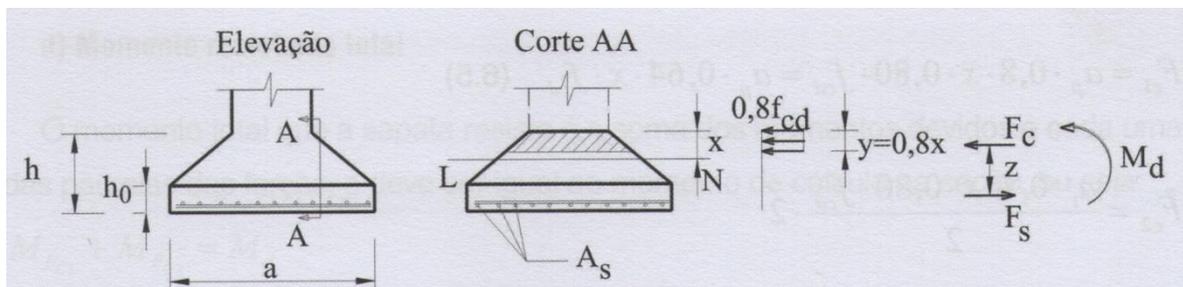
4.2.4 Dimensionamento à flexão

De acordo com a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 168):

O comportamento estrutural de sapatas rígidas caracteriza-se por um trabalho à flexão em ambas as direções, considerando-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar.

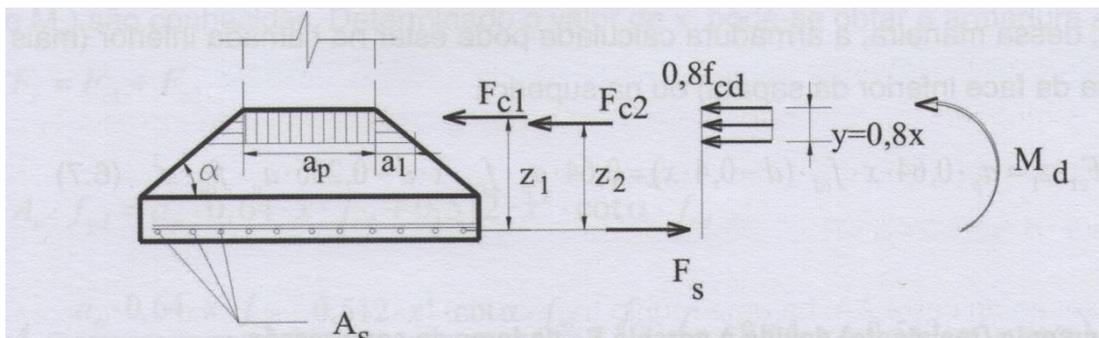
Carvalho e Pinheiro (2009, p. 464) acrescentam que o cálculo a flexão para dimensionar a armadura longitudinal pode ser realizado de maneira semelhante ao cálculo de vigas, porém com uma região trapezoidal comprimida (hachurada na figura 23) de altura $0,8x$. A região trapezoidal da seção apresentada na figura 23 é comprimida com uma tensão de $0,8f_{cd}$. A fim de simplificar o cálculo, essa tensão de compressão pode ser decomposta em duas forças resultantes F_{c1} e F_{c2} (figura 24), sendo que a primeira é a resultante da tensão atuante na região retangular do trapézio, que possui mesma largura do pilar, e a segunda é resultante da tensão atuante nas regiões triangulares, de base a_1 indicada na figura.

Figura 23 – Tensões normais e forças resultantes no concreto e armadura de uma sapata



(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 465)

Figura 24 – Esquema para determinação da armadura longitudinal (seção trapezoidal)



(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 465)

4.2.4.1 Cálculo das forças de compressão

As forças de compressão F_{c1} e F_{c2} podem ser calculadas pelas seguintes fórmulas (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 466):

$$F_{c1} = a_p \cdot 0,8 \cdot x \cdot 0,8 \cdot f_{cd} = 0,64 \cdot a_p \cdot x \cdot f_{cd} \quad (\text{fórmula 25})$$

$$F_{c2} = \frac{a \cdot 1,0 \cdot 8 \cdot x \cdot 0,8 \cdot f_{cd}}{2} \cdot 2 \quad (\text{fórmula 26})$$

Através de relações trigonométricas, encontra-se o valor de a_1 , que é igual a (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 466):

$$a_1 = 0,8 \cdot x \cdot \cotg \alpha_0 \quad (\text{fórmula 27})$$

Portanto, a fórmula 26 pode ser reescrita como:

$$F_{c2} = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cotg(\alpha_0) \cdot f_{cd} \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

F_{c1} é a força de compressão na região retangular (kN);

a_p é a largura da seção retangular, ou seja, o lado do pilar (m);

x é a posição da linha neutra (m);

f_{cd} é a resistência de dimensionamento à compressão do concreto (kN/m²);

F_{c2} é a força de compressão nas duas regiões triangulares (kN);

α_0 é a inclinação da sapata (graus).

4.2.4.2 Momento resistente

O momento interno resistente produzido pelas forças F_{c1} e F_{c2} (em relação à posição da armadura) deve ser igual ao momento externo aplicado M_d . É recomendado que a altura útil (d) seja igual a altura da sapata menos o cobrimento e menos 1,5 vez o diâmetro da barra

longitudinal. O momento resistente é calculado pelas fórmulas a seguir (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 466-467):

$$M_{Fc1} + M_{Fc2} = M_d \quad (\text{fórmula 29})$$

$$M_{Fc1} = F_{c1} \cdot z_1 = a_p \cdot 0,64 \cdot x \cdot f_{cd} \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 0,64 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x \cdot d - 0,256 \cdot a_p \cdot f_{cd} \cdot x^2 \quad (\text{fórmula 30})$$

$$M_{Fc2} = F_{c2} \cdot z_2 = 0,512 \cdot x^2 \cdot \cotg(\alpha_0) \cdot f_{cd} \cdot (d - \frac{2}{3} \cdot 0,8 \cdot x) = 0,512 \cdot f_{cd} \cdot x^2 \cdot d \cdot \cotg(\alpha_0) - 0,273 \cdot f_{cd} \cdot x^3 \cdot \cotg(\alpha_0) \quad (\text{fórmula 31})$$

A fórmula 29 pode ser reescrita como:

$$[(-0,273 \cdot \cotg(\alpha_0) \cdot x^3 + (0,512 \cdot d \cdot \cotg(\alpha_0) - 0,256 \cdot a_p) \cdot x^2 + 0,64 \cdot a_p \cdot d \cdot x - \quad (\text{fórmula 32})$$

$$\frac{Md}{f_{cd}} = 0$$

Onde:

M_{Fc1} é o momento resistente devido à parcela F_{c1} (kN.m);

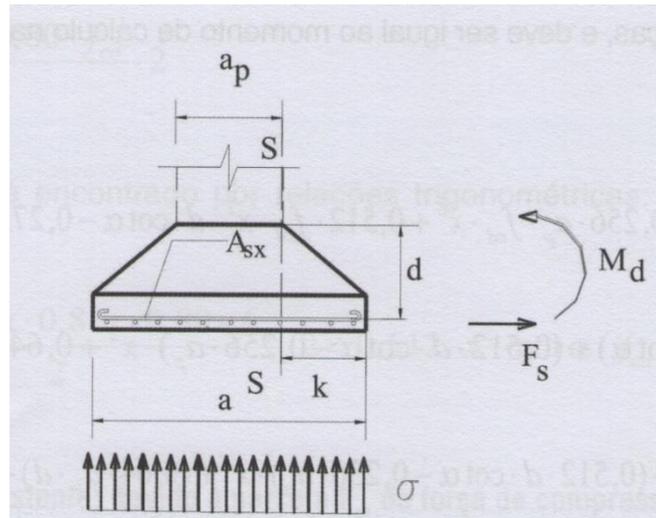
M_{Fc2} é o momento resistente devido à parcela F_{c2} (kN.m);

M_d é o momento fletor solicitante de cálculo (kN.m);

d é a altura útil da sapata (m).

Carvalho e Pinheiro (2009, p. 467) afirmam que : “A armadura principal de tração colocada na face inferior da sapata [...] deve ser calculada para o momento fletor atuante na seção mais solicitada, o que ocorre em uma das faces do pilar [...] [(figura 25)].”.

Figura 25 – Momento fletor atuante na seção S (face do pilar)



(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 468)

O momento na seção S (face do pilar), que multiplicado pelo coeficiente de segurança resulta no momento de cálculo (M_d) é dado por (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 468):

$$M_S = b \cdot \sigma \cdot k \cdot \frac{k}{2} = b \cdot \sigma \cdot \frac{(a - a_p)^2}{8} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

M_S é o momento atuante na seção S (face do pilar) (kN.m);

b é a largura da sapata perpendicular a armadura longitudinal (m);

k é a distância da face do pilar à borda da sapata (m);

σ é a tensão atuante na sapata (kN/m²);

a é o lado da sapata adjacente à armadura longitudinal (m);

a_p é o lado do pilar adjacente ao lado a da sapata (m).

4.2.4.3 Cálculo da armadura

A medida que se conhece o valor da posição da linha neutra (x), pode-se dimensionar a armadura A_s (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 467):

$$F_{c1} + F_{c2} = F_s = A_s \cdot f_{yd} \quad (\text{fórmula 34})$$

$$A_s = [a_p \cdot 0,64 \cdot x + 0,512 \cdot x^2 \cdot \cotg(\alpha_0)] \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (\text{fórmula 35})$$

Onde:

A_s é a área de aço da armadura (m^2);

f_{yd} é a resistência de cálculo de escoamento do aço (kN/m^2).

4.3 SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL E MOMENTO EM UMA DIREÇÃO

Caso a sapata esteja sujeita a uma carga vertical excêntrica ou a um momento aplicado, seu dimensionamento é mais complexo em relação ao caso em que atuam apenas cargas centradas na sapata. Velloso e Lopes (1998, p. 230-231) abordam que:

Em muitos casos práticos, além da carga vertical, atua também um momento na fundação. Esse momento pode ser causado por cargas aplicadas excêntrica ao eixo da sapata, por efeito de pórtico em estruturas hiperestáticas, por cargas horizontais aplicadas à estrutura (empuxo de terra em muros de arrimo, vento, frenagem, etc.).

[...] [Na figura 21], ilustra-se o caso de uma sapata carregada excêntrica com uma carga [...] [N]. Nesse caso, as tensões aplicadas ao solo não serão uniformes, variando ao longo da base da sapata. No caso de a carga [...] [N] estar dentro do núcleo central da base, as tensões serão obtidas considerando-se a superposição dos efeitos de uma carga centrada mais um momento, conforme ilustrado [...] [na figura 26]. A tensão máxima deverá ser inferior à tensão admissível adotada para o solo.

Quando a carga excêntrica estiver fora do núcleo central, apenas parte da sapata estará comprimida, não se admitindo que exista resistência a tração no contato sapata-solo [...]. A área da sapata que é efetivamente comprimida pode ser obtida fazendo-se $\sigma_{m\acute{a}x} = \sigma_a$ e verificando-se o equilíbrio de forças na vertical [...].

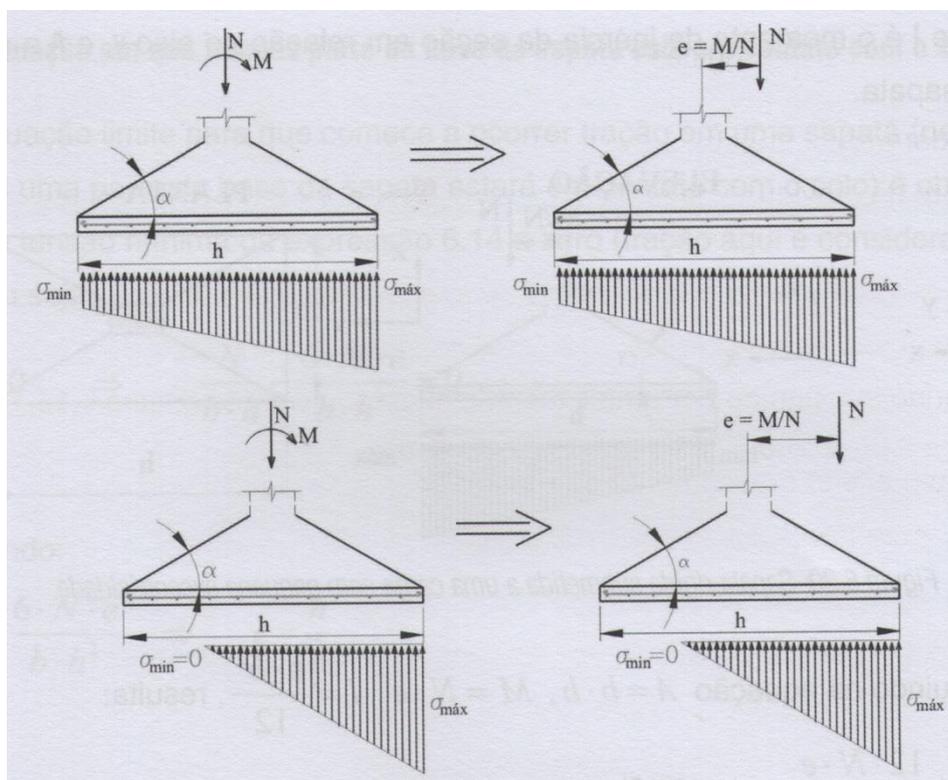
Segundo Carvalho e Pinheiro (2009, p. 488) o dimensionamento das sapatas aplicadas a este tipo de carga é semelhante ao caso das sapatas com carga centrada. A principal diferença reside em, devido ao momento aplicado, as tensões se distribuem de maneira não uniforme na

base da sapata. Em sapatas rígidas, essas tensões são aplicadas com variação linear, conforme figura 26.

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009, p. 488) há duas possibilidades para a distribuição das tensões:

- compressão em toda a área da sapata (parte de cima da figura 26);
- há uma região com tensões de tração, que deve ser desprezada (parte de baixo da figura 26).

Figura 26 – Sapatas submetidas a cargas excêntricas e tensões no solo



(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 489)

4.3.1 Determinação das tensões no solo

Carvalho e Pinheiro afirmam que: “a tensão normal de compressão em um ponto qualquer da sapata é dada pela resistência dos materiais através da [...] [fórmula 36].”.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot x \quad (\text{fórmula 36})$$

Os valores da área da sapata, do momento atuante e do momento de inércia podem ser escritos pelas seguintes equações:

$$A = b \cdot a \quad (\text{fórmula 37})$$

$$M = N \cdot e \quad (\text{fórmula 38})$$

$$I = b \cdot a^3 / 12 \quad (\text{fórmula 39})$$

Para se encontrar as tensões máxima e mínima de compressão, deve-se substituir na fórmula 36 o valor máximo de x , ou seja, $x = h/2$ (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 490).

$$\sigma_{\text{máx, mín}} = \frac{N}{b \cdot a} \pm \frac{6N \cdot e}{b \cdot a^2} \quad (\text{fórmula 40})$$

Carvalho e Pinheiro (2009, p.490) afirmam que a fórmula 40 só tem validade para tensões nulas ou de compressão, pois não é possível tracionar o solo. Além disso, a tensão máxima de compressão, sendo ela linear e variável, deve obedecer a seguinte verificação:

$$\sigma_{\text{máx}} \leq 1,3 \cdot \sigma_{\text{adm}} \quad (\text{fórmula 41})$$

Onde:

σ é a tensão aplicada na borda da sapata (kN/m²);

N é a força normal aplicada na sapata (kN);

A é a área da sapata (m²);

M é o momento aplicado na sapata (kN.m);

I é o momento de inércia (m⁴);

a é o comprimento da sapata (m);

b é a largura da sapata (m);

e é a excentricidade da carga aplicada (m);

$\sigma_{\text{máx}}$ é a tensão máxima na borda da sapata (kN/m²);

$\sigma_{\text{mín}}$ é a tensão mínima na borda da sapata (kN/m²);

σ_{adm} é a tensão admissível do solo (kN/m²).

Igualando a tensão mínima a zero na fórmula 40, obtém-se a seguinte expressão:

$$e = \frac{a}{6} \quad (\text{fórmula 42})$$

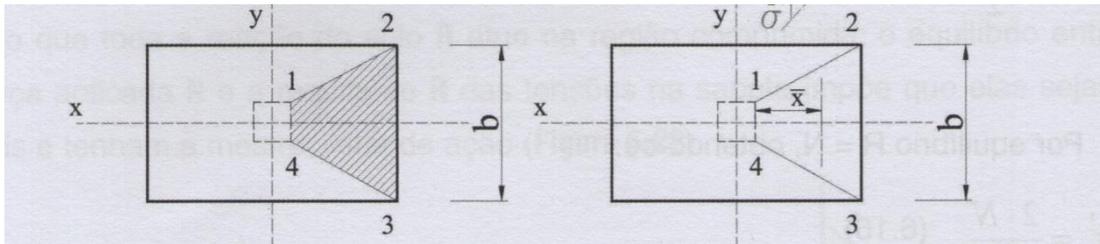
Logo, se $e \leq a/6$ não haverá tensões de tração. Essa região delimitada pela fórmula 42 é chamada de núcleo central (CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 491).

Carvalho e Pinheiro (2009, p. 491) afirmam que caso a força normal atue fora do núcleo central, a distribuição de tensões no solo será triangular, devido a impossibilidade de haver tração. Nesse caso a fórmula 40 não é válida e deve-se utilizar outra forma para determinação das tensões máxima e mínima.

4.3.2 Verificação das tensões no concreto

Como já explicitado anteriormente neste trabalho, não é necessário verificar a tração diagonal (punção) nos casos onde a sapata é rígida (inclinação próxima dos 30). Para a verificação da compressão diagonal, Carvalho e Pinheiro (2009, p. 493) afirmam que: “[...] é necessário considerar a força cortante resultante das tensões de compressão que atuam na região 1-2-3-4da sapata indicada na [...] [figura 27].”.

Figura 27 – Região de verificação da compressão diagonal

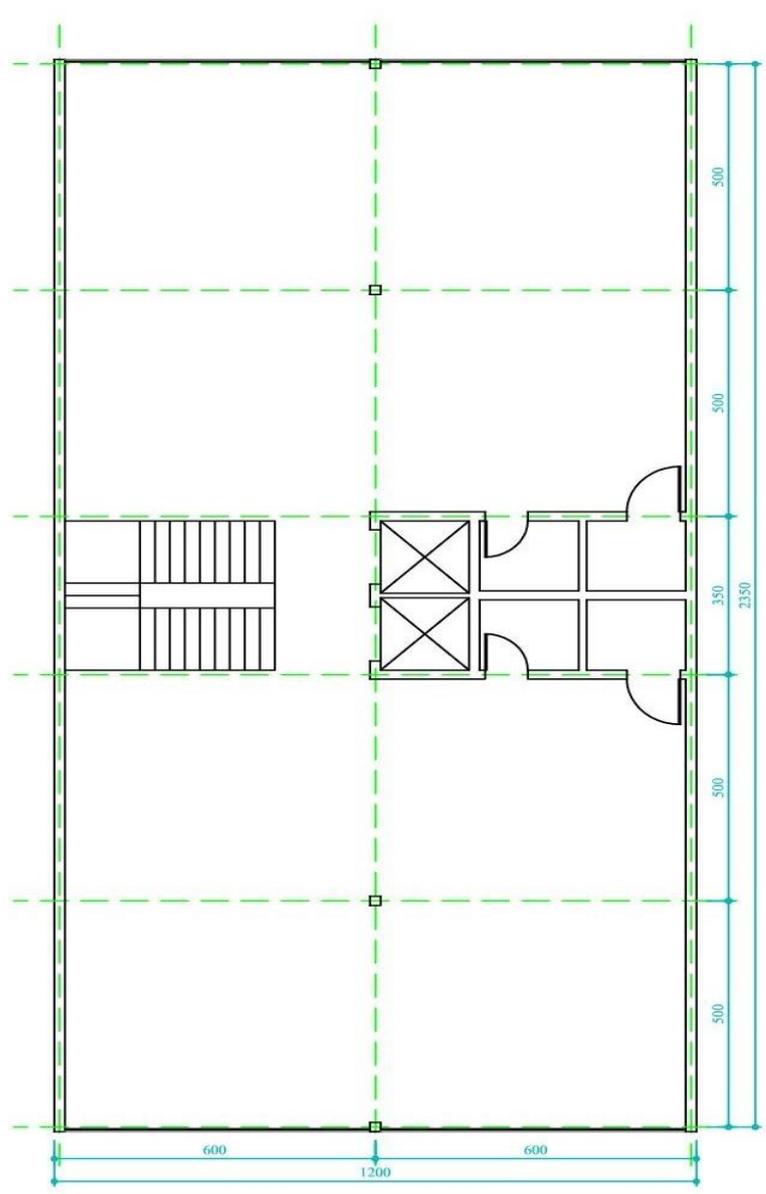


(fonte: CARVALHO; PINHEIRO, 2009, p. 494)

5 CÁLCULO DAS SOLICITAÇÕES

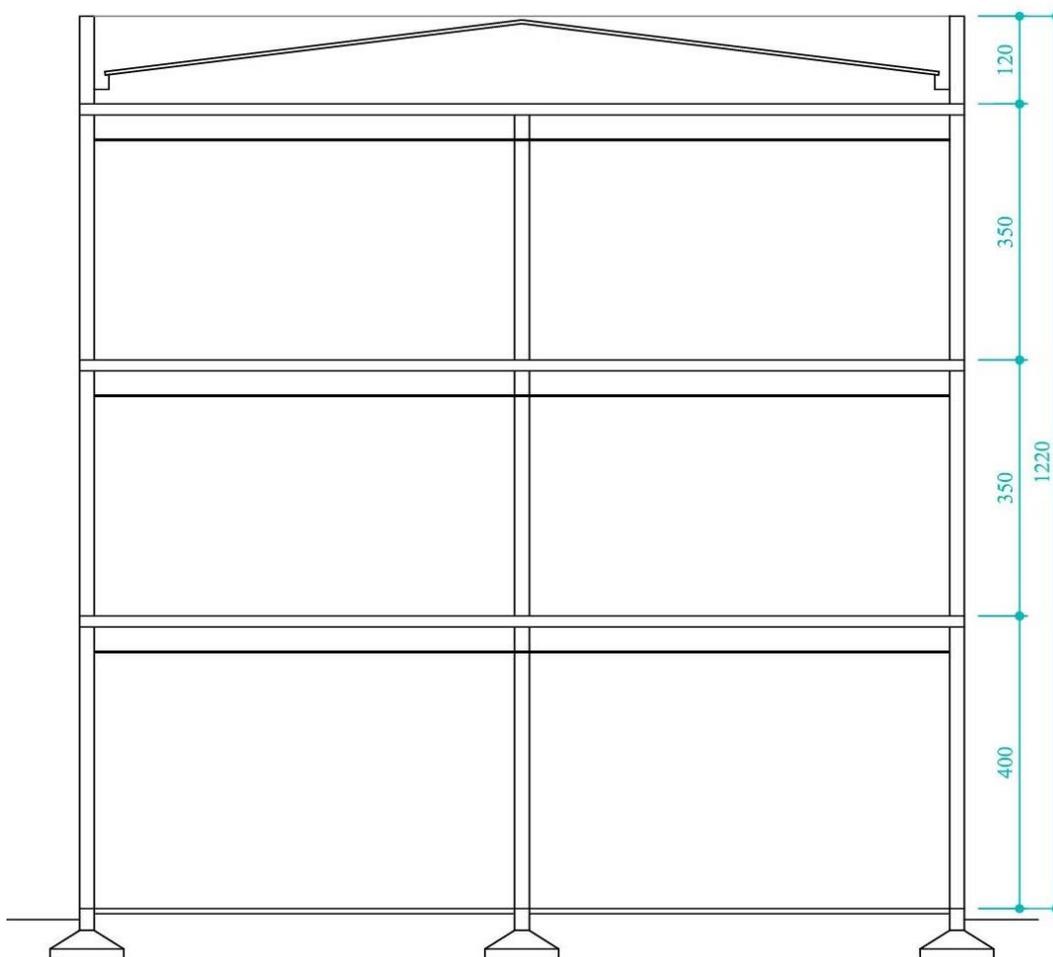
O edifício estudado neste trabalho é um prédio de escritórios hipotético, situado na região central da cidade de Porto Alegre. As figuras 28 e 29 mostram a planta baixa do pavimento tipo e um corte, respectivamente.

Figura 28 – Planta baixa do pavimento tipo do edifício estudado



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 29 – Corte paralelo à frente do edifício estudado



(fonte: elaborado pelo autor)

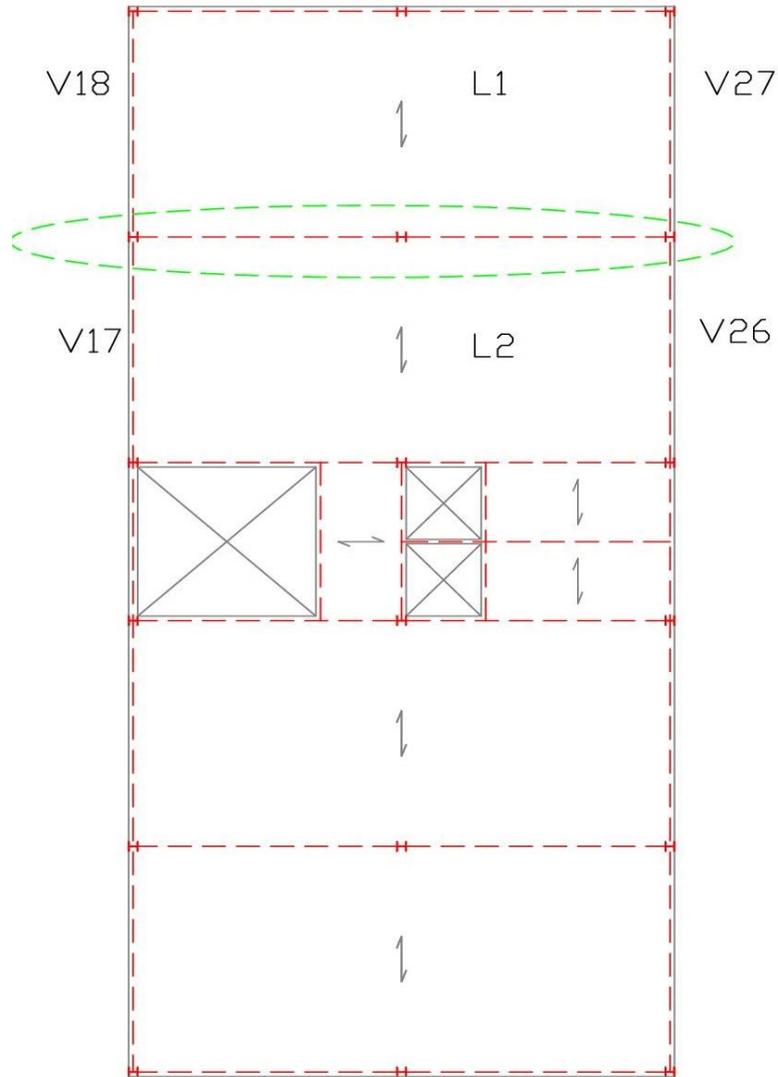
A separação dos cômodos internos foi projetada para ser feita por meio de divisórias leves, com exceção dos banheiros, elevadores e escada, que possuem paredes de alvenaria. A estrutura da edificação é formada por vigas e pilares metálicos, perfis “I” e “H”, as lajes são de concreto armado, pré-moldadas e treliçadas. A escada e a fundação, do tipo sapata, são de concreto armado.

A frente e os fundos do prédio possuem fachadas de vidro ao invés de paredes. Este diferencial arquitetônico impossibilita o contraventamento dos pórticos nessa direção. As demais fachadas são contraventadas e fechadas com paredes de alvenaria.

O edifício analisado por este trabalho está contraventado no sentido da sua maior dimensão em planta. Já no sentido da menor dimensão, as cargas horizontais são resistidas por um conjunto de pórticos não-contraventados.

Este capítulo apresenta o cálculo das solicitações para o pórtico mais solicitado desse conjunto. A figura 30 mostra a localização, em planta, desse pórtico.

Figura 30 – Localização em planta do pórtico estudado



(fonte: elaborado pelo autor)

5.1 CARGAS PERMANENTES

Os itens a seguir apresentam o cálculo das solicitações referentes às cargas permanentes da estrutura, como, por exemplo, o peso próprio de lajes e vigas apoiadas no pórtico analisado.

5.1.1 Cargas permanentes devido às lajes apoiadas no pórtico

As lajes L1 e L2, representadas na figura 24, são pré-moldadas e treliçadas, com 16 centímetros de altura e 4 centímetros de capa, fabricadas com resistência característica do concreto (f_{ck}) de 20 MPa. As duas lajes são idênticas e apresentam 5 metros de largura por 12 metros de comprimento em planta.

A tabela 1 apresenta valores de peso próprio e vãos máximos em função do carregamento, da classe e da armadura – que atendem os limites mínimos de ruptura e deformação para este tipo de laje. Este trabalho adota uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de 1,61 kN/m² para o peso próprio das lajes, conforme tabela a seguir.

Tabela 1 – Valores máximos (m) de vãos para lajes simplesmente apoiadas, com altura de 16cm (capa de 4cm), ruptura e deformação atendidas

Classe e armadura (cm ²)	Laje treliçada - β_{16}						
	Cargas (kN/m ²)						
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	4,0	5,5
12 - 0,865	5,05	4,85	4,65	4,45	4,25	3,65	3,20
13 - 0,952	5,15	4,90	4,70	4,55	4,40	3,75	3,35
14 - 1,047	5,25	5,00	4,80	4,60	4,45	3,85	3,50
15 - 1,152	5,35	5,10	4,85	4,70	4,55	4,00	3,55
16 - 1,267	5,45	5,20	4,95	4,80	4,65	4,10	3,65
17 - 1,394	5,55	5,30	5,05	4,90	4,70	4,25	3,80
18 - 1,533	5,70	5,40	5,15	5,00	4,80	4,35	3,90
19 - 1,686		5,55	5,30	5,10	4,90	4,50	4,00
20 - 1,855			5,40	5,20	5,05	4,65	4,15
21 - 2,040			5,55	5,35	5,15	4,75	4,25
22 - 2,244			5,70	5,45	5,30	4,85	4,40
23 - 2,469			5,80	5,60	5,40	5,00	4,55
24 - 2,716				5,75	5,55	5,10	4,70
25 - 2,987				5,90	5,70	5,25	4,85
26 - 3,266				6,00	5,80	5,35	5,00
27 - 3,615					6,00	5,50	5,15
28 - 3,976					6,15	5,65	5,25

Intereixo = 50 cm; peso próprio = 1,61 kN/m²; f_{ck} = 20 MPa.

(fonte: adaptado de CARVALHO; FIGUEIREDO FILHO, 2009, p. 354)

Como o projeto arquitetônico não prevê a posição das paredes divisórias, foi adotada uma carga uniformemente distribuída por metro quadrado de 1 kN/m², conforme a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 1).

Para o cálculo da carga uniformemente distribuída por metro quadrado devido ao piso, contrapiso e reboco do forro se adota a seguinte expressão:

$$G = E \cdot \gamma \quad (\text{fórmula 43})$$

Onde:

G é a carga uniformemente distribuída por metro quadrado (kN/m²);

E é a espessura do material (m);

γ é o peso específico do material (kN/m³).

Foram adotadas espessuras de 1,5 centímetros para o reboco, 2 centímetros para o piso e 3 centímetros para o contrapiso. Tanto o reboco, quanto o contrapiso são feitos com argamassa de cimento e areia e o piso utilizado é de granito. Os valores para os pesos específicos dos materiais são retirados da NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2), sendo 28 kN/m³ para o granito e 21 kN/m³ para argamassa de cimento e areia.

A tabela 2 apresenta o somatório da carga uniformemente distribuída por metro quadrado na laje L1.

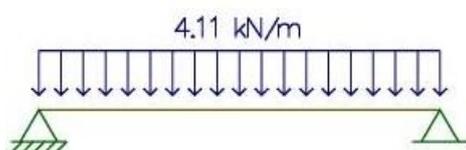
Tabela 2 – Cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado na Laje L1 (pavimento tipo)

Laje L1	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
PESO PRÓPRIO			1,61
DIVISÓRIAS LEVES			1,00
REBOCO FORRO	0,015	21	0,31
PISO (GRANITO)	0,02	28	0,56
CONTRAPISO	0,03	21	0,63
TOTAL			4,11

(fonte: elaborado pelo autor)

A laje L1 está simplesmente apoiada em duas vigas do pavimento tipo, sendo, uma delas, viga do pórtico analisado. Com isso, pode-se calcular a reação da laje na viga através de um modelo de viga bi-apoiada, com vão de 5 metros, conforme figuras 31 e 32. O *software* utilizado para o cálculo das reações foi o FTOOL (MARTHA, 2012). A reação em um dos apoios é o carregamento exercido pela laje L1 na viga do pórtico.

Figura 31 – Carga laje L1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 32 – Reações da laje L1 nas vigas



(fonte: elaborado pelo autor)

As cargas distribuídas permanentes nas vigas do pavimento tipo são:

- a) reações da laje L1;
- b) reações da laje L2;
- c) peso próprio da viga.

As reações da laje L2 são iguais as da laje L1, já calculadas. Para um pré-dimensionamento da estrutura, foi adotado neste trabalho um peso próprio das vigas de aço igual a 0,5 kN/m. A tabela 3 mostra o somatório das cargas permanentes distribuídas nas vigas do pavimento tipo.

Tabela 3 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas do pavimento tipo

Carregamento	Carga (kN/m)
REAÇÕES L1	10,275
REAÇÕES L2	10,275
PESO PRÓPRIO DA VIGA	0,5
TOTAL	21,05

(fonte: elaborado pelo autor)

Na cobertura, as lajes LC1 e LC2 possuem mesma seção transversal e mesmo posicionamento em planta das lajes L1 e L2, respectivamente. As cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado nas lajes de cobertura devido ao peso próprio e ao reboco no forro são iguais. Além disso, foi prevista para o telhado uma carga de 0,5 kN/m². A tabela 4 apresenta as cargas atuantes nessas lajes.

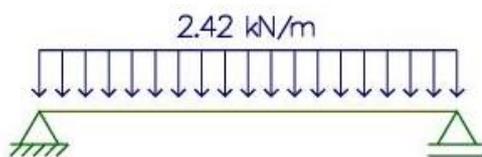
Tabela 4 – Cargas uniformemente distribuídas por metro quadrado na Laje LC1 (cobertura)

Laje LC1	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
PESO PRÓPRIO			1,61
REBOCO FORRO	0,015	21	0,31
TELHADO			0,50
TOTAL			2,42

(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se calcular as cargas permanentes distribuídas nas vigas da cobertura de maneira análoga a calculada para as vigas do pavimento tipo. As figuras 33 e 34 apresentam as cargas e reações na laje LC1.

Figura 33 – Carga laje LC1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 34 – Reações da laje LC1 nas vigas



(fonte: elaborado pelo autor)

Calculadas as reações da laje, pode-se calcular as cargas permanentes distribuídas das vigas de cobertura, de maneira análoga a utilizada no pavimento tipo, conforme tabela 5, mostrada a seguir.

Tabela 5 – Cargas permanentes distribuídas nas vigas da cobertura

Carregamento	Carga (KN/m)
REAÇÕES LC1	6,05
REAÇÕES LC2	6,05
PESO PRÓPRIO DA VIGA	0,5
TOTAL	12,6

(fonte: elaborado pelo autor)

5.1.2 Carregamentos devido às vigas apoiadas no pórtico

Além do carregamento distribuído oriundo das lajes apoiadas nas vigas do pórtico estudado, mostrado no item 5.1.1, existe um carregamento gerado por vigas dos demais pórticos que se apoiam nos pilares do pórtico analisado. Estas vigas geram cargas concentradas que solicitam permanentemente a estrutura. As vigas V17 e V18, situadas no pavimento tipo, apoiam-se no pilar 1 do pórtico, enquanto as vigas V26 e V27, do mesmo pavimento, apoiam-se no pilar 3.

Estas vigas são iguais e possuem, além de seu peso próprio, um carregamento distribuído, ao longo do seu comprimento, proveniente do peso próprio das paredes de alvenaria nelas apoiadas. Este peso das paredes pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$g_{parede} = E_{parede} \cdot h_{parede} \cdot \gamma_{parede} \quad (\text{fórmula 44})$$

Onde:

g_{parede} é a carga distribuída da parede (kN/m);

E_{parede} é a espessura da parede (m);

h_{parede} é a altura da parede (m);

γ_{parede} é o peso específico da alvenaria (tijolo furado), igual a 13 kN/m³ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2).

Mantendo a previsão de peso próprio das vigas de aço em 0,5 kN/m e admitindo a espessura das paredes igual a 20 centímetros e altura do pavimento tipo de 3,5 metros, a tabela 6 mostra a carga distribuída ao longo da viga V18.

Tabela 6 – Cargas distribuídas ao longo da viga V18 (pavimento tipo)

Viga V18	e (m)	h (m)	γ (KN/m ³)	g (KN/m)
PESO PRÓPRIO				0,50
ALVENARIA	0,2	3,5	13	9,10
TOTAL				9,60

(fonte: elaborado pelo autor)

De maneira análoga ao cálculo das solicitações no pavimento tipo e admitindo altura da platibanda igual a 1,2 metros, a tabela 7 mostra a carga distribuída ao longo da viga VC18.

Tabela 7 – Cargas distribuídas ao longo da viga VC18 (cobertura)

Viga VC18	e (m)	h (m)	γ (KN/m ³)	g (KN/m)
PESO PRÓPRIO				0,50
ALVENARIA	0,2	1,2	13	3,12
TOTAL				3,62

(fonte: elaborado pelo autor)

As paredes do térreo estão apoiadas sobre vigas baldrame de concreto armado. O peso próprio do baldrame VB18 pode ser calculado de maneira equivalente ao cálculo do peso próprio da alvenaria. Assumindo a espessura da viga igual a 0,2 metros, sua altura igual a 0,4 metros e a altura da parede igual a 4 metros, a tabela 8 apresenta as cargas distribuídas ao longo da viga VB18. O peso específico do concreto armado é de 25 kN/m³ (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 2).

Tabela 8 – Cargas distribuídas ao longo da viga VB18 (baldrame)

Viga VB18	e (m)	h (m)	γ (KN/m ³)	g (KN/m)
PESO PRÓPRIO	0,2	0,4	25	2,00
ALVENARIA	0,2	4	13	10,40
TOTAL				12,40

(fonte: elaborado pelo autor)

Com o auxílio do FTOOL (MARTHA, 2012), determinou-se a reação nos pilares externos do pórtico em cada um dos pavimentos. Como são duas vigas iguais apoiadas em cada pilar, a carga concentrada é igual ao dobro do valor da reação de um apoio nos modelos analisados nas figuras 35 a 40.

Figura 35 – Carga viga V18



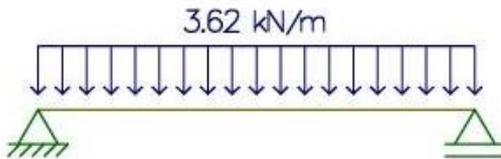
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 36 – Reações da viga V18



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 37 – Carga viga VC18



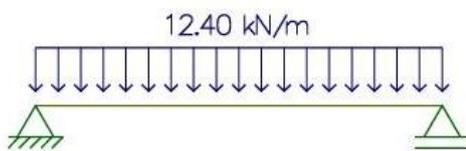
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 38 – Reações da viga VC18



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 39 – Carga viga VB18



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 40 – Reações da viga VB18



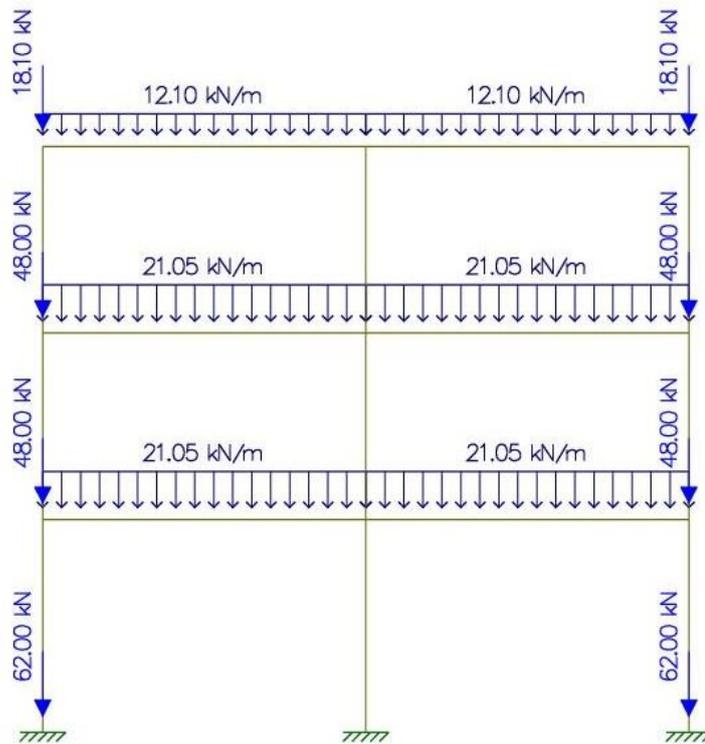
(fonte: elaborado pelo autor)

Portanto, a carga concentrada em cada um dos pilares externos no pavimento tipo, na cobertura e no térreo são 18,1, 48 e 62 kN, respectivamente.

5.1.3 Diagrama das solicitações permanentes

As solicitações permanentes características, ou seja, sem coeficientes de segurança aplicados foram calculados nos itens 5.1.1 e 5.1.2 e estão representados na figura 41.

Figura 41 – Cargas permanentes aplicadas



(fonte: elaborado pelo autor)

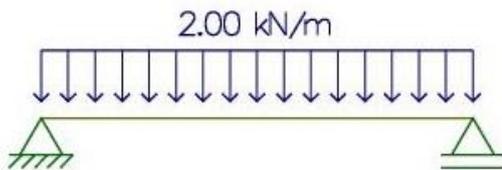
5.2 SOBRECARGA DEVIDO AO USO

No item 5.1 foram calculadas as cargas permanentes atuantes na estrutura analisada. Porém, recomenda-se que se considere uma sobrecarga devido ao uso da edificação.

Segundo a NBR 6120 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980, p. 3), a sobrecarga uniformemente distribuída por metro quadrado na laje L1 (pavimento tipo) para escritórios é de 2 kN/m². Já para forros, sem acesso a pessoas, caso da laje LC1 (cobertura), tal sobrecarga é de 0,5 kN/m².

Novamente calculando a laje simplesmente apoiada como um modelo de viga biapoiada, foram obtidas as reações das solicitações das lajes L1 e LC1 nas vigas do pavimento tipo e cobertura, respectivamente. As figuras 42 a 45 apresentam as cargas aplicadas e reações encontradas.

Figura 42 – Sobrecarga laje L1



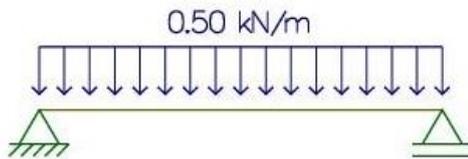
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 43 – Reações da sobrecarga da laje L1



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 44 – Sobrecarga laje LC1



(fonte: elaborado pelo autor)

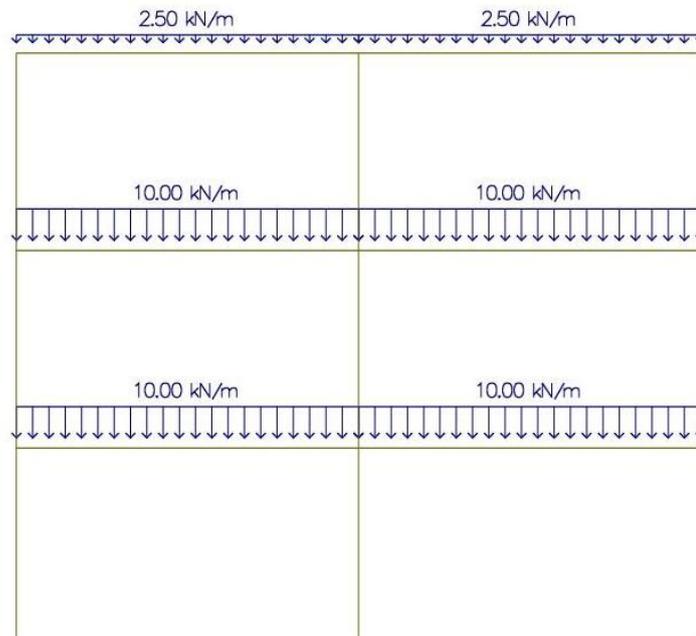
Figura 45 – Reações da sobrecarga da laje LC1



(fonte: elaborado pelo autor)

Como as lajes L2 e LC2 também se apoiam na mesma viga que as lajes L1 e LC1, respectivamente, pode-se concluir que a sobrecarga distribuída aplicada nas vigas é igual ao dobro da reação encontrada nas figuras 43 e 45, ou seja, 10 kN/m e $2,5 \text{ kN/m}$. A figura 46 representa as sobrecargas aplicadas no pórtico.

Figura 46 – Sobrecarga devido ao uso da estrutura



(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 CARGAS DE VENTO

Além das cargas permanentes e da sobrecarga devido ao uso, a estrutura é solicitada horizontalmente pela ação do vento. A força de arrasto, a pressão dinâmica e a velocidade característica do vento são calculadas pela seguintes expressões (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988):

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (\text{fórmula 45})$$

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{fórmula 46})$$

$$V_k = V_0 \cdot S_1 S_2 S_3 \quad (\text{fórmula 47})$$

Onde:

F_a é a força de arrasto, ou seja, a força global na direção do vento (N);

C_a é o coeficiente de arrasto (adimensional);

q é a pressão dinâmica do vento (N/m²);

A_e é a área frontal efetiva (m²);

V_k é a velocidade característica do vento (m/s);

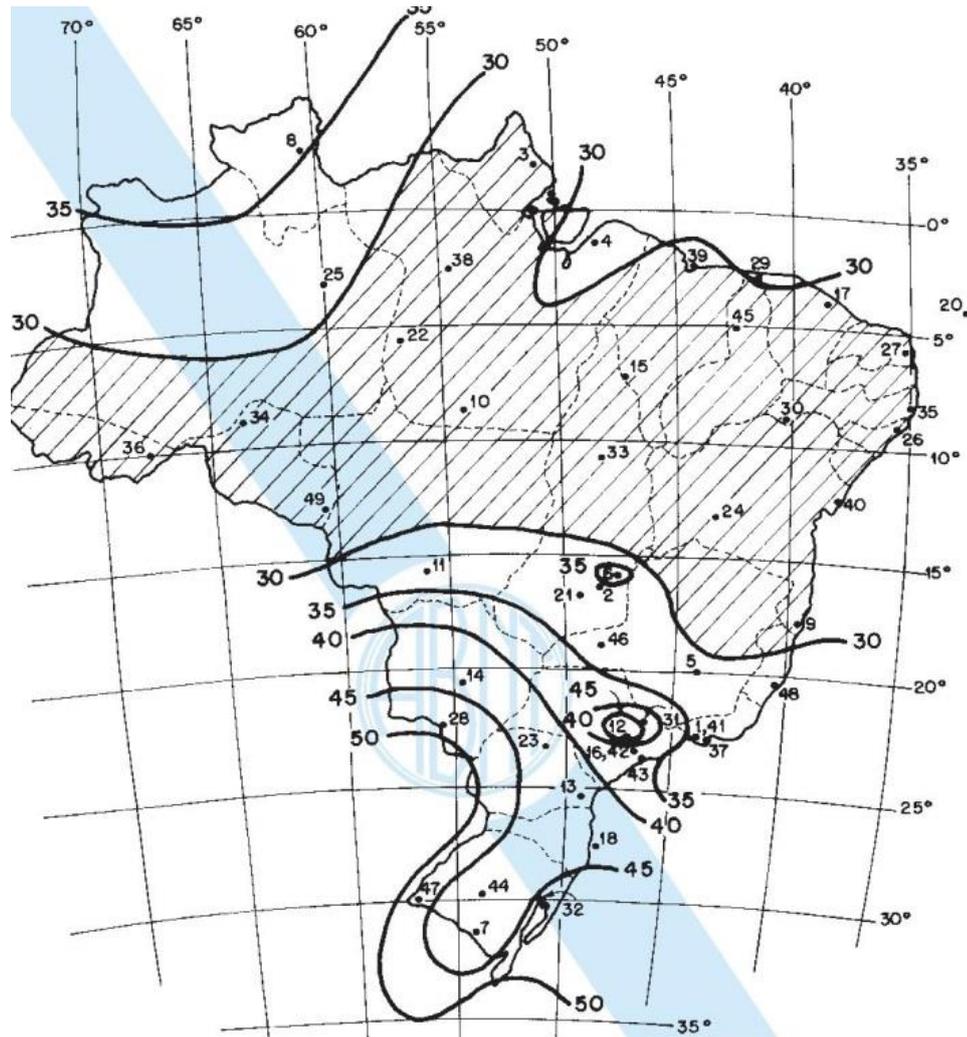
V_0 é a velocidade básica do vento (m/s);

S_1 é o fator topográfico (adimensional);

S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura sobre o terreno (adimensional);

S_3 é o fator estatístico (adimensional).

A velocidade básica do terreno (V_0) é determinada pelo mapa de isopletras apresentado na figura 47.

Figura 47 – Isopletas da velocidade básica V_0 (m/s)

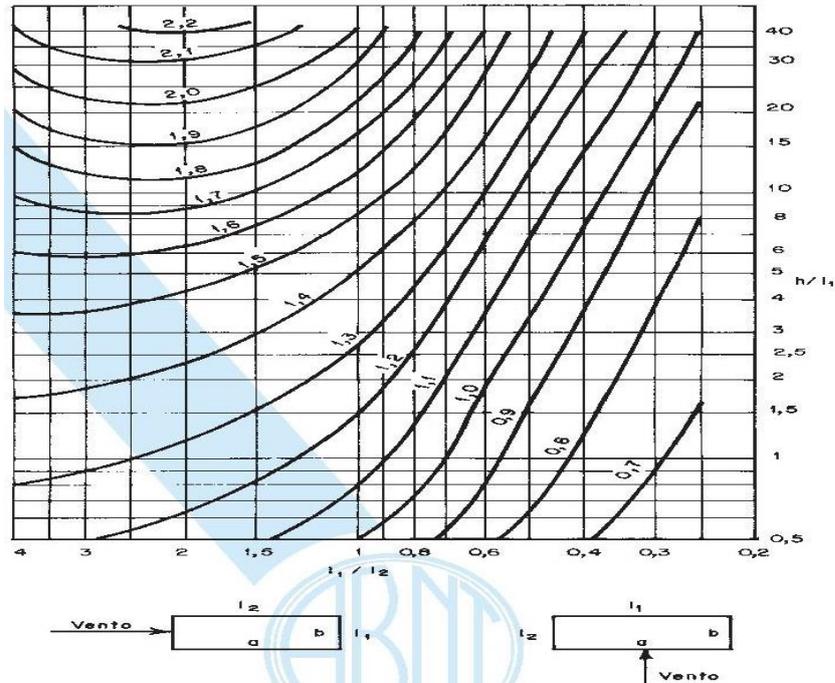
(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 6)

Posicionando a cidade de Porto Alegre no mapa de isopletas acima, obtém-se a velocidade básica do vento igual a 46 m/s. O terreno em que se encontra a edificação é plano, portanto o fator topográfico S_1 é igual a 1, conforme recomendação da NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 5). Como o edifício estudado é comercial com alto fator de ocupação, o fator estatístico S_3 é igual a 1.

Como o prédio se localiza na parte central de Porto Alegre e sua maior dimensão horizontal ou vertical possui 23,5 metros, conclui-se que se encontra na categoria V e classe B. Portanto, de acordo com a NBR 6123 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 10) o fator S_2 para cotas inferiores a 10 metros é igual a 0,72. Já para a cota de 11

metros, o fator S_2 é igual a 0,728. O coeficiente de arrasto é obtido a partir da figura 48, apresentada a seguir.

Figura 48 – Coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 20)

As dimensões da edificação estudada são:

- a) L_1 igual a 23,5 metros;
- b) L_2 igual a 12 metros;
- c) h igual a 12,2 metros.

Logo, pelo ábaco, obtém-se o coeficiente de arrasto igual a, aproximadamente, 1,15. Para o cálculo da área efetiva, adotou-se uma largura de influência de 5 metros de largura para o pórtico estudado, multiplicada por uma altura efetiva, h_e , que varia por pavimento. Na primeira laje tipo, esta altura efetiva é igual à altura do térreo mais metade da altura do segundo pavimento, totalizando 5,75 metros. Na segunda laje tipo, é igual à metade da altura do segundo pavimento mais metade da altura do terceiro pavimento, totalizando 3,5 metros. Na laje de cobertura, é igual à metade do terceiro pavimento mais a altura da platibanda, totalizando 2,95 metros. A tabela 9 apresenta o cálculo das forças de arrasto.

Tabela 9 – Cálculo da força de arrasto

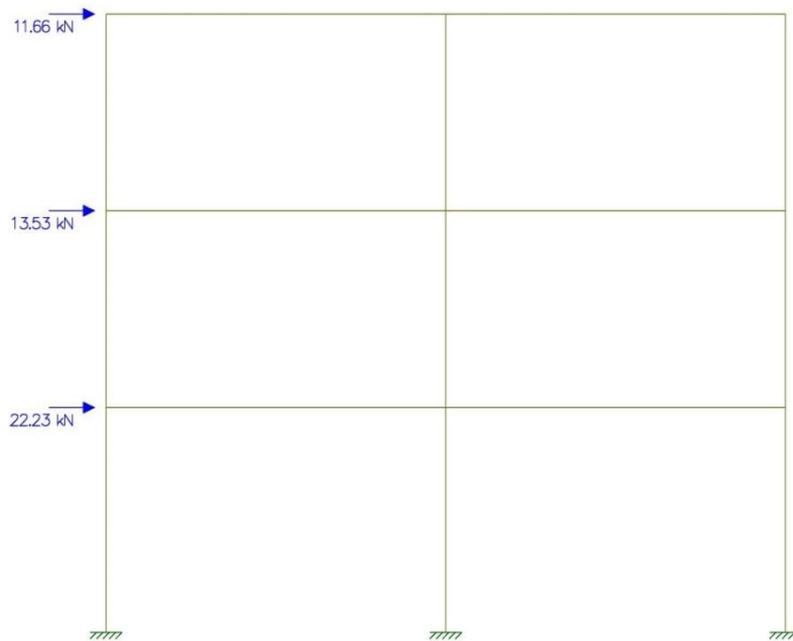
Pavimento	Cota (m)	V0 (m/s)	S2	Vk (m/s)	q (N/m ²)	he (m)	Ae (m ²)	F (KN)
TIPO 1	4,00	46,00	0,72	33,12	672,42	5,75	28,75	22,23
TIPO 2	7,50	46,00	0,72	33,12	672,42	3,50	17,50	13,53
COBERTURA	11,00	46,00	0,728	33,49	687,45	2,95	14,75	11,66

S1	1,00	S3	1	Ca	1,15
----	------	----	---	----	------

(fonte: elaborado pelo autor)

As forças de arrasto devido ao vento estão distribuídas no pórtico conforme figura 49.

Figura 49 – Cargas devido ao vento



(fonte: elaborado pelo autor)

5.4 COMBINAÇÕES DE CARGAS

As cargas calculadas nos itens anteriores apresentados neste capítulo eram cargas características, ou seja, sem a utilização de coeficientes de segurança. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRAS DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) apresenta a seguinte expressão para combinações últimas normais:

$$F_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi,k}) + \gamma_{q1} F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \Psi_{0j} F_{Qj,k}) \quad (\text{fórmula 48})$$

Onde:

F_d é a força de projeto (kN);

$F_{Gi,k}$ representa os valores característicos das ações permanentes;

$F_{Q1,k}$ é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação (kN);

$F_{Qj,k}$ representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (kN);

γ_{gi} é o coeficiente de ponderação das ações permanentes (adimensional);

γ_{q1} é o coeficiente de ponderação da ação variável considerada principal (adimensional);

γ_{qj} é o coeficiente de ponderação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional);

Ψ_{0j} é um fator de combinação das ações variáveis que podem atuar concomitantemente com a ação variável principal (adimensional).

Os valores dos coeficientes de ponderação foram obtidos das tabelas 10 e 11.

Tabela 10 – Valores dos coeficientes de ponderação das ações

Combinações	Ações permanentes (γ_g) ^{a c}					
	Diretas					Indiretas
	Peso próprio de estruturas metálicas	Peso próprio de estruturas pré-moldadas	Peso próprio de estruturas moldadas no local e de elementos construtivos industrializados e empuxos permanentes	Peso próprio de elementos construtivos industrializados com adições <i>in loco</i>	Peso próprio de elementos construtivos em geral e equipamentos	
Normais	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,35 (1,00)	1,40 (1,00)	1,50 (1,00)	1,20 (0)
Especiais ou de construção	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,25 (1,00)	1,30 (1,00)	1,40 (1,00)	1,20 (0)
Excepcionais	1,10 (1,00)	1,15 (1,00)	1,15 (1,00)	1,20 (1,00)	1,30 (1,00)	0 (0)
	Ações variáveis (γ_q) ^{a d}					
	Efeito da temperatura ^b	Ação do vento	Ações truncadas ^e	Demais ações variáveis, incluindo as decorrentes do uso e ocupação		
Normais	1,20	1,40	1,20	1,50		
Especiais ou de construção	1,00	1,20	1,10	1,30		
Excepcionais	1,00	1,00	1,00	1,00		

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Tabela 11 – Valores dos fatores de combinação ψ_0

Ações		ψ_0
Ações variáveis causadas pelo uso e ocupação	Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ^{b)}	0,5
	Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas ^c	0,7
	Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens e sobrecargas em coberturas (ver B.5.1)	0,8
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos	Passarelas de pedestres	0,6
	Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,0
	Pilares e outros elementos ou subestruturas que suportam vigas de rolamento de pontes rolantes	0,7

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008)

Para esta estrutura foram consideradas três combinações significativas de cargas atuantes na estrutura:

- a) cargas permanentes, a carga variável devido ao uso e ocupação, sem ação do vento (combinação 1, figura 50 e fórmula 49);
- b) cargas permanentes, carga variável devido ao uso e ocupação (carga variável principal) e ação do vento (combinação 2, figura 51 e fórmula 50);
- c) cargas permanentes, carga variável devido ao uso e ocupação e ação do vento (carga variável principal) (combinação 3, figura 52 e fórmula 51).

$$F_d = 1,4F_G + 1,5F_P \quad (\text{fórmula 49})$$

$$F_d = 1,4F_G + 1,5F_P + 0,6.1,4F_V \quad (\text{fórmula 50})$$

$$F_d = 1,4F_G + 0,5.1,5F_P + 1,4F_V \quad (\text{fórmula 51})$$

Onde:

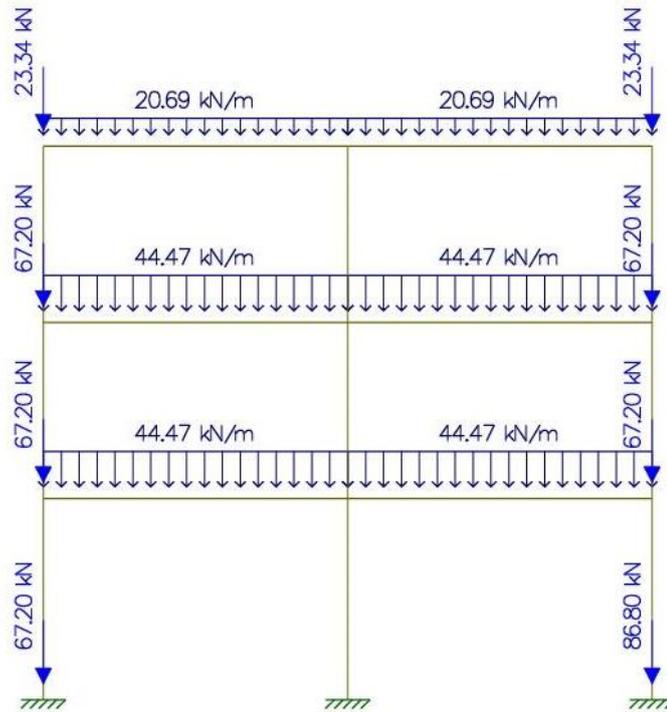
F_d é a carga de projeto (kN);

F_G é a carga atuante no pórtico devido às ações permanentes (kN);

F_P é a carga atuante no pórtico devido às ações variáveis decorrentes do uso e ocupação (kN);

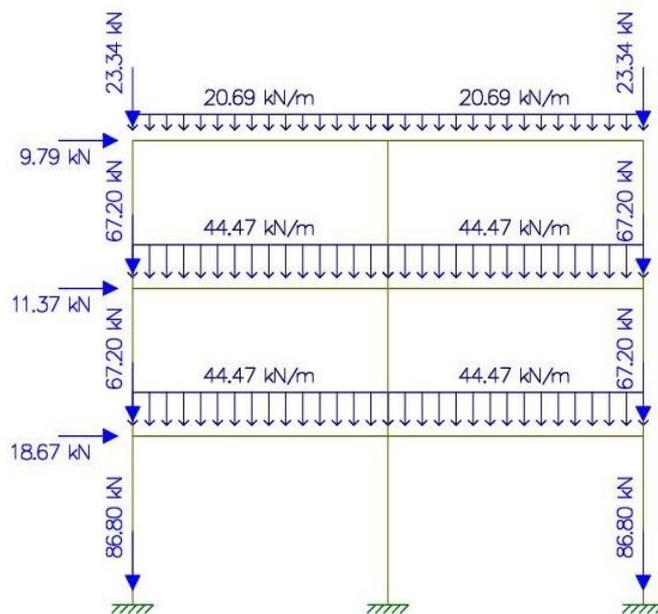
F_V é a carga atuante no pórtico devido às ações variáveis decorrentes ao vento (kN).

Figura 50 – Combinação 1



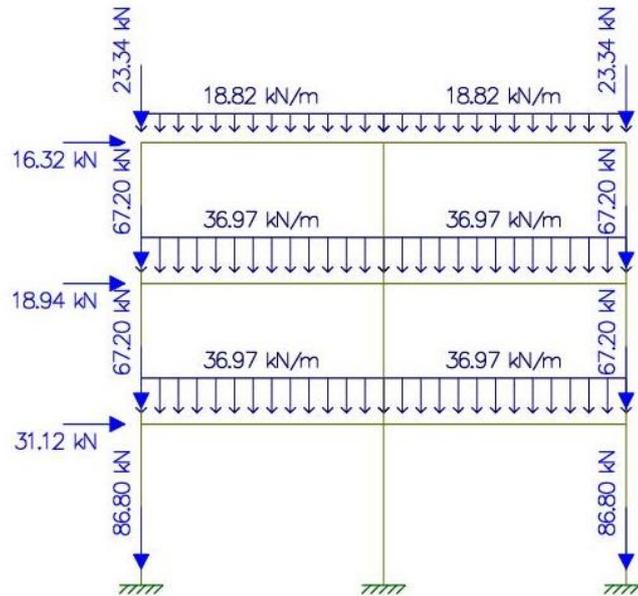
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 51 – Combinação 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 52 – Combinação 3



(fonte: elaborado pelo autor)

Devido à simetria da estrutura, não é necessário rodar a combinação com o vento a 180° . Para o dimensionamento dos pilares externos, foi calculada a estrutura necessária para o pilar externo mais solicitado.

6 ANÁLISE COMPUTACIONAL

Este capítulo aborda o cálculo das solicitações nos elementos da estrutura e na fundação. Esta análise foi feita utilizando o *software* MASTAN2 (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2000). Esta ferramenta de cálculo permite a utilização de ligações semirrígidas, sendo este o motivo da sua escolha.

Os itens a seguir, neste capítulo, apresentam uma análise elástica de segunda ordem para as combinações de cálculo propostas no item 5.1.4 deste trabalho, para o pórtico estudado com diferentes conexões entre seus elementos estruturais.

Para o dimensionamento dos pilares e vigas da estrutura no estado limite último, foram feitas várias simulações no programa, utilizando diferentes perfis apresentados nas tabelas 12 a 15, e foram escolhidos os perfis que mais se enquadravam para as solicitações geradas no pórtico. Os perfis utilizados, bem como as solicitações dos elementos metálicos, e as reações na base da superestrutura são mostrados nos itens a seguir, neste capítulo.

Tabela 12 – Perfis metálicos parte 1

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear Kg/m	d	br	ESPESSURA		h	d'	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _t	I _t	Esbeltez		C _w	u
				t _w	t _r				I _x	W _x	α _x	Z _x	I _y	W _y	r _y	Z _y			Aba - I _r	Alma - I _w		
W 150 x 13,0	13,0	145	100	4,3	4,9	138	118	16,6	635	85,8	6,18	96,4	82	16,4	2,22	25,5	2,60	1,72	10,20	27,49	4,181	0,67
W 150 x 18,0	18,0	153	102	5,8	7,1	139	119	23,4	939	122,8	6,34	139,4	126	24,7	2,32	38,5	2,69	4,34	7,18	20,48	6,683	0,69
W 150 x 22,5 (H)	22,5	152	152	5,8	6,6	139	119	29,0	1229	161,7	6,51	179,6	387	50,9	3,65	77,9	4,10	4,75	11,52	20,48	20,417	0,88
W 150 x 24,0	24,0	160	102	6,6	10,3	139	115	31,5	1384	173,0	6,63	197,6	183	35,9	2,41	55,8	2,73	11,08	4,95	17,48	10,206	0,69
W 150 x 29,8 (H)	29,8	157	153	6,6	9,3	138	118	38,5	1739	221,5	6,72	247,5	556	72,6	3,80	110,8	4,18	10,95	8,23	17,94	30,227	0,90
W 150 x 37,1 (H)	37,1	162	154	8,1	11,6	139	119	47,8	2244	277,0	6,85	313,5	707	91,8	3,84	140,4	4,22	20,58	6,64	14,67	39,930	0,91
W 200 x 15,0	15,0	200	100	4,3	5,2	190	170	19,4	1305	130,5	8,2	147,9	87	17,4	2,12	27,3	2,55	2,05	9,62	39,44	8,222	0,77
W 200 x 19,3	19,3	203	102	5,8	6,5	190	170	25,1	1686	166,1	8,19	190,6	116	22,7	2,14	35,9	2,59	4,02	7,85	29,31	11,098	0,79
W 200 x 22,5	22,5	206	102	6,2	8,0	190	170	29,0	2029	197,0	8,37	225,5	142	27,9	2,22	43,9	2,63	6,18	6,38	27,42	13,868	0,79
W 200 x 26,6	26,6	207	133	5,8	8,4	190	170	34,2	2611	252,3	8,73	282,3	330	49,6	3,10	76,3	3,54	7,65	7,92	29,34	32,477	0,92
W 200 x 31,3	31,3	210	134	6,4	10,2	190	170	40,3	3168	301,7	8,86	338,6	410	61,2	3,19	94,0	3,60	12,59	6,57	26,50	40,822	0,93
W 200 x 35,9 (H)	35,9	201	165	6,2	10,2	181	161	45,7	3437	342,0	8,67	379,2	764	92,6	4,09	141,0	4,50	14,51	8,09	25,90	69,502	1,03
W 200 x 41,7 (H)	41,7	205	166	7,2	11,8	181	157	53,5	4114	401,4	8,77	448,6	901	108,5	4,10	165,7	4,53	23,19	7,03	21,86	83,948	1,04
W 200 x 46,1 (H)	46,1	203	203	7,2	11,0	181	161	58,6	4543	447,6	8,81	495,3	1535	151,2	5,12	229,5	5,58	22,01	9,23	22,36	141,342	1,19
W 200 x 52,0 (H)	52,0	206	204	7,9	12,6	181	157	66,9	5298	514,4	8,90	572,5	1784	174,9	5,16	265,8	5,61	33,34	8,10	19,85	166,710	1,19
HP 200 x 53,0 (H)	53,0	204	207	11,3	11,3	181	161	68,1	4977	488,0	8,55	551,3	1673	161,7	4,96	248,6	5,57	31,93	9,16	14,28	155,075	1,20
W 200 x 59,0 (H)	59,0	210	205	9,1	14,2	182	158	76,0	6140	584,8	8,99	655,9	2041	199,1	5,18	303,0	5,64	47,69	7,22	17,32	195,418	1,20
W 200 x 71,0 (H)	71,0	216	206	10,2	17,4	181	161	91,0	7660	709,2	9,17	803,2	2537	246,3	5,28	374,5	5,70	81,66	5,92	15,80	249,976	1,22

(fonte: PERFIL..., 2013)

Tabela 13 – Perfis metálicos parte 2

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear Kg/m	d mm	br mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _t cm	I _t cm ⁴	Esbetez		C _w cm ⁶	u m ² /m
				t _w mm	t _r mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³			Aba - I _r br/2tr	Alma - I _w d'/tw		
W 200 x 86,0 (H)	86,0	222	209	13,0	20,6	181	157	110,9	9498	855,7	9,26	984,2	3139	300,4	5,32	458,7	5,77	142,19	5,07	12,06	317,844	1,23
W 250 x 17,9	17,9	251	101	4,8	5,3	240	220	23,1	2291	182,6	9,96	211,0	91	18,1	1,99	28,8	2,48	2,54	9,53	45,92	13,735	0,88
W 250 x 22,3	22,3	254	102	5,8	6,9	240	220	28,9	2939	231,4	10,09	267,7	123	24,1	2,06	38,4	2,54	4,77	7,39	37,97	18,629	0,89
W 250 x 25,3	25,3	257	102	6,1	8,4	240	220	32,6	3473	270,2	10,31	311,1	149	29,3	2,14	46,4	2,58	7,06	6,07	36,10	22,955	0,89
W 250 x 28,4	28,4	260	102	6,4	10,0	240	220	36,6	4046	311,2	10,51	357,3	178	34,8	2,20	54,9	2,62	10,34	5,10	34,38	27,636	0,90
W 250 x 32,7	32,7	258	146	6,1	9,1	240	220	42,1	4937	382,7	10,83	428,5	473	64,8	3,35	99,7	3,86	10,44	8,02	36,03	73,104	1,07
W 250 x 38,5	38,5	262	147	6,6	11,2	240	220	49,6	6057	462,4	11,05	517,8	594	80,8	3,46	124,1	3,93	17,63	6,56	33,27	93,242	1,08
W 250 x 44,8	44,8	266	148	7,6	13,0	240	220	57,6	7158	538,2	11,15	606,3	704	95,1	3,50	146,4	3,96	27,14	5,69	29,95	112,398	1,09
HP 250 x 62,0 (H)	62,0	246	256	10,5	10,7	225	201	79,6	8728	709,6	10,47	790,5	2995	234,0	6,13	357,8	6,89	33,46	11,96	19,10	414,130	1,47
W 250 x 73,0 (H)	73,0	253	254	8,6	14,2	225	201	92,7	11257	889,9	11,02	983,3	3880	305,5	6,47	463,1	7,01	56,94	8,94	23,33	552,900	1,48
W 250 x 80,0 (H)	80,0	256	255	9,4	15,6	225	201	101,9	12550	980,5	11,10	1088,7	4313	338,3	6,51	513,1	7,04	75,02	8,17	21,36	622,878	1,49
HP 250 x 85,0 (H)	85,0	254	260	14,4	14,4	225	201	108,5	12280	966,9	10,64	1093,2	4225	325,0	6,24	499,6	7,00	82,07	9,03	13,97	605,403	1,50
W 250 x 89,0 (H)	89,0	260	265	10,7	17,3	225	201	113,9	14237	1095,1	11,18	1224,4	4841	378,2	6,52	574,3	7,06	102,81	7,40	18,82	712,351	1,50

(fonte: PERFIL..., 2013)

Tabela 14 – Perfis metálicos parte 3

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear Kg/m	d mm	br mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _t cm	I _t cm ⁴	Esbetez		C _w cm ⁶	u m ² /m
				t _w mm	t _r mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³			Aba - I _r br/2tr	Alma - I _w d'/tw		
HP 310 x 125,0 (H)	125,0	312	312	17,4	17,4	277	245	159,0	27076	1735,6	13,05	1963,3	8823	565,6	7,45	870,6	8,38	177,98	8,97	14,09	1.911.029	1,81
W 360 x 32,9	32,9	349	127	5,8	8,5	332	308	42,1	8358	479,0	14,09	547,6	291	45,9	2,63	72,0	3,20	9,15	7,47	53,10	84.111	1,17
W 360 x 39,0	39,0	353	128	6,5	10,7	332	308	50,2	10331	585,3	14,35	667,7	375	58,6	2,73	91,9	3,27	15,83	5,98	47,32	109.551	1,18
W 360 x 44,0	44,0	352	171	6,9	9,8	332	308	57,7	12258	696,5	14,58	784,3	818	95,7	3,77	148,0	4,43	16,7	8,72	44,7	239.091	1,35
W 360 x 51,0	51,0	355	171	7,2	11,6	332	308	64,8	14222	801,2	14,81	899,5	968	113,3	3,87	174,7	4,49	24,65	7,37	42,75	284.994	1,36
W 360 x 57,8	57,8	358	172	7,9	13,1	332	308	72,5	16143	901,8	14,92	1014,8	1113	129,4	3,92	199,8	4,53	34,45	6,56	38,96	330.394	1,37
W 360 x 64,0	64,0	347	203	7,7	13,5	320	288	81,7	17890	1031,1	14,80	1145,5	1885	185,7	4,80	284,5	5,44	44,57	7,52	37,40	523.362	1,46
W 360 x 72,0	72,0	350	204	8,6	15,1	320	288	91,3	20169	1152,5	14,86	1285,9	2140	209,8	4,84	321,8	5,47	61,18	6,75	33,47	599.082	1,47
W 360 x 79,0	79,0	354	205	9,4	16,8	320	288	101,2	22713	1283,2	14,98	1437,0	2416	235,7	4,89	361,9	5,51	82,41	6,10	30,68	685.701	1,48
W 360 x 91,0 (H)	91,0	353	254	9,5	16,4	320	288	115,9	26755	1515,9	15,19	1680,1	4483	353,0	6,22	538,1	6,90	92,61	7,74	30,34	1.268.709	1,68
W 360 x 101,0 (H)	101,0	357	255	10,5	18,3	320	286	129,5	30279	1696,3	14,29	1888,9	5063	397,1	6,25	606,1	6,93	128,47	6,97	27,28	1.450.410	1,68
W 360 x 110,0 (H)	110,0	360	256	11,4	19,9	320	288	140,6	33155	1841,9	15,36	2059,3	5570	435,2	6,29	664,5	6,96	161,93	6,43	25,28	1.609.070	1,69
W 360 x 122,0 (H)	122,0	363	257	13,0	21,7	320	288	155,3	36599	2016,5	15,35	2269,8	6147	478,4	6,29	732,4	6,98	212,7	5,92	22,12	1.787.806	1,70
W 410 x 38,8	38,8	399	140	6,4	8,8	381	357	50,3	12777	640,5	15,94	736,8	404	57,7	2,83	90,9	3,49	11,69	7,95	55,84	153.190	1,32
W 410 x 46,1	46,1	403	140	7,0	11,2	381	357	59,2	15690	778,7	16,27	891,1	514	73,4	2,95	115,2	3,55	20,06	6,25	50,94	196.571	1,33
W 410 x 53,0	53,0	403	177	7,5	10,9	381	357	68,4	18734	929,7	16,55	1052,2	1009	114,0	3,84	176,9	4,56	23,38	8,12	47,63	387.194	1,48
W 410 x 60,0	60,0	407	178	7,7	12,8	381	357	76,2	21707	1066,7	16,88	1201,5	1205	135,4	3,98	209,2	4,65	33,78	6,95	46,72	467.404	1,49

(fonte: PERFIL..., 2013)

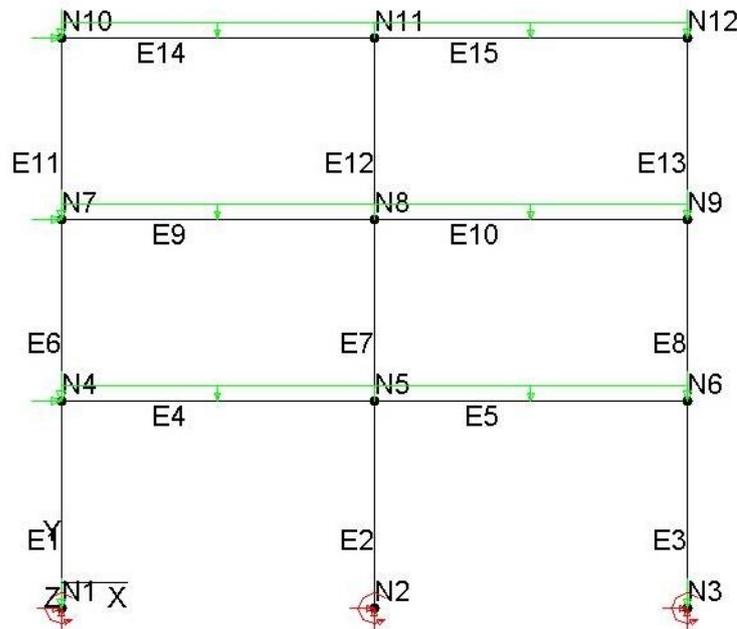
Tabela 15 – Perfis metálicos parte 4

BITOLA mm x kg/m	Massa Linear Kg/m	d mm	br mm	ESPESSURA		h mm	d' mm	Área cm ²	EIXO X - X				EIXO Y - Y				r _t cm	I _t cm ⁴	Esbeltex		C _w cm ⁶	u m ² /m
				t _w mm	t _r mm				I _x cm ⁴	W _x cm ³	r _x cm	Z _x cm ³	I _y cm ⁴	W _y cm ³	r _y cm	Z _y cm ³			Abs - I _r br/2tr	Alms - I _w d'/t _w		
				mm	mm				mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm			mm	mm		
W 410 x 67,0	67,0	410	179	8,8	14,4	381	357	86,3	24678	1203,8	16,91	1362,7	1379	154,1	4,00	239,0	4,67	48,11	6,22	40,59	538,546	1,50
W 410 x 75,0	75,0	413	180	9,7	16,0	381	357	95,8	27616	1337,3	16,98	1518,6	1559	173,2	4,03	269,1	4,70	65,21	5,63	36,80	612,784	1,51
W 410 x 85,0	85,0	417	181	10,9	18,2	381	357	108,6	31658	1518,4	17,07	1731,7	1804	199,3	4,08	310,4	4,74	94,48	4,97	32,72	715,165	1,52
W 460 x 52,0	52,0	450	152	7,6	10,8	428	404	66,6	21370	949,8	17,91	1095,9	634	83,5	3,09	131,7	3,79	21,79	7,04	53,21	304,837	1,47
W 460 x 60,0	60,0	455	153	8,0	13,3	428	404	76,2	25652	1127,6	18,35	1292,1	796	104,1	3,23	163,4	3,89	34,60	5,75	50,55	387,230	1,49
W 460 x 68,0	68,0	459	154	9,1	15,4	428	404	87,6	29851	1300,7	18,46	1495,4	941	122,2	3,28	192,4	3,93	52,29	5,00	44,42	461,163	1,50
W 460 x 74,0	74,0	457	190	9,0	14,5	428	404	94,9	33415	1462,4	18,77	1657,4	1661	174,8	4,18	271,3	4,93	52,97	6,55	44,89	811,417	1,64
W 460 x 82,0	82,0	460	191	9,9	16,0	428	404	104,7	37157	1615,5	18,84	1836,4	1862	195,0	4,22	303,3	4,96	70,62	5,97	40,81	915,745	1,64
W 460 x 89,0	89,0	463	192	10,5	17,7	428	404	114,1	41105	1775,6	18,98	2019,4	2093	218,0	4,28	339,0	5,01	92,49	5,42	38,44	1.035,073	1,65
W 460 x 97,0	97,0	466	193	11,4	19,0	428	404	123,4	44658	1916,7	19,03	2187,4	2283	236,6	4,30	368,8	5,03	115,05	5,08	35,44	1.137,180	1,66
W 460 x 106,0	106,0	469	194	12,6	20,6	428	404	135,1	48978	2088,6	19,04	2394,6	2515	259,3	4,32	405,7	5,05	148,19	4,71	32,05	1.260,063	1,67
W 530 x 66,0	66,0	525	165	8,9	11,4	502	478	83,6	34971	1332,2	20,46	1558,0	857	103,9	3,20	166,0	4,02	31,52	7,24	53,73	562,854	1,67
W 530 x 72,0	72,0	524	207	9,0	10,9	502	478	91,6	39969	1525,5	20,89	1755,9	1615	156,0	4,20	244,6	5,16	33,41	9,50	53,13	1.060,548	1,84
W 530 x 74,0	74,0	529	166	9,7	13,6	502	478	95,1	40969	1548,9	20,76	1804,9	1041	125,5	3,31	200,1	4,10	47,39	6,10	49,26	688,558	1,68
W 530 x 82,0	82,0	528	209	9,5	13,3	501	477	104,5	47569	1801,8	21,34	2058,5	2028	194,1	4,41	302,7	5,31	51,23	7,86	50,25	1.340,255	1,85
W 530 x 85,0	85,0	535	166	10,3	16,5	502	478	107,7	48453	1811,3	21,21	2099,8	1263	152,2	3,42	241,6	4,17	72,93	5,03	46,41	845,463	1,69
W 530 x 92,0	92,0	533	209	10,2	15,6	502	478	117,6	55157	2069,7	21,65	2359,8	2379	227,6	4,50	354,7	5,36	75,50	6,70	46,84	1.588,565	1,86
W 530 x 101,0	101,0	537	210	10,9	17,4	502	470	130,0	62198	2316,5	21,87	2640,4	2693	256,5	4,55	400,6	5,40	106,04	6,03	43,14	1.812,734	1,86
W 530 x 109,0	109,0	539	211	11,6	18,8	501	469	139,7	67226	2494,5	21,94	2847,0	2952	279,8	4,60	437,4	5,44	131,38	5,61	40,47	1.991,291	1,87

(fonte: PERFIL..., 2013)

A figura 53 mostra um pórtico desenhado no MASTAN2 (ZIEMIAN; MCGUIRE, 2000), indicando o posicionamento dos nós e elementos.

Figura 53 – Posicionamento dos nós e elementos

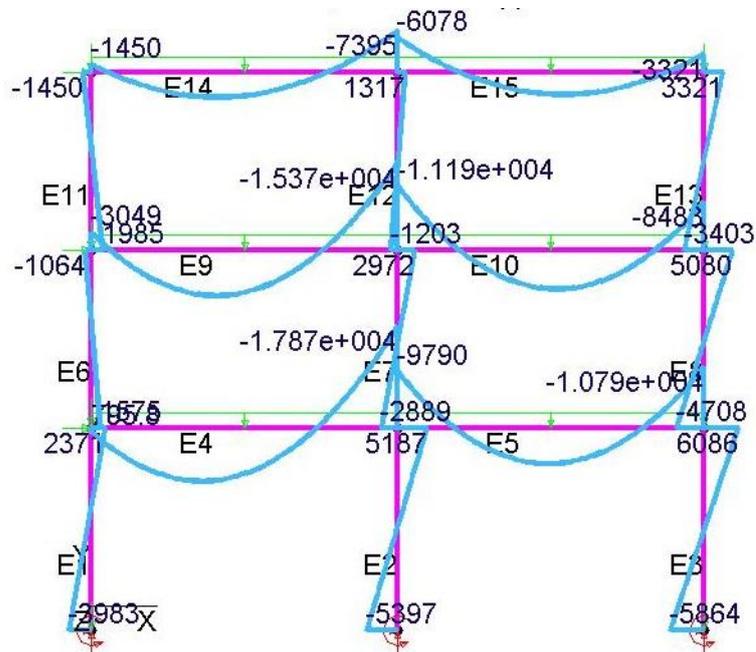


(fonte: elaborado pelo autor)

6.1 PÓRTICO COM LIGAÇÕES RÍGIDAS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações rígidas (rigidez da ligação infinita) entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 3 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 54 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 54 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 16 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 16 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-374,4	15,9	-3983,0
E2	Pilar térreo	-625,4	26,5	-5397,0
E3	Pilar térreo	-428,5	29,9	6086,0
E4	Viga 2º pav.	-8,7	-142,0	-17870,0
E5	Viga 2º pav.	-0,7	-112,6	-10790,0
E6	Pilar 2º Pav.	-227,5	-7,5	1575,0
E7	Pilar 2º Pav.	-374,3	16,8	2972,0
E8	Pilar 2º Pav.	-248,7	28,0	5080,0
E9	Viga 3º pav.	-17,1	-131,4	-15370,0
E10	Viga 3º pav.	-8,3	115,4	-11190,0
E11	Pilar 3º pav.	-69,9	-9,8	1985,0
E12	Pilar 3º pav.	-127,4	7,2	1317,0
E13	Pilar 3º pav.	-75,2	19,2	-3403,0
E14	Viga cobertura	-26,2	-66,4	-7395,0
E15	Viga cobertura	-19,1	61,1	-6078,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W200X41,7(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X67. As reações encontradas no engaste estão apresentadas na tabela 17 e serão posteriormente usados para o dimensionamento das sapatas.

Tabela 17 – Reações na base do pórtico com ligações rígidas, engastado na sapata

	REAÇÃO H (KN)	REAÇÃO V (KN)	REAÇÃO M (KN.cm)
N1	-14,4	461,3	3983,0
N2	-23,9	625,6	5397,0
N3	-28,1	515,4	5864,0

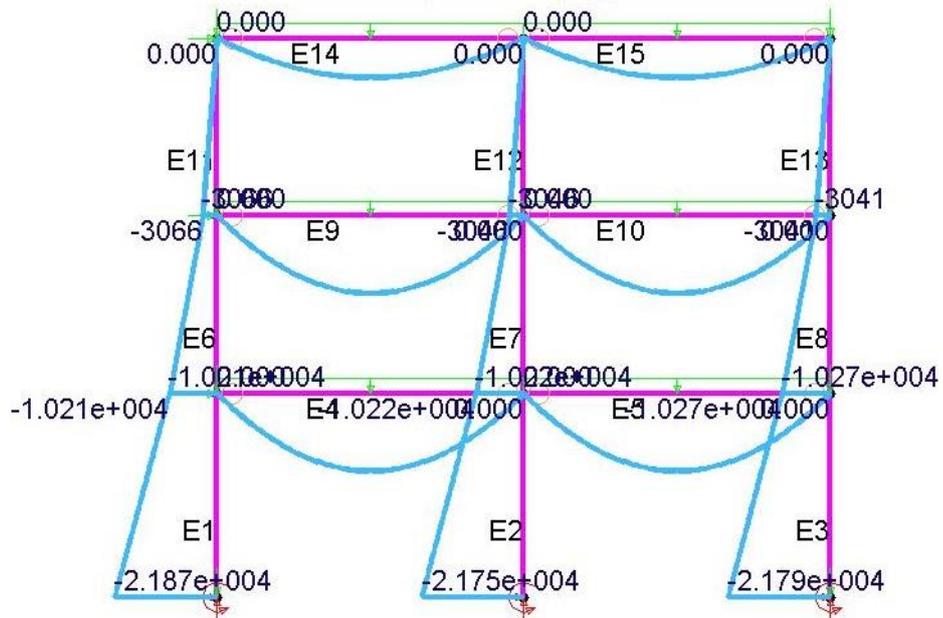
(fonte: elaborado pelo autor)

6.2 PÓRTICO COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações flexíveis (rigidez da ligação nula) entre as vigas e colunas, constatou-se que a

Combinação 3 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 55 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 55 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações flexíveis, engastado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 18 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 18 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações flexíveis engastado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-435,6	29,2	-21870,0
E2	Pilar térreo	-556,2	28,9	-21750,0
E3	Pilar térreo	-435,6	28,9	-21790,0
E4	Viga 2º pav.	-20,6	-110,9	16630,0
E5	Viga 2º pav.	-9,9	-110,9	16630,0
E6	Pilar 2º Pav.	-257,4	20,5	-10210,0
E7	Pilar 2º Pav.	-334,3	20,6	-10220,0
E8	Pilar 2º Pav.	-257,4	20,8	-10270,0
E9	Viga 3º pav.	-12,4	-110,9	16630,0
E10	Viga 3º pav.	-6,9	-110,9	16630,0
E11	Pilar 3º pav.	-79,5	8,8	-3066,0
E12	Pilar 3º pav.	-112,7	8,7	-3046,0
E13	Pilar 3º pav.	-79,5	8,7	-3041,0
E14	Viga cobertura	-10,4	-56,5	8468,0
E15	Viga cobertura	-5,8	-56,5	8468,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W250X80(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X67. As reações encontradas no engaste estão apresentadas na tabela 19 e serão posteriormente usados para o dimensionamento das sapatas.

Tabela 19 – Reações na base do pórtico com ligações flexíveis, engastado na sapata

	REAÇÃO H (KN)	REAÇÃO V (KN)	REAÇÃO M (KN.cm)
N1	-22,9	522,8	21870,0
N2	-20,9	556,6	21750,0
N3	-22,6	522,8	21790,0

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3 PÓRTICO COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS E PILARES ENGASTADOS NA SAPATA

Para análise do pórtico com ligações semirrígidas é necessário determinar a rigidez da ligação. Conforme apresentado no capítulo 3 deste trabalho, a rigidez da ligação, para uma

análise linear, pode ser calculada a partir de um fator de rigidez, que varia de 0 a 1, e da rigidez e comprimento da viga, conforme apresentado na fórmula 2.

As fórmulas 3 e 5 apresentam os valores limites da rigidez inicial da ligação (S_i), para uma ligação ser considerada flexível ou rígida. Igualando a fórmula 2, com as fórmulas 3 e 5, obtém-se o fator de rigidez igual a 0,143 para o limite flexível e igual a 0,893 para o limite rígido propostos na norma. A tabela 20 apresenta a verificação da desigualdade proposta pela fórmula 6, para que se garanta uma ligação rígida.

Tabela 20 – Verificação de K_v/K_p

	I_v (cm ⁴)	L_v (cm)	I_p (cm ⁴)	L_p (cm)	K_v/K_p	$K_v/K_p > 1$
Verificação lig. Rígida	24678	600,0	4114,0	400,0	3,999028	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

Nos subitens 5.3.1, 5.3.2 e 5.3.3 são analisadas as combinações de carga para o pórtico engastado na sapata e ligações com os seguintes fatores de rigidez:

- a) igual a 0,5;
- b) no limite rígido estabelecido pela NBR 8800:2008, igual a 0,893;
- c) no limite flexível estabelecido pela NBR 8800:2008, igual a 0,143.

Além disso, nos subitens 6.3.2 e 6.3.3 verifica-se a validade destes limites estabelecidos por norma. A tabela 21 apresenta os valores da rigidez inicial da ligação para estes fatores de rigidez.

Tabela 21 – Cálculo da rigidez inicial S_i

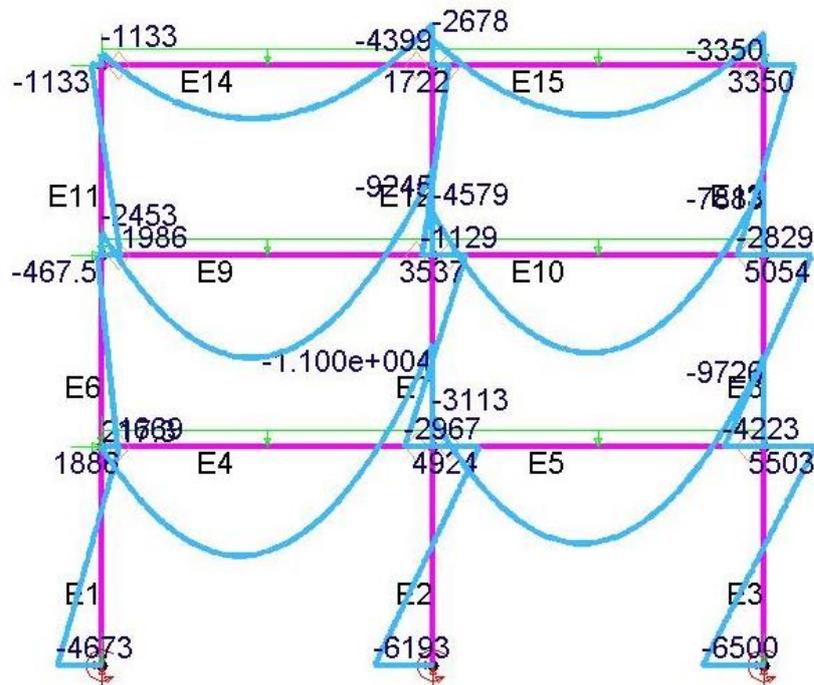
	γ (adimensional)	E (KN/cm ²)	I_v (cm ⁴)	L_v (cm)	S_i (KN.cm)
Limite rígido (S89E3)	0,892857143	20000,0	24678,0	600,0	20565000,0
Limite flexível (S14E3)	0,142857143	20000,0	27616,0	600,0	460266,7
$\gamma = 0,5$ (S50E3)	0,5	20000,0	18734,0	600,0	1873400,0

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.1 Ligações com fator de rigidez 0,5 e pórtico engastado na sapata

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações semirrígidas entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 3 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 56 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 56 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), engastado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 22 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 22 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$) engastado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-400,5	16,4	-4673,0
E2	Pilar térreo	-574,2	27,8	-6193,0
E3	Pilar térreo	-453,5	30,0	-6500,0
E4	Viga 2º pav.	-9,8	-129,6	11720,0
E5	Viga 2º pav.	-2,2	-121,9	10380,0
E6	Pilar 2º Pav.	-241,1	-6,1	1669,0
E7	Pilar 2º Pav.	-344,8	18,6	3537,0
E8	Pilar 2º Pav.	-264,4	26,5	5054,0
E9	Viga 3º pav.	-17,1	-122,2	10960,0
E10	Viga 3º pav.	-7,9	-116,4	10450,0
E11	Pilar 3º pav.	-74,4	-8,9	1986,0
E12	Pilar 3º pav.	-25,9	8,1	1722,0
E13	Pilar 3º pav.	-80,9	17,7	3350,0
E14	Viga cobertura	-25,1	-61,9	5781,0
E15	Viga cobertura	-17,5	-57,6	5458,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W200X46,1(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X53. As reações encontradas no engaste estão apresentadas na tabela 23 e serão posteriormente usados para o dimensionamento das sapatas.

Tabela 23 – Reações na base do pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), engastado na sapata

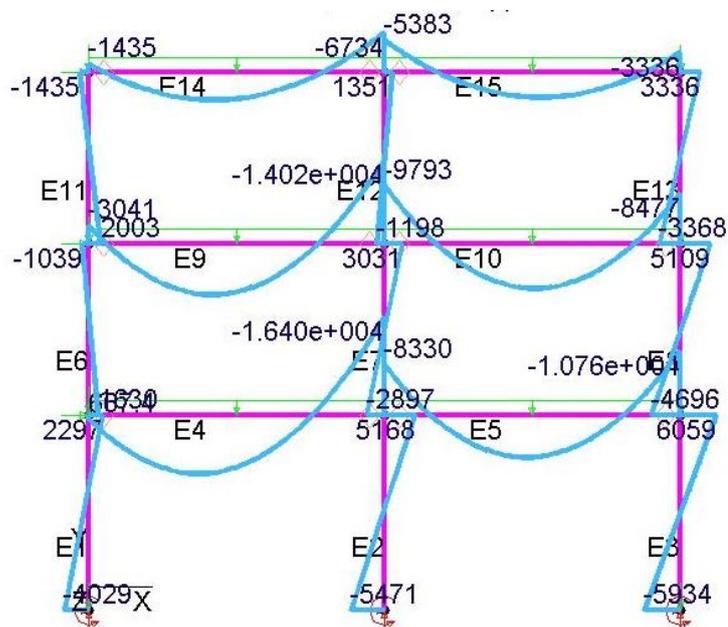
	REAÇÃO H (KN)	REAÇÃO V (KN)	REAÇÃO M (KN.cm)
N1	-14,2	487,3	4673,0
N2	-24,7	574,4	6193,0
N3	-27,5	540,5	6500,0

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.2 Ligações com fator de rigidez 0,893 e pórtico engastado na sapata

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações semirrígidas entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 3 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 57 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 57 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,893$), engastado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 24 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 24 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,893$) engastado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-380,2	15,8	-4029,0
E2	Pilar térreo	-613,6	26,6	-5471,0
E3	Pilar térreo	-434,3	30,0	6059,0
E4	Viga 2º pav.	-8,7	-139,3	-16400,0
E5	Viga 2º pav.	-0,7	-115,0	-10760,0
E6	Pilar 2º Pav.	-230,8	-7,6	1630,0
E7	Pilar 2º Pav.	-367,4	17,0	3031,0
E8	Pilar 2º Pav.	-252,2	28,0	5109,0
E9	Viga 3º pav.	-17,2	-129,2	-14020,0
E10	Viga 3º pav.	-8,3	113,1	-9793,0
E11	Pilar 3º pav.	-71,0	-9,8	2003,0
E12	Pilar 3º pav.	-125,2	7,8	1351,0
E13	Pilar 3º pav.	-76,4	19,2	3336,0
E14	Viga cobertura	-26,2	-65,3	-6734,0
E15	Viga cobertura	-19,1	59,9	-5383,0

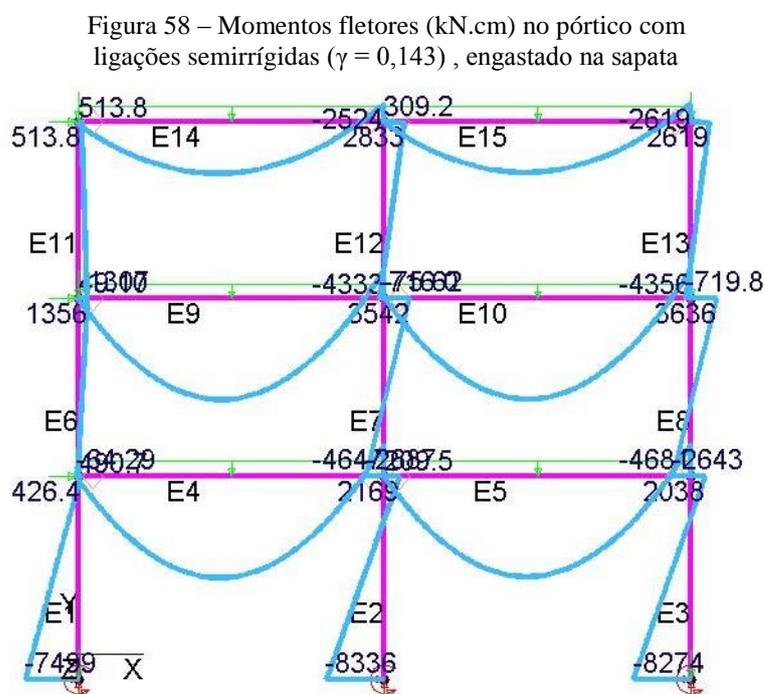
(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W200X41,7(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X67. Os perfis adotados são os mesmos do pórtico com ligações rígidas.

Comparando a tabela 24 com a tabela 16 (item 6.1), pode-se observar que a solicitação dos elementos no pórtico com ligações rígidas engastado na sapata é virtualmente igual do pórtico semirrígido ($\gamma = 0,893$), com diferença nos esforços variando menos que 2% nos pilares, e menos de 10% nas vigas. Portanto, a recomendação da norma para consideração de uma ligação como rígida é válida.

6.3.3 Ligações com fator de rigidez 0,143 e pórtico engastado na sapata

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações semirrígidas entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 3 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 58 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 25 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Comparando a tabela 25 com a tabela 18 (item 6.2), pode-se observar que ao se calcular as ligações da estrutura como rotuladas, a estrutura é superdimensionada, havendo grande diferença nos resultados, principalmente nos momentos fletores. Portanto, a recomendação da norma para consideração de uma ligação como flexível é a favor da segurança.

Tabela 25 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,143$) engastado na sapata

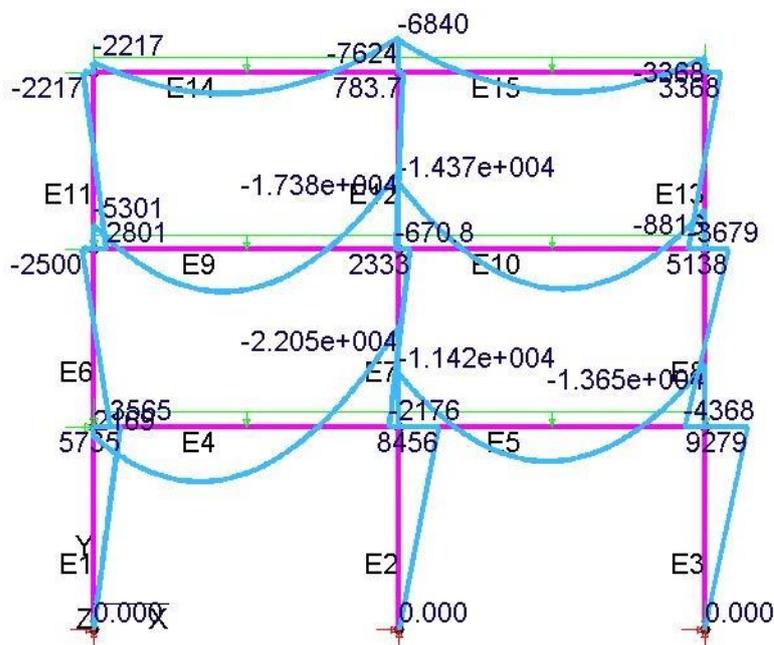
ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-415,0	19,8	-7499,0
E2	Pilar térreo	-557,2	26,3	-8336,0
E3	Pilar térreo	-456,1	25,8	-8274,0
E4	Viga 2º pav.	-15,7	-119,5	14660,0
E5	Viga 2º pav.	-7,5	-119,1	14490,0
E6	Pilar 2º Pav.	-245,5	4,1	1356,0
E7	Pilar 2º Pav.	-335,0	17,8	3542,0
E8	Pilar 2º Pav.	-269,8	18,0	3636,0
E9	Viga 3º pav.	-13,6	-118,2	14570,0
E10	Viga 3º pav.	-7,3	-118,0	14490,0
E11	Pilar 3º pav.	-74,8	-2,3	1307,0
E12	Pilar 3º pav.	-113,1	10,1	2833,0
E13	Pilar 3º pav.	-84,6	9,5	2619,0
E14	Viga cobertura	-18,9	-61,5	7532,0
E15	Viga cobertura	-9,2	-61,3	7378,0

(fonte: elaborado pelo autor)

6.4 PÓRTICO COM LIGAÇÕES RÍGIDAS E PILARES APOIADOS NA SAPATA

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico apoiado na sapata, com ligações rígidas (rigidez da ligação infinita) entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 2 (sobrecarga devido ao uso e ocupação como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 59 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 59 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações rígidas, apoiado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 26 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 26 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações rígidas apoiado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-417,0	4,4	5735,0
E2	Pilar térreo	-738,4	21,2	8456,0
E3	Pilar térreo	-475,0	23,3	9279,0
E4	Viga 2º pav.	8,6	-173,6	-22050,0
E5	Viga 2º pav.	9,0	-137,1	-13650,0
E6	Pilar 2º Pav.	-256,9	-17,3	3565,0
E7	Pilar 2º Pav.	-435,1	12,9	2333,0
E8	Pilar 2º Pav.	-270,9	27,2	5138,0
E9	Viga 3º pav.	-14,8	-153,5	-17380,0
E10	Viga 3º pav.	-6,6	142,7	-14370,0
E11	Pilar 3º pav.	-76,4	-14,3	2801,0
E12	Pilar 3º pav.	-138,9	4,2	783,7
E13	Pilar 3º pav.	-79,6	20,1	-3679,0
E14	Viga cobertura	-24,2	-71,1	-7624,0
E15	Viga cobertura	-20,1	67,9	-6840,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W200X52(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X75. As reações encontradas na base do pilar estão apresentadas na tabela 27 e serão posteriormente usados para o dimensionamento das sapatas.

Tabela 27 – Reações na base do pórtico com ligações rígidas, rotulado na sapata

	REAÇÃO H (KN)	REAÇÃO V (KN)
N1	-9,5	503,9
N2	-12,6	738,6
N3	-17,7	562,1

(fonte: elaborado pelo autor)

6.5 PÓRTICO COM LIGAÇÕES FLEXÍVEIS E PILARES APOIADOS NA SAPATA

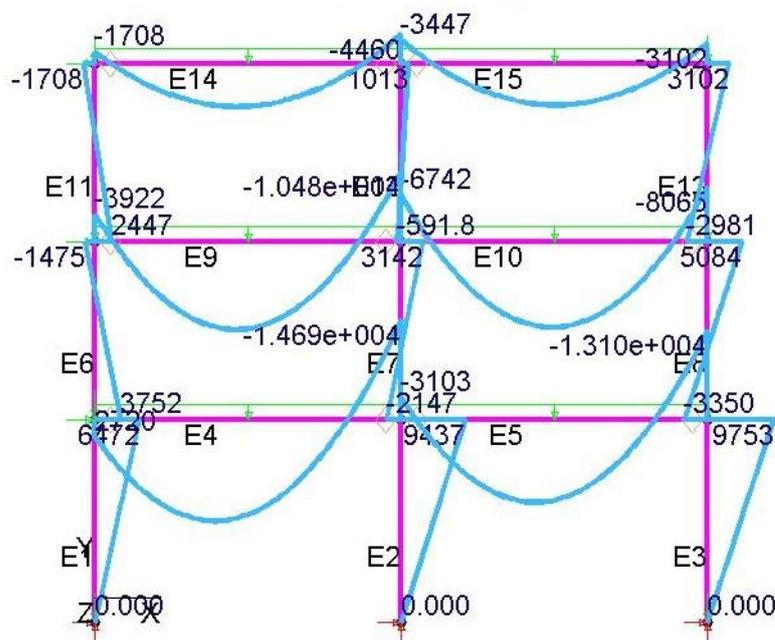
Essa combinação não é possível, pois torna a estrutura hipostática.

6.6 PÓRTICO COM LIGAÇÕES SEMIRRÍGIDAS (FATOR DE RIGIDEZ IGUAL A 0,5) E PILARES APOIADOS NA SAPATA

O cálculo da rigidez da ligação para este fator de rigidez foi feito de maneira análoga ao item 6.3 deste trabalho. A rigidez encontrada foi de 2170700 kN.cm.

Feita no programa a análise das combinações de carga para o pórtico engastado na sapata, com ligações semirrígidas entre as vigas e colunas, constatou-se que a Combinação 2 (carga de vento como ação variável principal) é a crítica para essa estrutura. A figura 60 a seguir mostra a distribuição dos momentos fletores na estrutura.

Figura 60 – Momentos fletores (kN.cm) no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), apoiado na sapata



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 28 a seguir mostra o valor máximo das cargas axiais, cortante e momento fletor em cada elemento da figura.

Tabela 28 – Valores máximos de normal, cortante e fletor no pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$) apoiado na sapata

ELEMENTO	PAVIMENTO	FORÇA AXIAL (KN)	CORTANTE (KN)	FLETOR (KN.cm)
E1	Pilar térreo	-441,3	6,3	6472,0
E2	Pilar térreo	-683,7	23,7	9437,0
E3	Pilar térreo	-504,6	24,5	9753,0
E4	Viga 2º pav.	6,7	-162,4	14970,0
E5	Viga 2º pav.	6,3	-150,1	-13100,0
E6	Pilar 2º Pav.	-270,6	-14,9	3752,0
E7	Pilar 2º Pav.	-404,8	15,1	3142,0
E8	Pilar 2º Pav.	-287,6	24,1	5084,0
E9	Viga 3º pav.	-15,3	-144,3	12950,0
E10	Viga 3º pav.	-5,9	-135,6	12610,0
E11	Pilar 3º pav.	-80,8	-11,9	2447,0
E12	Pilar 3º pav.	-129,3	4,6	1013,0
E13	Pilar 3º pav.	-84,8	17,4	3102,0
E14	Viga cobertura	-21,7	-66,7	6277,0
E15	Viga cobertura	-17,3	62,6	6037,0

(fonte: elaborado pelo autor)

Feitas as verificações necessárias, o perfil adotado para o pilar é o W200X52(H). Já para as vigas adotou-se o perfil W410X60. As reações encontradas no engaste estão apresentadas na tabela 29 e serão posteriormente usados para o dimensionamento das sapatas.

Tabela 29 – Reações na base do pórtico com ligações semirrígidas ($\gamma = 0,5$), engastado na sapata

	REAÇÃO H (KN)	REAÇÃO V (KN)
N1	-9,3	528,9
N2	-13,4	684,0
N3	-16,9	591,7

(fonte: elaborado pelo autor)

7 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS

Neste capítulo é realizado o dimensionamento das sapatas, utilizando-se como modelo a referência bibliográfica apresentada no capítulo 4 deste trabalho. As cargas atuantes na sapata central do pórtico são as reações no nó N2, enquanto as cargas atuantes nas sapatas laterais do pórtico são as reações no nó mais solicitado entre os nós N1 e N3.

O solo do terreno em que se encontra o edifício é homogêneo ao longo de sua área, sendo formado basicamente por areia e misturas de areia-seixos bem graduada, mas solta. O lençol freático foi encontrado na profundidade de 15 metros. A tensão admissível do solo utilizada nos cálculos foi de 200 kN/m².

7.1 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL CENTRADA

Com o auxílio de planilhas eletrônicas, definiu-se primeiramente as dimensões da sapata em planta utilizando a fórmula 19. Como a largura e o comprimento do perfil escolhido para o pilar são aproximadamente iguais, foram adotadas bases quadradas para estas sapatas. A carga N atuante em cada uma das foi calculada nos itens 6.4 e 6.6 deste trabalho. A carga horizontal H foi considerada desprezível para efeitos de cálculo. Os valores da dimensão “a” das sapatas é apresentada na tabela 30. O pórtico de ligações rígidas apoiado na sapata foi chamado de RA2 e o pórtico de ligações semirrígidas, com fator de rigidez 0,5, apoiado na sapata foi chamado de S50A2.

Tabela 30 – Determinação das dimensões em planta das sapatas

Simulação	N (KN)	σ_{solo} (KN/m ²)	A (m ²)	a (m)
RA2 central	738,6	200,0	3,7	1,92
RA2 lateral	562,1	200,0	2,8	1,68
S50A2 central	684,0	200,0	3,4	1,85
S50A2 lateral	591,7	200,0	3,0	1,72

(fonte: elaborado pelo autor)

Feito isso, foi definida a altura da sapata de maneira a garantir a rigidez da mesma (tabela 31). O valor da altura h adotado foi o maior encontrado entre as fórmulas 18 e 20, utilizando a altura h_0 igual a 10 centímetros e a inclinação α_0 da sapata igual a 30° .

Tabela 31 – Definição da altura da sapata

Simulação	a (m)	ap (m)	α_0 (graus)	$\tan(\alpha_0)$	h_0 (m)	h (m)
RA2 central	1,92	0,2	30	0,6	0,1	0,60
RA2 lateral	1,68	0,2	30	0,6	0,1	0,53
S50A2 central	1,85	0,2	30	0,6	0,1	0,58
S50A2 lateral	1,72	0,2	30	0,6	0,1	0,54

(fonte: elaborado pelo autor)

Escolhendo um diâmetro para as barras da armadura longitudinal de 10 milímetros e cobrimento de 4 centímetros, a altura útil da sapata pode ser definida por:

$$d = h - 4 - 1,5 \cdot 1 = h - 5,5 \quad (\text{fórmula 52})$$

Onde:

d é a altura útil da sapata (cm);

h é a altura da sapata (cm).

Como a sapata é rígida, não é necessário verificar a punção. Para a verificação da compressão diagonal do concreto (tabela 32), foram utilizadas as fórmulas 23 e 24, com o valor do esforço cortante V_1 igual a carga normal do pilar, ressaltando que não é necessário multiplicar por 1,4, pois este valor é obtido através de uma combinação de cargas. Foi utilizado um concreto com f_{ck} igual a 20 MPa. O valor da resistência de dimensionamento à compressão do concreto f_{cd} é igual ao f_{ck} .

Tabela 32 – Verificação da compressão diagonal do concreto

Simulação	VI (KN)	up (m)	d (m)	τ_{Sd} (KN/m ²)	fcK (Mpa)	α_V	fcd (KN/m ²)	τ_{Rd2}	$\tau_{Sd} < \tau_{Rd2}$
RA2 central	738,60	0,80	0,54	1704,31	20,00	0,92	20000,00	4968,00	OK
RA2 lateral	562,10	0,80	0,47	1491,91	20,00	0,92	20000,00	4968,00	OK
S50A2 central	684,00	0,80	0,52	1641,61	20,00	0,92	20000,00	4968,00	OK
S50A2 lateral	591,70	0,80	0,48	1529,64	20,00	0,92	20000,00	4968,00	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

O momento solicitante na face do pilar, seção S, é calculado a partir da fórmula 33 e apresentado na tabela 33.

Tabela 33 – Cálculo do momento na seção S

Simulação	b (m)	σ_{solo} (KN/m ²)	a (m)	ap (m)	Ms (KN.m)
RA2 central	1,92	200,00	1,93	0,20	143,19
RA2 lateral	1,68	200,00	1,66	0,20	89,76
S50A2 central	1,85	200,00	1,85	0,20	125,81
S50A2 lateral	1,72	200,00	1,71	0,20	97,61

(fonte: elaborado pelo autor)

O momento fletor solicitante de cálculo M_d é igual ao momento M_s . Com isso, reescrevendo a fórmula 32 para a simulação RA2 central, obtém-se a seguinte equação do terceiro grau para a determinação da posição da linha neutra:

$$-0,473 \cdot x^3 + 0,428 \cdot x^2 + 0,069 \cdot x - 0,007 = 0 \quad (\text{fórmula 53})$$

Resolvendo a fórmula 32, a única raiz que possui sentido físico é a seguinte: x igual a 0,731 metros, ou seja, 7,31 centímetros. Os valores de x para as demais simulações foram calculados de maneira análoga. A tabela 34 verifica o domínio em que a sapata atingirá o estado limite último.

$$x_{23} = 0,259 \cdot d \quad (\text{fórmula 54})$$

Onde:

x_{23} é o valor máximo de x para se atingir o estado limite último no domínio 2 (m);

d é a altura útil da sapata (m).

Tabela 34 – Verificação do domínio que a sapata atingirá o estado limite último

Simulação	x (m)	d (m)	x_{23} (m)	$x < x_{23}$
RA2 central	0,0731	0,54	0,1403	Domínio 2
RA2 lateral	0,0566	0,47	0,1220	Domínio 2
S50A2 central	0,0681	0,52	0,1349	Domínio 2
S50A2 lateral	0,0595	0,48	0,1252	Domínio 2

(fonte: elaborado pelo autor)

Como x está no domínio 2, a tensão na armadura será igual a tensão no aço f_{yd} (CA-50). A tabela 35 apresenta os valores para a área de aço da armadura principal de tração da sapata, calculada conforme a fórmula 35.

Tabela 35 – Área de aço da armadura principal de tração da sapata

Simulação	x (m)	a_p (m)	α_0 (graus)	$\cotg(\alpha_0)$	f_{cd} (KN/m ²)	f_{yd} (KN/cm ²)	A_s (cm ²)
RA2 central	0,0731	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	6,48
RA2 lateral	0,0566	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	4,64
S50A2 central	0,0681	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	5,90
S50A2 lateral	0,0595	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	4,95

(fonte: elaborado pelo autor)

7.2 DIMENSIONAMENTO DAS SAPATAS SUJEITAS À CARGA VERTICAL E MOMENTO EM UMA DIREÇÃO

Com o auxílio de planilhas eletrônicas, definiram-se primeiramente as dimensões da sapata em planta utilizando, arbitrando-se a largura como metade do valor do comprimento. As cargas M e N atuantes em cada uma das foi calculada nos itens 6.1, 6.2 e 6.3.1 deste trabalho. A carga horizontal H foi considerada desprezível para efeitos de cálculo. Os valores da dimensão e das tensões máximas e mínimas das sapatas foram calculados respeitando-se as fórmulas 37, 39, 40 e 41 e são apresentados na tabela 36. O pórtico de ligações rígidas

engastado na sapata foi chamado de RE3, o de ligações flexíveis engastado na sapata de FE3 e o de ligações semirrígidas, com fator de rigidez 0,5, apoiado na sapata foi chamado de S50E3.

Tabela 36 – Tensões máxima e mínima e dimensões na sapata

Simulação	N (KN)	M (KN.m)	a (m)	b (m)	A (m ²)	I (m ⁴)	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)
RE3 central	625,6	54,0	2,35	1,18	2,76	1,27	276,47	42,47
RE3 lateral	515,4	58,6	2,30	1,15	2,65	1,17	252,69	50,29
S50E3 central	574,4	61,9	2,40	1,20	2,88	1,38	253,20	44,79
S50E3 lateral	540,5	65,0	2,35	1,18	2,76	1,27	255,85	51,15
FE3 central	556,6	217,5	2,85	1,43	4,06	2,75	249,80	79,11
FE3 lateral	522,8	218,7	2,80	1,40	3,92	2,56	252,92	85,39

(fonte: elaborado pelo autor)

Feito isso, foi verificada a posição de aplicação da carga, conforme fórmulas 38 e 42. Os resultados são mostrados na tabela 37.

Tabela 37 – Posição de aplicação da carga

Simulação	N (KN)	M (KN.m)	a (m)	e (m)	xnucleo	e < x nucleo
RE3 central	628	49,4	2,45	0,08	0,41	carga aplicada no núcleo central
RE3 lateral	512,6	53,96	2,25	0,11	0,38	carga aplicada no núcleo central
S50E3 central	578,9	53,33	2,35	0,09	0,39	carga aplicada no núcleo central
S50E3 lateral	536,3	56,32	2,3	0,11	0,38	carga aplicada no núcleo central
FE3 central	556,6	148,7	2,65	0,27	0,44	carga aplicada no núcleo central
FE3 lateral	522,8	148,6	2,6	0,28	0,43	carga aplicada no núcleo central

(fonte: elaborado pelo autor)

Como a carga está aplicada no núcleo central da sapata, não haverá tensões de tração no solo. A determinação da altura total e da altura útil da sapata foi feita de maneira análoga ao método utilizado no item 8.1 e é apresentado na tabela 38.

Tabela 38 – Determinação das alturas total e útil da sapata

Simulação	a (m)	ap (m)	α_0	$\tan(\alpha_0)$	h0 (m)	h (m)	d (m)
RE3 central	2,45	0,2	30	0,577	0,1	0,75	0,69
RE3 lateral	2,25	0,2	30	0,577	0,1	0,69	0,64
S50E3 central	2,35	0,2	30	0,577	0,1	0,72	0,67
S50E3 lateral	2,3	0,2	30	0,577	0,1	0,71	0,65
FE3 central	2,65	0,25	30	0,577	0,1	0,85	0,80
FE3 lateral	2,6	0,25	30	0,577	0,1	0,84	0,79

(fonte: elaborado pelo autor)

Para se verificar a compressão diagonal na região 1-2-3-4, como a indicada na figura 27, deve-se determinar o esforço cortante aplicado (V_i) no centro de gravidade dessa região. Este esforço pode ser determinado multiplicando-se a área da região pela tensão aplicada na região (tabela 39). Esta tensão pode ser determinada substituindo o x da fórmula 36 pela posição do centro de gravidade na região (x_{CG}). A região 1-2-3-4 é um trapézio, que pode ser dividido em um retângulo e dois triângulos. Admitindo a origem na face do pilar, pode-se determinar a posição do x_{CG} através da fórmula 55.

$$x_{CG} = \frac{A_{ret} \cdot x_{ret} + 2 \cdot A_{tri} \cdot x_{tri}}{A_{ret} + 2 \cdot A_{tri}} \quad (\text{fórmula 55})$$

Onde:

x_{CG} é a posição do centro de gravidade da região 1-2-3-4 em relação à face do pilar (m);

A_{ret} é a área do retângulo (m^2);

x_{ret} é a posição do centro de gravidade do retângulo em relação à face do pilar (m);

A_{tri} é a área do triângulo (m^2);

x_{tri} é a posição do centro de gravidade do triângulo em relação à face do pilar (m).

Tabela 39 – Determinação do esforço cortante na região 1-2-3-4

Simulação	A_{ret} (m^2)	x_{ret} (m)	$2 \cdot A_{tri}$ (m^2)	CG_{tri}	x_{CG}	σ_{CG} (KN/ m^2)	V_i (KN)
RE3 central	0,23	0,56	0,58	0,75	0,70	232,19	186,12
RE3 lateral	0,21	0,51	0,47	0,68	0,63	234,43	159,19
S50E3 central	0,22	0,54	0,52	0,72	0,66	237,54	175,56
S50E3 lateral	0,21	0,53	0,50	0,70	0,65	234,07	165,89
FE3 central	0,25	0,61	0,69	0,82	0,76	213,74	199,65
FE3 lateral	0,24	0,60	0,66	0,80	0,75	212,95	191,65

(fonte: elaborado pelo autor)

Utilizou-se para o valor de do esforço cortante de cálculo V_d igual ao valor de V_i encontrado na tabela 39. A tensão de cisalhamento resistente de cálculo (τ_{Rd2}) é calculado de maneira análoga ao caso de sapata com carga centrada. Já a tensão de cisalhamento solicitante de cálculo (τ_{Sd}) é calculada conforme a fórmula 56, a seguir. A tabela 40 mostra a verificação da compressão diagonal do concreto na região 1-2-3-4.

$$\tau_{Sd} = \frac{V_d}{a_p \cdot d} \quad (\text{fórmula 56})$$

Onde:

τ_{Sd} é a tensão cisalhante solicitante de cálculo (kN/m²);

V_d é o esforço cortante solicitante de cálculo (kN);

a_p é o lado do pilar (m);

d é a altura útil da sapata (m).

Tabela 40 – Verificação da compressão diagonal do concreto na região 1-2-3-4

Simulação	Vd (KN)	ap (m)	d (m)	fcK (Mpa)	αV	fcd (KN/m ²)	τ_{Sd} (KN/m ²)	τ_{Rd2} (KN/m ²)	$\tau_{Sd} < \tau_{Rd2}$
RE3 central	186,12	0,20	0,67	20,00	0,92	20000,00	1398,80	4968	OK
RE3 lateral	159,19	0,20	0,65	20,00	0,92	20000,00	1222,97	4968	OK
S50E3 central	175,56	0,20	0,68	20,00	0,92	20000,00	1291,43	4968	OK
S50E3 lateral	165,89	0,20	0,67	20,00	0,92	20000,00	1246,81	4968	OK
FE3 central	199,65	0,25	0,81	20,00	0,92	20000,00	983,90	4968	OK
FE3 lateral	191,65	0,25	0,80	20,00	0,92	20000,00	964,29	4968	OK

(fonte: elaborado pelo autor)

O momento fletor solicitante na seção S, face do pilar, pode ser determinado a partir das seguintes fórmulas:

$$M_S = b \cdot \sigma_S \cdot \frac{k^2}{2} + b \cdot (\sigma_{\text{máx}} - \sigma_S) \cdot \frac{k}{2} \cdot \frac{2 \cdot k}{3} \quad (\text{fórmula 57})$$

A tensão solicitante na seção S pode ser determinada por:

$$\sigma_S = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{I} \cdot \frac{ap}{2} \quad (\text{fórmula 58})$$

Onde:

M_S é o momento fletor na seção S (kN.m);

b é a largura da sapata (m);

σ_S é a tensão na seção S (kN/m²);

k é a distância da seção do pilar até a borda da sapata (m);

$\sigma_{m\acute{a}x}$ é a tensão máxima que atua na sapata (kN/m²);

N é a carga normal aplicada na sapata (kN);

A é a área da sapata (m²);

M é o momento que atua na sapata (kN.m);

I é o momento de inércia que resiste ao momento M (m⁴);

a_p é o comprimento do pilar (m).

As tabelas 41 e 42 apresentam a resolução das fórmulas 57 e 58. Para a determinação da posição da linha neutra, utilizou-se método análogo ao utilizado no item 8.1 deste trabalho, onde se substituiu os valores conhecidos na fórmula 32 e se resolveu a equação do terceiro grau, encontrando um valor para x. A tabela 43 apresenta os valores de x encontrados, e a verificação do domínio em que se atingirá o estado limite último.

Tabela 41 – Cálculo do σ_S

Simulação	N (KN)	A (m ²)	M (KN.m)	I (m ⁴)	a_p (m)	σ_S
RE3 central	628,00	2,76	53,97	1,27	0,20	231,68
RE3 lateral	512,60	2,65	58,64	1,17	0,20	198,83
S50E3 central	578,90	2,88	61,93	1,38	0,20	205,49
S50E3 lateral	536,30	2,76	65,00	1,27	0,20	199,34
FE3 central	556,60	4,06	217,50	2,75	0,25	146,94
FE3 lateral	522,80	3,92	218,70	2,56	0,25	144,04

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 42 – Cálculo do M_S

Simulação	b(m)	k (m)	σ_S (KN/m ²)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (KN/m ²)	M_S (KN.m)
RE3 central	1,18	1,08	231,68	276,47	177,57
RE3 lateral	1,15	1,05	198,83	252,69	148,81
S50E3 central	1,20	1,10	205,49	253,20	172,28
S50E3 lateral	1,18	1,08	199,34	255,85	160,91
FE3 central	1,43	1,30	146,94	249,80	259,50
FE3 lateral	1,40	1,28	144,04	252,92	246,51

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 43 – Posição da linha neutra e verificação do domínio que a sapata atingirá o estado limite último

Simulação	x (m)	d (m)	x23 (m)	x < x23
RE3 central	0,1205	0,67	0,1723	Domínio 2
RE3 lateral	0,1084	0,65	0,1686	Domínio 2
S50E3 central	0,1165	0,68	0,1760	Domínio 2
S50E3 lateral	0,1121	0,67	0,1723	Domínio 2
FE3 central	0,1367	0,81	0,2102	Domínio 2
FE3 lateral	0,133	0,80	0,2059	Domínio 2

(fonte: elaborado pelo autor)

Como todas as sapatas estão no domínio 2, a tensão na armadura será igual a tensão do aço CA-50. A área de aço da armadura principal é obtida resolvendo a fórmula 35. A tabela 44 apresenta os resultados para A_s .

Tabela 44 – Área de aço da armadura principal da sapata

Simulação	x (m)	ap (m)	$\alpha 0$ (graus)	cotg ($\alpha 0$)	fcd (KN/m ²)	fyd (KN/cm ²)	As (cm ²)
RE3 central	0,1205	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	13,02
RE3 lateral	0,1084	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	11,18
S50E3 central	0,1165	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	12,40
S50E3 lateral	0,1121	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	11,73
FE3 central	0,1367	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	15,67
FE3 lateral	0,133	0,2	30	1,732	20000,00	43,48	15,05

(fonte: elaborado pelo autor)

8 ANÁLISE COMPARATIVA DOS RESULTADOS

A fim de se analisar os resultados obtidos, foram elaboradas as tabelas 45 e 46, apresentadas a seguir. A tabela 48 expõe uma comparação entre os perfis adotados para os elementos metálicos encontrados em cada um dos casos analisados. Já a tabela 49 compara os volumes de concreto e de área de armadura entre as sapatas dimensionadas anteriormente.

Tabela 45 – Comparação entre os perfis metálicos adotados

SIMULAÇÃO	PERFIL PILAR	MASSA LINEAR PILAR (kg/m)	METROS DE PILAR	PERFIL VIGA	MASSA LINEAR VIGA (kg/m)	METROS DE VIGA	MASSA ESTRUTURA METÁLICA (kg)
RE3	W200X41,7(H)	41,7	33	W410X67	67	36	3788,1
S50E3	W200X46.1(H)	46,1	33	W410X53	53	36	3429,3
FE3	W250X80(H)	80	33	W410X67	67	36	5052
RA2	W200X52(H)	52	33	W410X75	75	36	4416
S50A2	W200X52(H)	52	33	W410X60	60	36	3876

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 46 – Comparação entre as sapatas dimensionadas

SIMULAÇÃO	A (m ²)	h (m)	h0 (m)	ap (m)	VOLUME POR SAPATA (m ³)	VOLUME POR PÓRTICO (m ³)	ÁREA ARMADURA (cm ²)
RE3 central	2,76	0,75	0,10	0,20	1,06	2,98	13,02
RE3 lateral	2,65	0,69	0,10	0,20	0,96		11,18
S50E3 central	2,88	0,72	0,10	0,20	1,07	3,10	12,40
S50E3 lateral	2,76	0,71	0,10	0,20	1,01		11,73
FE3 central	4,06	0,85	0,10	0,25	1,72	5,01	15,67
FE3 lateral	3,92	0,84	0,10	0,25	1,65		15,05
RA2 central	3,69	0,60	0,10	0,20	1,19	2,87	6,48
RA2 lateral	2,81	0,53	0,10	0,20	0,84		4,64
S50A2 central	3,42	0,58	0,10	0,20	1,08	2,87	5,90
S50A2 lateral	2,96	0,54	0,10	0,20	0,90		4,95

(fonte: elaborado pelo autor)

Pode-se perceber que não há diferenças consideráveis no tamanho da sapata quando se compara dois casos onde os pilares da estrutura são rotulados na fundação. Já quando se compara os casos em que os pilares são engastados na sapata obtêm-se grandes diferenças. O caso em que as ligações são flexíveis entre os pilares e as vigas é o pior caso, pois além de gerar os maiores momentos de projeto na fundação, os pilares trabalham de maneira

semelhante a uma viga engastada-livre, necessitando assim, para aguentar as solicitações, de um perfil muito mais robusto em relação ao caso onde as ligações são rígidas e semirrígidas.

Nas vigas, as solicitações de momentos fletores positivos (próximo ao centro dos vãos) são maiores nos casos onde as ligações são flexíveis, enquanto os momentos fletores negativos (próximos aos nós) são maiores no caso em que as ligações são rígidas. Como para o dimensionamento de elementos metálicos interessa o valor em módulo do momento fletor, pode-se obter o mesmo perfil de viga para casos onde as ligações são rígidas ou flexíveis, como ocorreu, por exemplo, no edifício estudado.

Ao se comparar os pórticos com ligações rígidas e semirrígidas engastados na sapata, com os pórticos com mesmo tipo de ligação porém rotulados na sapata, pode-se fazer as seguintes considerações:

- a) quando os pilares são engastados na sapata, obtêm-se maiores fundações e estrutura metálica mais leve;
- b) quando os pilares são rotulados na sapata, obtêm-se menores fundações e estrutura metálica mais robusta.

Por fim, percebe-se que nos casos onde as ligações são semirrígidas, devido à metodologia de cálculo apresentar menos incertezas, a determinação das solicitações nos elementos estruturais é mais preciso. Isso gera uma estrutura mais econômica tanto no caso onde os pilares estão engastados na base, tanto no caso em que estão rotulados.

9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Na busca cada vez maior por uma otimização de custo e desempenho das estruturas, torna-se necessária à elaboração de projetos cada vez mais completos e abrangentes. Tendo isso em vista, algumas práticas pouco usuais entre engenheiros devem ganhar maior importância com o passar do tempo. Entre elas estão à consideração da flexibilidade das ligações e a análise da interação entre a fundação e a superestrutura.

No que diz respeito à flexibilidade das ligações, a consideração de ligações como semirrígidas, método proposto por normas europeias, resulta num ganho econômico e de desempenho. Este ganho acontece devido à maior precisão do método proposto pela norma europeia, onde se calcula uma rigidez para cada ligação, em relação à norma brasileira, que propõe ligações como infinitamente rígidas ou flexíveis.

A partir do desenvolvimento deste trabalho pode-se afirmar que a flexibilidade das ligações altera a distribuição dos carregamentos na estrutura. Essa distribuição depende não só das ligações entre viga e pilar, mas também do pilar com a fundação.

Nos casos onde a estrutura é apenas apoiada na fundação, obtém-se uma estrutura metálica mais robusta e sapatas menores em relação aos casos onde a estrutura é engastada na fundação. Esta diferença ocorre, principalmente, pois o engaste dos pilares nas sapatas gera um momento solicitante na fundação, ou seja, deixa de ser apenas uma carga centrada, caso ideal para a sapata.

Quanto às simulações as quais a estrutura é apenas apoiada na sapata, a flexibilização das ligações viga-coluna, nos casos onde a estrutura é estável globalmente, pouco influi no dimensionamento da estrutura. Entretanto é necessário ressaltar que se deve tomar cuidado para não afetar a estabilidade global da estrutura.

Já nas simulações onde há o engaste na fundação, nota-se que a medida que se flexibiliza as ligações viga-coluna os momentos solicitantes nas fundações aumentam e, por consequência, as dimensões das sapatas também aumentam. Além disso, no caso em que as ligações viga-

coluna são rotuladas, os pilares funcionam como uma viga engastada-livre, precisando de grandes seções para resistir às ações do vento, tornando esse caso o de pior desempenho.

Portanto, ao se analisar a fundação conjuntamente com a superestrutura e considerando a flexibilidade das ligações, percebe-se que existe uma influência direta das ligações no comportamento da estrutura e, assim, em seu desempenho. Uma má escolha das ligações pode, além de encarecer a obra, instabilizar a estrutura globalmente.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

_____. **NBR 8800**: projeto de estrutura de aço e de estruturas mistas de aço e concreto em edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

BARBOSA, G. D. **Influência da Flexibilidade das Ligações no Projeto de Estruturas Metálicas**. 2006. 163 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2006. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10183/12127>>² Acesso em: 10 dez. 2012

BELLEI, I. H.; PINHO, F. O.; PINHO, M. O. **Edifícios de Múltiplos Andares em Aço**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2008.

CASTRO, R. A. de. **Modelagem Computacional de Ligações Semirrígidas e sua Influência na Resposta Dinâmica Não-Linear de Pórticos de Aço**. Rio de Janeiro, 2006. 117 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006. Disponível em: <<http://www.labbas.eng.uerj.br/pgeciv/nova/files/dissertacoes/06.pdf>> Acesso em: 10 dez. 2012

CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. de. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3. ed. 2. reimp. São Carlos: EdUFSCar, 2009.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2009. v.2.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO. **Ligações em estruturas metálicas**. 4. ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, 2011, série Manual de Construção em Aço. v. 1.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION. **Eurocode 3**: design of steel structures – part 1-8: design of joints. Bruxelas. 2005.

MARTHA, L. F. **Ftool**: A Structural Analysis Educational Interactive Tool, Rio de Janeiro, 2012. Disponível em: <<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool/>> Acesso em: 28 nov. 2013

PERFIS laminados I e H. **Portal Metálica**, 2013. Disponível em: <<http://www.metalica.com.br/perfil-u-laminado-padrao-americano/>> Acesso em 25 out. 2013.

² estando no site <<http://hdl.handle.net/10183/12127>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço**: dimensionamento prático de acordo com a NBR 8800:2008. 8. ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

PRADO, Í. M. **CS-ASA Preprocessor**: Sistema Gráfico Interativo de Pré-processamento para Análise Avançada de Estruturas. Ouro Preto, 2012. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

TEIXEIRA, A.S.; GODOY, N. S. de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W.; FALCONI F. F.; SAES J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 227-264.

TREMÉA, C. **A influência da consideração da flexibilidade nas ligações no projeto de estruturas metálicas**. 2010. 67 f. Trabalho de Diplomação (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<http://hdl.handle.net/10183/28556>>³
Acesso em: 10 dez. 2012

VELLOSO, D.; LOPES, F. de R. Concepção de obras de fundação. In: HACHICH, W.; FALCONI F. F.; SAES J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. (Ed.). **Fundações**: teoria e prática. 2. ed. São Paulo: Pini, 1998. p. 211-226.

ZIEMIAN, R. D.; MCGUIRE, W. **Mastan2**: Matrix Structural Analysis. 2. ed. v. 3.3. Nova Iorque: John Wiley & Sons Incorporation, 2000. Disponível em: <<http://www.mastan2.com/about.html>> Acesso em: 21 out. 2013

³ estando no site <<http://hdl.handle.net/10183/28556>>, localize na parte final da página a indicação <visualizar/abrir>: selecione para abrir o documento