

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROJETO DE GRADUAÇÃO**

ELISABETE DA CUNHA MARTINS SILVA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO DE
MÚLTIPLOS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**

**MACAÉ-RJ
2017**

ELISABETE DA CUNHA MARTINS SILVA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO DE
MULTIPLAS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**

Projeto de Graduação da aluna Elisabete da Cunha Martins Silva, apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio de Janeiro – Campus Macaé, para obtenção do grau de Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Msc. MARCOS ANTONIO CAMPOS RODRIGUES

**MACAÉ-RJ
2017**

ELISABETE DA CUNHA MARTINS SILVA

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIO DE
MULTIPLAS PAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO**

COMISSÃO EXAMINADORA:

**Prof. Msc. Marcos Antônio Campos
Rodrigues
Orientador**

**Prof. Msc. Bruno Barzellay Ferreira da
Costa
Examinador**

**Prof. Msc. Anselmo Leal Carneiro
Examinador**

Macaé – RJ, Agosto de 2017

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que tornou possível que eu chegasse até aqui. Agradeço também à minha mãe que me apoiou emocionalmente e financeiramente por todos esses anos. Ao meu namorado, por sua paciência, dedicação e incentivo, todas as vezes que pensava que não iria conseguir e entender que, por vezes, eu estaria ausente.

Sou muito grata também a todos os professores que dedicaram seu tempo para compartilhar seu conhecimento e empenho em tornas nosso curso cada vez melhor. Em especial, agradeço ao professor orientador Marcos Antônio Campos Rodrigues, que com toda paciência e carinho me orientou, mesmo durante suas férias, para que conseguisse realizar esse trabalho, sem ele não teria conseguido.

Agradeço também aos colegas de curso por todo o apoio e incentivo nas horas de desespero. Por fim, agradeço aos amigos que sempre estiveram do meu lado e entenderam que, mesmo com saudade, não poderia estar com eles em virtude da faculdade.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 Efeito de 1ª Ordem.....	26
Figura 2 Efeito de 2ª Ordem.....	27
Figura 3 Efeitos globais de 2ª Ordem.....	28
Figura 4 Efeitos Locais de 2ª Ordem.....	28
Figura 5 Efeitos de 2ª ordem localizados	29
Figura 6 Efeitos de 2ª Ordem	29
Figura 7 Estabilidade Global	30
Figura 8 Relação entre os valores dos coeficientes γ_z e os nós	33
Figura 9 Vãos teóricos segundo a NBR 6118.	36
Figura 10 Laje armada em duas direções.	37
Figura 11 Laje armada em uma direção.....	37
Figura 12 Condições de contorno para lajes retangulares.	40
Figura 13 Inclinação das linhas de ruptura para cálculo das reações de apoio.	43
Figura 14 Seção transversal para o cálculo das armaduras das lajes	43
Figura 15 Tensões na seção transversal armadura simples	44
Figura 16 Domínios de dimensionamento	45
Figura 17 Armadura negativa nos apoios de extremidade	48
Figura 18 Seção retangular com armadura dupla.	49
Figura 19 Tensões na seção transversal armadura dupla	50
Figura 20 Analogia da treliça generalizada	51
Figura 21 Tração transversal dos estribos	52
Figura 22 Compressão diagonal das bielas de concreto.....	53
Figura 23 Espaçamento mínimo das barras.....	53
Figura 24 Planta da Garagem	58
Figura 25 Planta do Pavimento tipo	59
Figura 26 Telhado	60
Figura 27 Mapa de Isopletas de velocidade básica.....	62
Figura 28 Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.	64
Figura 29 Pórtico referente a estrutura na direção x.	67

Figura 30 Estrutura deformada referentes aos pórticos de 1 à 4 na direção x.....	67
Figura 31 Pórtico referente a estrutura na direção y.	68
Figura 32 Estrutura deformada referentes aos pórticos de 5 ao 10 na direção y.	68
Figura 33 Representação das lajes, vigas e pilares para o pavimento tipo, obtido no TQS.....	70
Figura 34 Representação das lajes, vigas e pilares para a cobertura, obtido no TQS...71	71
Figura 35 momentos e Reações de Apoio	73
Figura 36 Distribuição das armaduras.....	73
Figura 37 armadura de tração para as lajes L1, L2, L5 e L6.....	74
Figura 38 Pórtico 1 carregado, vigas V1 e V4.....	76
Figura 39 Diagrama de momento do pórtico 1, vigas V1 e V4.	76
Figura 40 Pórtico 2 carregado, vigas V2 e V3.	77
Figura 41 Diagrama de momento do pórtico 2, vigas V2 e V3.	77
Figura 42 Pórtico 5 carregado, vigas V5 e V10.....	78
Figura 43 Diagrama de momento do pórtico 5, vigas V5 e V10.....	78
Figura 44 Pórtico 6 carregado, vigas V6 e V9.....	79
Figura 45 Diagrama de momento do pórtico 6, vigas V6 e V10.	79
Figura 46 Pórtico 7 carregado, vigas V7 e V8.....	80
Figura 47 Diagrama de momento do pórtico 7, vigas V7 e V8.	80
Figura 48 Resultados para o pórtico de vigas V1.....	81
Figura 49 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V1 e V4	82
Figura 50 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V2 e V3	83
Figura 51 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V5 e V10	83
Figura 52 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V6 e V9	84
Figura 53 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V7 e V8	84
Figura 54 Distribuição de aço para pilares com duas camadas	85
Figura 55 Diagrama de força normal para os pilares (P1, P2 ,P3,P4, P5 e P6) e (P19, P20, P21,P22, P23 e P24) na direção x.....	86
Figura 56 Diagrama de força normal para os pilares (P7, P8, P9,P10, P11 e P12) e e (P13, P14, P15,P16, P17 e P18) na direção x.	86

Figura 57 Diagrama de força normal para os pilares (P1, P7, P13 e P19) e (P6, P12, P18 e P24) na direção y.	87
Figura 58 Diagrama de força normal para os pilares (P2, P8, P14 e P20) e (P5, P11, P17 e P23) na direção y.	87
Figura 59 Diagrama de força normal para os pilares (P3, P9, P15 e P21) e (P4, P10, P16 e P22) na direção y.	88
Figura 60 Resultados dos pilares do pórtico 1.	88
Figura 61 Projeto 3D	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 Classes de Agressividade Ambiental	18
Tabela 2 Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto	18
Tabela 3 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{mm}$	19
Tabela 4 Valores do coeficiente	23
Tabela 5 Relação entre a parte decimal do número obtido com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura.	31
Tabela 6 Valores do coeficiente adicional α_n para lajes em balanço	34
Tabela 7 Taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{\min}	46
Tabela 8 Valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede.....	55
Tabela 9 Parâmetros meteorológicos.....	63
Tabela 10 Valores mínimos do fator estatístico S3	64
Tabela 11 Parâmetros de cálculo do vento	65
Tabela 12 Ventos na direção x.....	66
Tabela 13 Ventos na direção y.....	66
Tabela 14 Dados do posicionamento da armadura.....	81
Tabela 15 Dados para o dimensionamento da Armadura transversal (estribos).....	85
Tabela 16 área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, TIPO	90
Tabela 17 área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, Cobertura	91
Tabela 18 Detalhamento vigas V1, V2, V3 e V4 pavimento Tipo	92
Tabela 19 Detalhamento vigas V1, V2, V3 e V4 pavimento cobertura.....	92
Tabela 20 Detalhamento dos pilares no TQS.....	93
Tabela 21 Comparação do TQS x método manual para lajes.....	95
Tabela 22 Comparação do TQS x método manual para vigas.....	95
Tabela 23 Comparação do TQS x método manual para pilares.....	96
Tabela 24 Valores encontrados de momento e reações de apoio por metro para o pavimento tipo.	122
Tabela 25 Valores encontrados de momento e reações de apoio por metro para a cobertura.	122

Tabela 26 Valores das áreas das armaduras do pavimento tipo.....	123
Tabela 27 Valores das áreas das armaduras da cobertura.....	124
Tabela 28 Cargas referentes às vigas V1 e V4	126
Tabela 29 Cargas referentes às vigas V2 e V3	126
Tabela 30 referentes às vigas V5 e V10.....	127
Tabela 31 Cargas referentes às vigas V6 e V9	127
Tabela 32 Cargas referentes às vigas V7 e V8	127
Tabela 33 Força do vento nos pórticos na direção x.....	128
Tabela 34 Força do vento nos pórticos na direção y.....	128
Tabela 35 Área da armadura para os trechos do pórtico de V1 e V4.....	128
Tabela 36 Área da armadura para os trechos do pórtico de V2 e V3.....	129
Tabela 37 Área da armadura para os trechos do pórtico de V5 e V10.....	130
Tabela 38 Área da armadura para os trechos do pórtico de V6 e V9.....	131
Tabela 39 Área da armadura para os trechos do pórtico de V7 e V8.....	131
Tabela 40 Área da armadura para os apoios do pórtico de V1 e V4.....	132
Tabela 41 Área da armadura para os apoios do pórtico de V2 e V3.....	133
Tabela 42 Área da armadura para os apoios do pórtico de V5 e V10.....	134
Tabela 43 Área da armadura para os apoios do pórtico de V6 e V9.....	134
Tabela 44 Área da armadura para os apoios do pórtico de V7 e V8.....	135
Tabela 45 Armação das vigas no centro do vão	135
Tabela 46 Armação das vigas nas extremidades.....	138
Tabela 47 Dimensionamento do estribo	140
Tabela 48 Dimensionamento dos pilares (P1, P2 ,P3,P4, P5 e P6) e (P13, P14, P15,P16, P17 e P18).....	145
Tabela 49 Dimensionamento dos pilares (P7, P8, P9,P10, P11 e P12)e (P19, P20, P21,P22, P23 e P24).....	146

SIMBOLOGIA

A - Área da seção transversal do pilar

A_c – Área da seção transversal da viga ou pilar.

A_s – Área da armadura tracionada

A'_s – Área da armadura comprimida

A_{si} – Área da armadura na camada i .

A_{s1} – Área da seção transversal de uma barra

a_l – Deslocamento do diagrama de momento fletor.

b – largura da seção

b_w – largura da seção transversal

c - comprimento nominal das armaduras

D – Rigidez à flexão

d - altura da seção.

d' – Distância dos centros das camadas 1 e n' até as bordas da seção.

d_{max} – Diâmetro máximo do agregado

d_i – Distância do centro da camada i à borda comprimida pela aplicação exclusiva do momento fletor.

E_{cs} - Módulo de Elasticidade Secante.

E_c - Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto

e_{1x} – Excentricidade de primeira ordem

e_{2x} – Excentricidade de segunda ordem

e_{cx} – Excentricidade de fluência na direção x

f_{ctk} – Resistência característica a compressão do concreto aos 28 dias

$f_{ct,f}$ – Resistência do concreto a tração na flexão

$f_{ctk,inf}$ - Valor inferior característico para a resistência à tração do concreto

$f_{ctk,sup}$ - Valor superior característico para a resistência à tração do concreto

f_{ctm} – Resistência média a tração do concreto

f_{ctd} – Resistência de cálculo a tração do concreto

f_{cd} - Resistência á compressão de cálculo do concreto.

f_{ck} - Resistência característica à compressão.

f_{cm} – Resistência média à compressão.
 f_{ci} - Valores genéricos da resistência à compressão.
 f_{yd} - Tensão de escoamento de cálculo do aço.
 g - carga permanente.
 g_k – soma das ações permanentes características.
 h - altura útil média
 h_x – Largura na direção x
 h_y – Largura na direção y
 H – Altura da parede
 i – Raio de giração em x ou y.
 I – momento de inércia em x ou y.
 k_x - Coeficiente que define os quinhões de carga na direção x.
 k_y - Coeficiente que define os quinhões de carga na direção y.
 l_e - Comprimento de flambagem nas direções x ou y.
 l – Distância entre os eixos dos elementos estruturais, aos quais o pilar está vinculado.
 l_0 – Distância entre as faces internas dos elementos estruturais
 M_{eng} – Momento de engastamento perfeito
 M_x – Momento Fletor positivo na direção x
 M_y – Momento Fletor positivo na direção y
 M_{xy} – Momento Torçor
 M_x^0 – Momento Fletor para coeficiente de Poison igual a zero na direção x.
 M_y^0 - Momento Fletor para coeficiente de Poison igual a zero na direção y.
 M_{xy}^0 - Momento Torçor para coeficiente de Poison igual a zero.
 N_d – Força Normal de Cálculo.
 n - Número total de barras camadas
 n_i – Número de barras da camada i.
 P_{ex} – Carga de Euler na direção x
 q - Carga acidental
 q_{ki} – Ações variáveis características.
 S – Desvio Padrão das resistências.

S – Espaçamento entre as camadas.
 t - tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida
 t_0 - idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.
 V_d – esforço cortante de cálculo.
 $V_{k,min}$ - esforço cortante de serviço
 $V_{d,min}$ - esforço cortante mínimo de cálculo
 V_{Rd2} – Força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto
 x – Altura da linha neutra
 α_a – Inclinação do eixo do pilar em relação à vertical
 γ_a – Peso específico da alvenaria
 γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto
 γ_f - coeficiente parcial de segurança
 ψ_{2i} - coeficiente de combinação
 λ - coeficiente de redução da altura comprimida da seção (diagrama retangular x parabólico)
 φ – Coeficiente de fluência
 η - Coeficiente de redução da resistência de cálculo do concreto à compressão
 τ_{wd} - Tensão convencional de cisalhamento.
 τ_{wu} - Tensão limite.
 ν – Coeficiente de Poisson
 ϕ – diâmetro das barras
 ϕ_t - diâmetro das barras do estribo
 σ_{cd} - Tensão de cálculo
 ρ_{min} – taxa mínima da armadura de flexão
 $\rho_{w,min}$ - taxa mínima.
 ω – Taxa mecânica de armadura total
 ω_i – Taxa mecânica de armadura correspondente a camada i .

Sumário

AGRADECIMENTOS.....	i
LISTA DE FIGURAS.....	ii
LISTA DE TABELAS.....	v
SIMBOLOGIA.....	vii
1 INTRODUÇÃO.....	15
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	15
1.2 OBJETIVO.....	15
1.3 METODOLOGIA.....	16
1.4 ORGANIZAÇÃO.....	16
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	17
2.1 DEFINIÇÃO DE CONCRETO ARMADO.....	17
2.2 DURABILIDADE DA ESTRUTURA.....	17
2.2.1 Classe de agressividade ambiental (CAA).....	18
2.2.2 Cobrimento.....	19
2.3 ESTADOS LIMITES.....	19
2.3.1 Estado Limite Último (ELU).....	20
2.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS).....	20
2.4 AÇÕES NAS ESTRUTURAS.....	21
2.4.1 Ações Permanentes.....	21
2.4.2 Ações Variáveis.....	21
2.4.3 Ações Excepcionais.....	22
2.5 AÇÕES DE CÁLCULO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES.....	22
2.6 PROJETO ESTRUTURAL.....	24

2.6.1	Concepção Estrutural	25
2.6.2	Análise Estrutural	25
2.6.3	Dimensionamento e Detalhamento	25
2.6.4	Emissão das Plantas	26
2.7	ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DE 2ª ORDEM	26
2.7.1	Efeitos de 2ª Ordem	26
2.7.2	Estabilidade Global.....	30
2.8	CÁLCULO DE LAJES EM CONCRETO ARMADO	33
2.8.1	Tipos usuais de lajes dos edifícios	34
2.8.2	Vãos teóricos das lajes	36
2.8.3	Classificação das lajes quanto à armação.....	36
2.8.4	Teoria de Flexão de Placas	38
2.8.5	Teoria das Grelhas	39
2.8.6	Método de Marcus	41
2.8.7	Teoria das Linhas de ruptura	42
2.8.8	Cálculo das armaduras de Flexão	43
2.9	CÁLCULO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO	47
2.9.1	Considerações iniciais.....	47
2.9.2	Vãos Teóricos	48
2.9.3	Cálculo dos esforços	48
2.9.4	Cálculo das armaduras das vigas.....	49
2.9.5	Disposições construtivas.	53
2.10	CÁLCULO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO.....	55
2.10.1	Armaduras longitudinais máximas e mínimas.....	55
2.10.2	Dimensionamento à Flexo-Compressão Obliqua	56

3	CONSIDERAÇÕES DE PROJETO.....	57
3.1	LOCALIZAÇÃO	57
3.2	PROJETO ARQUITETÔNICO.....	57
3.3	CRITÉRIOS DE PROJETO	61
3.4	AÇÃO DO VENTO.....	61
3.4.1	Repartição de Forças de Vento para os Elementos de Contraventamento - Sistemas Hiperestáticos.	66
3.5	Estabilidade Global.....	69
4	CÁLCULO MANUAL DO EDIFÍCIO	70
4.1	CÁLCULO DE LAJES.....	70
4.1.1	Dados de entrada.....	72
4.1.2	Cálculo da armadura de flexão.....	73
4.2	CÁLCULO DE VIGAS.....	74
4.2.1	Armadura Longitudinal	81
4.2.2	Armadura Transversal.....	82
4.3	CÁLCULO DE PILARES	85
4.3.1	Considerações de cálculo:.....	89
5	EDIFÍCIO NO TQS.....	90
5.1	LAJES	90
5.2	VIGAS	92
5.3	PILARES	93
6	TQS X MÉTODO MANUAL.....	95
7	CONCLUSÃO	97
	BIBLIOGRAFIA.....	98
	APÊNDICE I	99

APÊNDICE II 120

APÊNDICE III 122

APÊNDICE IV 126

APÊNDICE V 145

ANEXO I 147

ANEXO II 149

RESUMO

Nos dias atuais, a arquitetura de edifícios exige construções cada vez mais esbeltas e com estruturas complexas, assim, a elaboração do projeto estrutural necessita de ferramentas capazes de realizar cálculos de maneira eficiente, com segurança e responsabilidade. Neste Contexto, a informática se apresenta como um aliado do engenheiro, mas sem substituir os conceitos fundamentais da engenharia que devem nortear essa atividade.

Dessa maneira, o presente trabalho visa o dimensionamento de um edifício residencial multifamiliar, em concreto armado, tomando como base os critérios da NBR 6118:2014. Serão utilizados métodos simplificados para o dimensionamento das lajes, vigas e pilares da estrutura, com auxílio do *Software* Ftool e também de planilhas eletrônicas do *Microsoft Excel*. Em seguida, os valores encontrados foram comparados aos fornecidos pelo *Software* TQS, que é um dos pacotes comerciais mais utilizados na área para elaboração de projetos estruturais, sendo referência no ramo.

A partir dessa análise, os valores encontrados com ambos os métodos foram semelhantes na maioria dos pontos, para as lajes, vigas e pilares.

Palavras-chave: Edifício de múltiplos pavimentos, Projeto Estrutural, Dimensionamento, Estruturas de Concreto.

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Há algumas décadas, os cálculos estruturais eram realizados em sua maior parte de forma manual, onde os engenheiros utilizavam ferramentas como, régua de cálculo e calculadoras programáveis, levando dias para obter os resultados do dimensionamento e detalhamento de seus projetos. Com o passar dos anos e a evolução da tecnologia, surgiram novas ferramentas que conseguiram diminuir o tempo de execução dos projetos estruturais.

No entanto, nos dias de hoje é praticamente impossível imaginar cálculos estruturais de grande complexidade elaborados de forma totalmente manual. Para realizar o dimensionamento de um edifício feito de forma manual pode levar muito tempo, sem contar a etapa de detalhamento da estrutura, que em geral, demanda uma equipe técnica para auxiliar no desenvolvimento das pranchas do projeto. Porém, é importante saber que a informatização não veio para substituir os conceitos do cálculo estrutural, sendo fundamental para o engenheiro conhecer os fundamentos para a elaboração de um projeto estrutural com segurança, economia e durabilidade.

Com o objetivo de comparação entre os cálculos estruturais realizados de forma manual e de forma informatizada, neste trabalho, foi proposto o projeto de um edifício de múltiplos pavimentos, considerando o modelo convencional de estruturas de concreto armado, em que a estrutura é composta por laje, vigas e pilares. Os cálculos computacionais foram executados utilizando o *Software* TQS.

1.2 OBJETIVO

O trabalho aqui apresentado tem por objetivo o dimensionamento dos elementos estruturais de uma estrutura em concreto armado. Para isso, será realizada a análise e o dimensionamento de um edifício residencial multifamiliar, satisfazendo os requisitos de segurança. Além disso, esse projeto tem por objetivo o desenvolvimento de planilhas eletrônicas e rotinas de cálculo para o desenvolvimento de projeto de edifícios de concreto. O resultado final será a indicação da armação a ser utilizada nos elementos estruturais do edifício.

1.3 METODOLOGIA

Para esse trabalho, o processo de cálculo dos elementos será realizado manualmente, com o intuito de se obter uma maior sensibilidade de dimensionamento, visto que alunos da graduação ainda não possuem uma grande experiência em projetos estruturais.

Primeiramente serão mostradas algumas considerações para efeito de pré-dimensionamento, para então demonstrar o cálculo dos elementos divididos em lajes, vigas e pilares. Em seguida, os resultados obtidos pelos cálculos manuais serão comparados com os valores fornecidos pelo TQS.

Com o trabalho, almeja-se obter um conhecimento mais aprofundado quanto ao desenvolvimento de projetos de modo a adquirir experiência na área de engenharia estrutural.

1.4 ORGANIZAÇÃO

Para melhor detalhamento, este trabalho foi dividido em 7 capítulos. No primeiro capítulo é composto pela introdução do tema e contextualização com os dias atuais no plano da engenharia.

No segundo capítulo, o projeto é fundamentado através da teoria encontrada com o auxílio de normas e bibliografias, nesse momento são estudados os conceitos necessários para o desenvolvimento do trabalho.

No terceiro capítulo, é apresentada a localização da edificação, que está diretamente ligada com as ações do vento na região. Além disso, são ilustradas as dimensões da estrutura e sua arquitetura.

No capítulo quarto, encontram-se os resultados dos cálculos manuais das lajes, vigas e pilares realizados a partir dos critérios relacionados no segundo capítulo. No capítulo cinco, estão descritos os valores encontrados no TQS para algumas peças estruturais.

No sexto capítulo são feitas as comparações entre os valores encontrados no método simplificado e os valores do TQS. Por fim, no capítulo sete, o trabalho recebe sua conclusão e considerações finais.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 DEFINIÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Concreto armado pode ser definido como um material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, colocadas em seu interior de maneira previamente determinada. O concreto apresenta baixa resistência à tração, sendo ela cerca de 10% da resistência à compressão, para contornar esse problema são colocadas barras de aço com a função de absorver os esforços de tração na estrutura. Além de aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.1)

Na execução da peça de concreto armado é essencial a colocação de um revestimento sobre a superfície do aço. Dessa maneira, o aço não é exposto, evitando a corrosão do mesmo. A espessura do revestimento é definida a partir da agressividade do meio em que é colocado, o que aumenta sua durabilidade.

O concreto armado possui inúmeras vantagens sobre os demais materiais estruturais, como: economia; facilidade de execução; resistência aos agentes atmosféricos, ao fogo e ao desgaste mecânico; requer pouca manutenção quando comparado a outros materiais; permite a construção de estruturas hiperestáticas. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.2)

Entre as desvantagens do concreto armado, tem-se: o elevado peso das construções; dificuldades para a execução de reformas ou demolições e menor proteção térmica.

2.2 DURABILIDADE DA ESTRUTURA

Os erros de projeto, juntamente com a utilização de materiais inadequados, representam uma grande parcela das causas de patologias. Deve-se, portanto, garantir que o projeto seja elaborado de forma detalhada, contendo especificações apropriadas e completas, incluindo informações sobre os materiais a serem empregados.

A durabilidade é um importante requisito de qualidade da estrutura, além da capacidade de resistência e o desempenho de serviço, representando a capacidade da estrutura de conservar suas características de estabilidade, segurança, estanqueidade

e estética, resistindo às influências do meio ambiente onde ela esta situada, preservando sua integridade sem a necessidade de consertos.

2.2.1 Classe de agressividade ambiental (CAA)

“A agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica, da retração hidráulica e outras previstas no dimensionamento das estruturas”. (ABNT NBR 6118:2014, item 6.4.1)

A agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com o apresentado na Tabela 1 e pode ser avaliada, segundo as condições de exposição da estrutura ou de suas partes, nos projetos das estruturas correntes. (ABNT NBR 6118:2014, item 6.4.2)

Tabela 1 Classes de Agressividade Ambiental

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	
IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

(Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto- modificada)

Através da classe de agressividade determinado pela tabela 1, é possível determinar a resistência do concreto de acordo com a tabela 2.

Tabela 2 Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto ^a	Tipo ^{b, c}	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

^a O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.
^b CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
^c CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

(Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto, Tabela 7.1)

2.2.2 Cobrimento

Espessura de camada de concreto sobre o aço de pilares, vigas e lajes varia de acordo com a classe de agressividade ambiental do local em que a edificação será construída. O cobrimento mínimo é a distância livre entre camada de barras mais próxima da face e uma face da peça estrutural.

Para garantir o cobrimento mínimo (c_{\min}), o projeto e a execução devem considerar o cobrimento nominal (c_{nom}), que é o cobrimento mínimo acrescido da tolerância de execução (Δc). Assim, as dimensões das armaduras e os espaçadores devem respeitar os cobrimentos nominais. (ABNT NBR 6118:2014, item 7.4.7.2)

Estabelecidos na Tabela 3, para ($\Delta c = 10 \text{ mm}$).

Tabela 3 Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c=10\text{mm}$.

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 1)			
		I	II	III	IV
		Cobrimento nominal mm			
Concreto Armado	Laje	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo	30		40	50
Concreto Protendido	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

(Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto - modificada)

2.3 ESTADOS LIMITES

Estados que definem impropriedades para o uso da estrutura, por razões de segurança, funcionalidade ou estética, desempenho fora dos padrões especificados para sua utilização normal ou interrupção de funcionamento em razão da ruína de um ou mais de seus componentes. (TEATINI DE SOUZA CLÍMACO, 2013, p.76)

Quando uma estrutura deixa de preencher qualquer das finalidades de sua construção, diz-se que ela atingiu um estado limite. Nesse aspecto, a estrutura deve apresentar dois estados limites. O primeiro é o estado limite último, que está relacionado com a ruína da estrutura, e é com ele que será realizado o

dimensionamento. O segundo é o estado limite de serviço, que está relacionado ao conforto do usuário e ao aspecto visual da estrutura.

Segundo a NBR 8681:2003 – Ações e segurança nas estruturas, os estados limites podem ser estados limites últimos ou estados limites de serviço. Os estados limites considerados nos projetos de estruturas dependem dos tipos de materiais de construção empregados e devem ser especificados pelas normas referentes ao projeto de estruturas com eles construídas.

2.3.1 Estado Limite Último (ELU)

Estado limite último ou de ruína, está relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.(ABNT NBR 6118:2014, item 3.2.1)

Para determinar a segurança das estruturas de concreto, deve-se verificar os seguintes critérios:

- a) Perda do equilíbrio da estrutura, admitida como corpo rígido;
- b) Esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte;
- c) Provocado por solicitações dinâmicas;
- d) Colapso progressivo;(ABNT NBR 6118:2014, item 10.3)

Portanto, atingindo um ELU, a estrutura esgota sua capacidade resistente, e para a utilização da edificação só será possível após a realização de obras de reparo, reforço ou mesmo substituição da estrutura.

2.3.2 Estado Limite de Serviço (ELS)

Estados limites de utilização ou de serviço: correspondem aos estados em que a utilização da estrutura torna-se prejudicada, por apresentar deformações excessivas (incluindo vibrações indesejáveis), ou por um nível de fissuração que compromete a sua durabilidade. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.60)

Ainda, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, os estados-limites de serviço estão relacionados ao conforto do usuário e à durabilidade, aparência e boa utilização das estruturas, podendo ser relacionado aos usuários, ou até mesmo, em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pelas estruturas.

Porém, o trabalho não será verificado o ELS, apesar de ser fundamental.

2.4 AÇÕES NAS ESTRUTURAS

Na análise estrutural de uma edificação, deve ser considerada a influência de todas as ações, levando-se em conta os estados limites últimos e os de serviço, que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em análise. As ações a considerar classificam-se, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003, em permanentes, variáveis e excepcionais. (ABNT NBR 6118:2014, item 11.2.1)

2.4.1 Ações Permanentes

Ações permanentes são aquelas que ocorrem durante toda a vida da construção, com valores praticamente constantes. Ou ainda, aquelas que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante. Por razões de segurança, consideram-se os valores representativos mais desfavoráveis.

2.4.1.1 Ações Permanentes Diretas

As ações permanentes diretas são constituídas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos (alvenaria, revestimento, entre outros), das instalações permanentes (peso de equipamentos fixos) e dos empuxos de terra.

2.4.1.2 Ações Permanentes Indiretas

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas de pilares e protensão (no caso de concreto protendido).

2.4.2 Ações Variáveis

As ações variáveis são aquelas que ocorrem com valores que sofrem significativas variações durante a vida da construção. Consideram-se como ações variáveis as cargas acidentais que atuam nas construções em função de sua finalidade, como o peso das pessoas, móveis, veículos, etc. Outras ações variáveis são as forças de frenação, de impacto e centrífugas, os efeitos do vento e das variações de temperatura, e as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas, de modo geral. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.64)

De acordo com sua probabilidade de ocorrência, as ações variáveis podem ser divididas em ações variáveis normais ou especiais.

2.4.2.1 Ações Variáveis Normais

“Ações variáveis normais são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente elevada para que as mesmas sejam consideradas obrigatoriamente no projeto das estruturas de um dado tipo de construção (cargas acidentais em edifício, por exemplo).” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.64)

2.4.2.2 Ações Variáveis Especiais

“Tem-se as ações sísmicas ou algumas cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais que devem ser definidas para as situações específicas.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p.64)

2.4.3 Ações Excepcionais

No projeto de estruturas sujeitas a situações excepcionais de carregamento, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios, tais como explosões, enchentes, sismos e incêndios e não possuem valores definidos, devem ser consideradas ações excepcionais com os valores definidos, em cada caso particular, por Normas Brasileiras específicas. (ABNT NBR 6118:2014, item 11.5)

2.5 AÇÕES DE CÁLCULO E COMBINAÇÃO DE AÇÕES

As ações de cálculo (F_d) são obtidas a partir da multiplicação dos seus valores característicos pelos coeficientes parciais de segurança γ_f . Os coeficientes de ponderação são obtidos conforme a equação (1).

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f2} \times \gamma_{f3} \quad (1)$$

Onde, o coeficiente γ_{f1} considera a variabilidade das ações, o coeficiente γ_{f2} leva em conta a simultaneidade de atuação das ações e γ_{f3} os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações.

Para diferenciar o tipo de ação avaliada, o coeficiente γ_f , para ações permanentes, é representado por γ_g . Já para ações variáveis diretas, é representado por γ_q e por γ_ε para as deformações impostas.

Esses coeficientes são definidos pela NBR-8681:2003 para as diferentes combinações de ações. Para cálculos no estado limite último, adota-se o coeficiente de segurança

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \times \gamma_{f3} \quad (2)$$

Que assume os valores da tabela 4. E o γ_{f2} recebe os valores de ψ_0 da tabela 6 da NBR 8681:03.

Tabela 4 Valores do coeficiente

Combinações de ações	Permanente (γ_g)		Variável (γ_q)		Recalque de apoio e retração	
	D ⁽¹⁾	F	G	T	D	F
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	0	0

Onde: D é desfavorável, F é favorável, G é geral e T é temperatura.
 (1) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

(Fonte: NBR 6118:2014 - NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto, Tabela 11.1 - modificada)

Onde, o parâmetro D é utilizado para ações que produzem efeitos desfavoráveis e F para quando ação produzir efeitos favoráveis

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente. (ABNT NBR 6118:2014, item 11.8.1)

Segundo a NBR 8681:2003, o coeficiente de ponderação γ_g das ações permanentes majoram os valores representativos das ações permanentes que provocam efeitos desfavoráveis e minoram os valores representativos daquelas que

provocam efeitos favoráveis para a segurança da estrutura. E, o coeficiente de ponderação γ_q das ações variáveis majoram os valores representativos das ações variáveis que provocam efeitos desfavoráveis para a segurança da estrutura, quando as ações variáveis são favoráveis não são considerada no cálculo.

Considerando as estruturas de concreto armado de edificações comuns, a combinação última normal pode ser escrita de acordo com a equação (3) na forma simplificada.

$$F_d = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} \times \gamma_{gi} + \gamma_q \times \left[F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} \times F_{Qj,k} \right] \quad (3)$$

Onde:

F_{gk} - ações permanentes diretas (peso próprio, equipamentos fixos);

$F_{Q1,k}$ - valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação;

$\psi_{0j} \times F_{Qj,k}$ - valor reduzido de combinação de cada uma das demais ações variáveis.

γ_g, γ_q - coeficientes de ponderação da ação considerada.

2.6 PROJETO ESTRUTURAL

O projeto estrutural para uma edificação consiste no dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais da edificação: lajes, vigas, pilares e fundações. Além disso, realiza-se a análise dos esforços solicitantes da estrutura e deslocamentos. Em um projeto estrutural deve-se atender a três requisitos principais: capacidade resistente, desempenho em serviço e durabilidade.

De forma simplificada, a elaboração de um projeto estrutural pode ser subdividida em quatro etapas principais:

- a) Concepção Estrutural
- b) Análise Estrutural
- c) Dimensionamento e Detalhamento
- d) Emissão das Plantas

2.6.1 Concepção Estrutural

A concepção estrutural pode ser definida como a escolha de um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício. Essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação (PINHEIRO,2003).

A modelagem estrutural é dada inicialmente pela arquitetura e deve estar coerente com a funcionalidade da estrutura. O lançamento estrutural pode iniciar pelo posicionamento dos pilares, seguido da colocação de vigas as quais delimitam as lajes. Este trabalho tratará dos sistemas estruturais constituídos por lajes maciças de concreto armado, moldadas no local e apoiadas sobre vigas.

2.6.2 Análise Estrutural

“A análise estrutural é uma etapa muito importante. De nada adianta dimensionar as armaduras de uma maneira extremamente refinada se os esforços calculados não traduzirem a realidade que a estrutura estará sujeita.” (KIMURA,2007, p. 38)

Os projetistas determinam as forças internas nos membros importantes para dimensionar tanto os membros como as ligações entre eles. Além disso, avaliam os deslocamentos para garantir uma estrutura resistente — que não apresente deslocamento ou vibração excessivos sob carga de modo que sua função seja prejudicada. (LEET, 2009, p.3)

Uma estrutura é descrita pelos deslocamentos, deformações e tensões atuantes, por isso, segundo Kimura (2007), a etapa de análise estrutural trata de calcular os efeitos das ações ou cargas sobre a estrutura. Ou seja, devem-se calcular os deslocamentos e os esforços solicitantes por meio de um modelo que simulará a estrutura real.

2.6.3 Dimensionamento e Detalhamento

Etapa do projeto estrutural onde são dimensionadas e detalhadas as armaduras necessárias em todos os elementos estruturais, de acordo com as solicitações calculadas durante a análise estrutural. (KIMURA,2007, p. 39)

2.6.4 Emissão das Plantas

O produto final de um projeto estrutural são as plantas, nelas estarão contidos os desenhos com suas respectivas especificações para que não haja problemas durante a construção no canteiro de obras.

2.7 ESTABILIDADE GLOBAL E EFEITOS DE 2ª ORDEM

2.7.1 Efeitos de 2ª Ordem

2.7.1.1 Análise em 1ª Ordem

“É aquela em que o cálculo da estrutura é realizado na sua configuração geométrica inicial não deformada, gerando os chamados ‘efeitos de primeira ordem’.” (KIMURA,2007, p. 545). Esse tipo de efeito está ilustrado na figura 1.

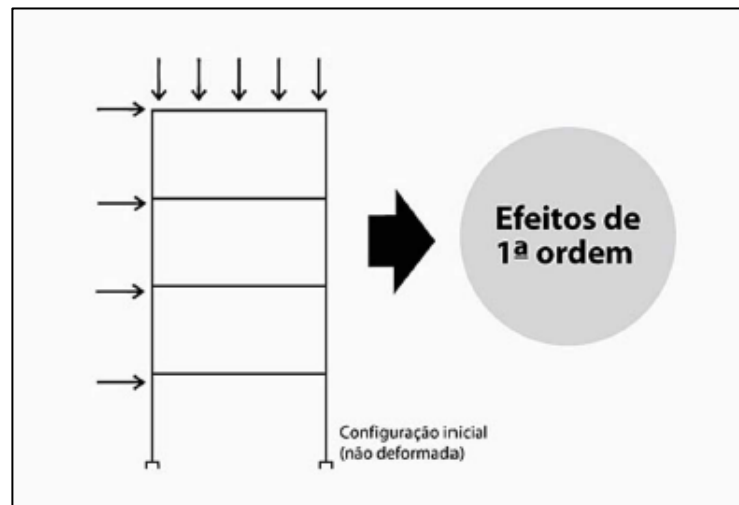


Figura 1 Efeito de 1ª Ordem
(KIMURA,2007, p. 546)

2.7.1.2 Análise em 2ª Ordem

“É aquela em que o cálculo da estrutura é realizado na sua posição deformada, ocasionando o aparecimento de efeitos adicionais chamados "efeitos de segunda ordem", que tendem a desestabilizar a edificação.” (KIMURA,2007, p. 546). Esse tipo de efeito está ilustrado na figura 2.

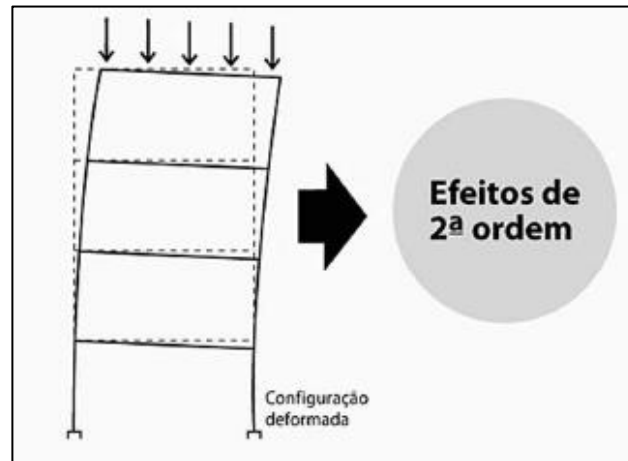


Figura 2 Efeito de 2ª Ordem
(KIMURA,2007, p. 546)

Efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de primeira ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Para sua determinação deve ser considerado o comportamento não linear dos materiais e podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.2)

2.7.1.3 Definições e classificação das estruturas

2.7.1.3.1 Efeitos Globais de 2ª Ordem

“Sob a ação das cargas verticais e horizontais, os nós da estrutura deslocam-se horizontalmente. Os esforços de 2ª ordem decorrentes desses deslocamentos são chamados efeitos globais de 2ª ordem.” (ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1)

Os efeitos globais estão relacionados ao edifício como um todo, isto é, ao conjunto completo formado pelos pilares, vigas e lajes. Por exemplo: um edifício submetido à ação do vento se desloca horizontalmente. E, por essa razão, geram-se efeitos de segunda ordem devido à presença simultânea de cargas verticais (peso próprio + sobrecarga). (KIMURA,2007, p. 557). Esse tipo de efeito está ilustrado na figura 3.

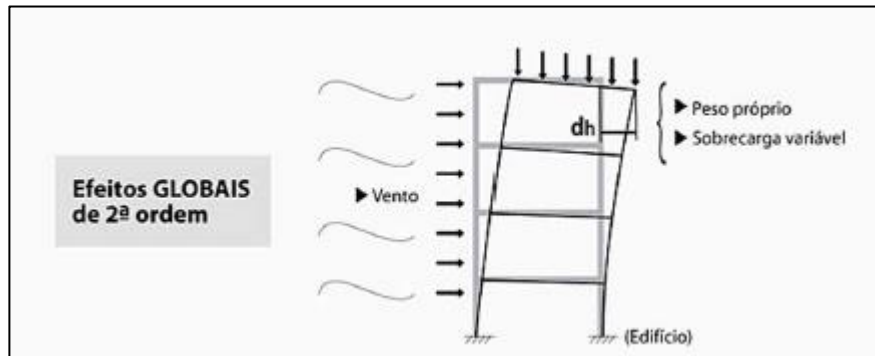


Figura 3 Efeitos globais de 2ª Ordem
(KIMURA,2007, p. 557)

2.7.1.3.2 Efeitos Locais de 2ª Ordem

“Nas barras da estrutura, como um lance de pilar, os respectivos eixos não se mantêm retilíneos, surgindo aí efeitos locais de 2ª ordem que, em princípio, afetam principalmente os esforços solicitantes ao longo delas.” (ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1). Esse tipo de efeito está ilustrado na figura 4.

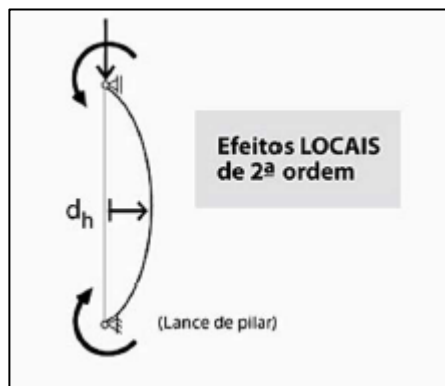


Figura 4 Efeitos Locais de 2ª Ordem
(KIMURA,2007, p. 557)

2.7.1.3.3 Efeitos de 2ª ordem Localizados

Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilíneidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de 2ª ordem maiores, chamados de efeitos de 2ª ordem localizados. O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar nessa região a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1)

A figura 5 ilustra um exemplo de efeito de segunda ordem localizado.

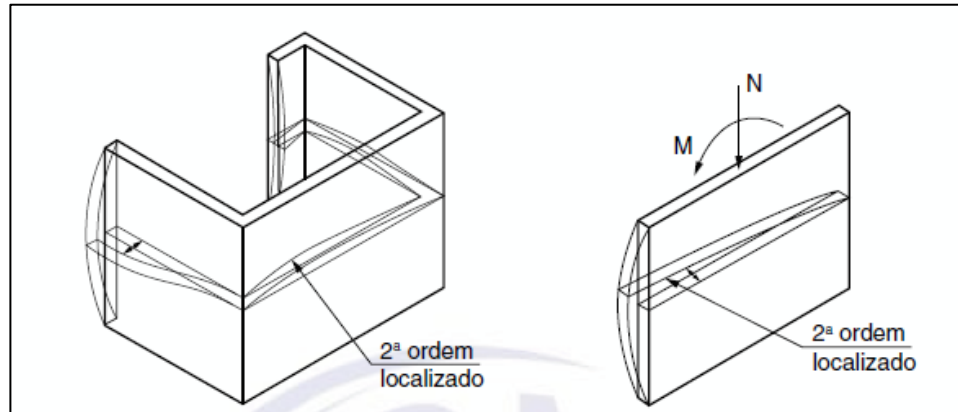


Figura 5 Efeitos de 2ª ordem localizados
(ABNT NBR 6118:2014 - – Projeto de Estruturas de Concreto)

Na figura 6 tem-se uma visão geral dos tipos de efeito de 2ª ordem.

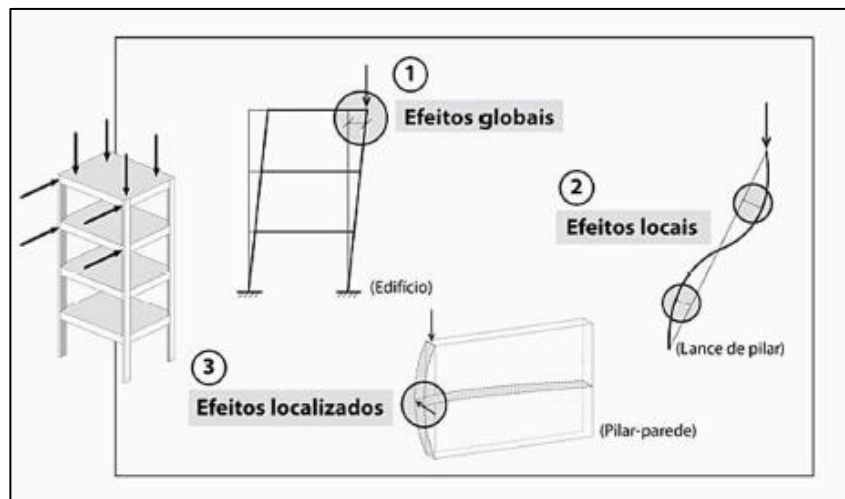


Figura 6 Efeitos de 2ª Ordem
(KIMURA,2007, p. 546)

2.7.1.3.4 Contraventamento

Por conveniência de análise, é possível identificar, dentro da estrutura, subestruturas que, devido à sua grande rigidez a ações horizontais, resistem à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações. Essas subestruturas são chamadas subestruturas de contraventamento. Os elementos que não participam da subestrutura de contraventamento são chamados elementos contraventados. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.1)

Em termos de cálculo, ao calcular as cargas de vento de uma estrutura, sua divisão acontece entre os pórticos de contraventamento. Pois, considera-se que são esses que resistirão às solicitações no conjunto da estrutura. Por isso, o dimensionamento de seus elementos acontece de maneira diferente quando comparados com os pórticos contraventados.

2.7.2 Estabilidade Global

A estabilidade global de um edifício está relacionada à estrutura como um todo. Portanto, está se refere aos efeitos globais de segunda ordem apresentados anteriormente.

A estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de segunda ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for à estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura. (KIMURA,2007, p. 558)

A relação entre a estabilidade global e os efeitos de segunda ordem está ilustrada na figura 7.

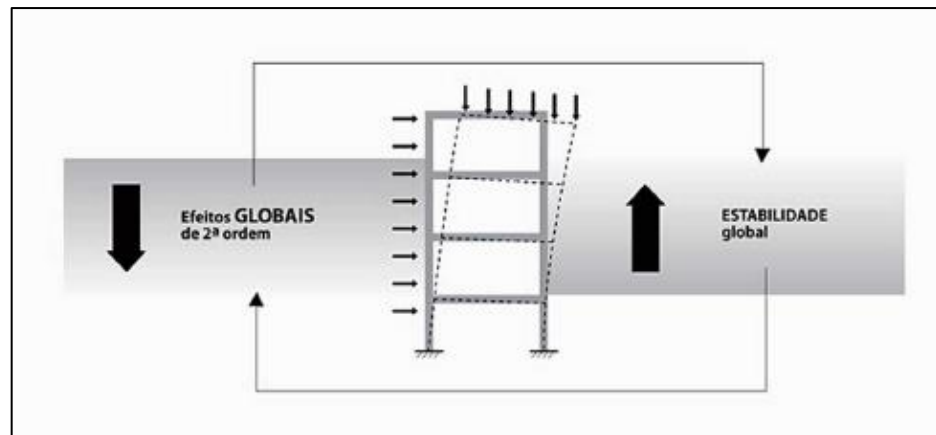


Figura 7 Estabilidade Global
(KIMURA,2007, p. 559)

Dessa forma, é possível definir a estabilidade de um edifício através de uma estimativa dos efeitos globais de segunda ordem presentes na estrutura.

2.7.2.1 Coeficiente γ_z

É um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício de concreto armado de forma simples e eficiente.

O coeficiente γ_z de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem globais é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3)

“Edifícios de concreto armado com valores de γ_z superiores a 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com um γ_z inferior ou igual a 1,2.” (KIMURA,2007, p. 560)

De acordo com a tabela 5 pode-se dizer que quanto maior o valor de γ_z maiores são os efeitos de segunda ordem e, portanto, mais instável é a estrutura.

Tabela 5 Relação entre a parte decimal do número obtido com a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem na estrutura.

γ_z	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda ordem praticamente inexistentes
1.10	Efeitos de 2ª ordem em torno de 10% dos efeitos de 1ª ordem
1.15	Efeitos de 2ª ordem em torno de 15% dos efeitos de 1ª ordem
1.20	Efeitos de 2ª ordem em torno de 20% dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

(KIMURA,2007, p. 561)

O valor de γ_z para cada combinação de carregamento é dado pela equação (4).

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4)$$

Onde,

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em primeira ordem. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3)

$M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura. (ABNT NBR 6118:2014, item 15.5.3)

2.7.2.2 Parâmetro de Instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2014, uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α for menor que o valor α_1 , conforme a expressão:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{CS} \times I_C}} \quad (5)$$

Onde,

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \times n, \text{ se } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6, \text{ se } n \geq 4$$

Onde,

n é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs}I_c$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs}I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

2.7.2.3 Estruturas de nós fixos e nós móveis

A NBR 6118:2014, item 15.4.2 - *Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis*, classifica dois tipos de estruturas segundo os efeitos globais de segunda ordem:

- Estrutura de nós fixos: é aquela em que os deslocamentos horizontais são pequenos e, por decorrência, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem).

- Estrutura de nós móveis: é aquela em que os deslocamentos horizontais não são pequenos e, portanto, os efeitos de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem).

A definição do tipo da estrutura, segundo essa classificação, pode ser facilmente efetuada com os valores dos coeficientes γ_z e α calculados: (KIMURA,2007, p. 573 apud ABNT NBR 6118:2014, item 15.4.2)

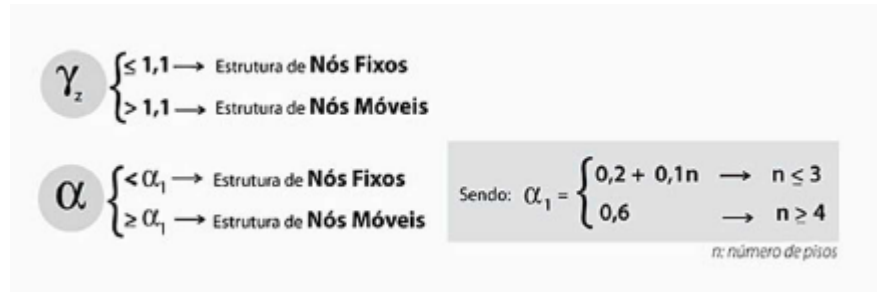


Figura 8 Relação entre os valores dos coeficientes γ_z e os nós (KIMURA,2007, p. 561)

2.8 CÁLCULO DE LAJES EM CONCRETO ARMADO

Para o dimensionamento dos elementos de uma estrutura em concreto armado, sob flexão simples ou composta, são admitidas as seguintes afirmações:

- A deformação de uma fibra qualquer da seção transversal ao eixo do elemento estrutural é diretamente proporcional à sua distância até a linha neutra.
- Admite-se que a aderência entre o concreto e o aço seja perfeita, de modo que não há escorregamento da armadura.
- A resistência à tração do concreto é desprezada, de modo que o esforço de tração será resistido pelas armaduras.

As lajes são elementos estruturais planos, com duas direções muito maiores que a terceira, que recebe as ações verticais aplicadas nos pisos das edificações, que pode variar de acordo com a sua utilização (pessoas, móveis e equipamentos). Essas cargas são transmitidas para as vigas, e essas transmitem para os pilares. Os pilares são conectados às fundações, e essas transmitem as cargas para o solo.

2.8.1 Tipos usuais de lajes dos edifícios

Para uma edificação, podem ser aplicados diversos modelos de lajes, de acordo com a necessidade da edificação. Que se dividem em:

- a) Laje maciça;
- b) Laje Nervurada;
- c) Laje Cogumelo;
- d) Laje Pré-moldada.

2.8.1.1 Laje maciça

Lajes maciças são placas de espessura uniforme, apoiadas em vigas ou na alvenaria, ao longo do seu contorno. Este tipo de laje é a mais comum nos edifícios residenciais, onde os vãos são relativamente pequenos.

Segundo a NBR 6118:2014, nas lajes maciças devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7 cm para cobertura não em balanço;
- b) 8 cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10 cm para lajes em balanço;
- d) 10 cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30 kN;
- e) 12 cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30 kN;

No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 6.

Tabela 6 Valores do coeficiente adicional γ_n para lajes em balanço

h cm	≥19	18	17	16	15	14	13	12	11	10
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45

Onde,

$$\gamma_n = 1,95 - 0,05h$$

h é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.

(Fonte: NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto)

2.8.1.2 Laje Nervurada

“As lajes nervuradas são empregadas para vencer grandes vãos, geralmente superiores a 8 m, sendo constituídas por nervuras, onde são colocadas as armaduras longitudinais de tração. Dessa maneira, consegue-se uma redução do peso próprio da laje, já que se elimina uma parte do concreto que ficaria na zona tracionada, caso fosse adotada a solução em laje maciça. Neste caso, as nervuras ficam aparentes, a menos que a face inferior da laje seja revestida com um forro. Alternativamente, o espaço entre as nervuras pode ser preenchido com algum material inerte de baixo peso específico, para tornar plana a superfície inferior da laje.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.2)

Segundo a NBR 6118:2014, a espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre as faces das nervuras (l_0) e não menor que 4 cm.

O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de 4 cm + ϕ , ou 4 cm + 2ϕ no caso de haver cruzamento destas tubulações.

A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm.

Nervuras com espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão.

2.8.1.3 Laje Cogumelo

Lajes cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares, resultando um piso sem vigas. Nessas lajes, o topo do pilar possui um aumento de seção, denominado capitel, para aumentar a resistência à punção da laje. Quando o capitel não está presente, a laje é denominada de laje lisa. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.3)

Este modelo de laje é muito utilizada atualmente, devido à possibilidade da inexistência de vigas, aumentando o pé-direito do pavimento, permitindo formas irregulares de lajes e uma redução nas fôrmas do pavimento durante a construção.

2.8.1.4 Laje Pré-moldada

As lajes pré-moldadas são compostas por vigas ou vigotas de concreto e blocos conhecidos como lajotas, que são colocados de maneira intercalada formando a laje. O conjunto é unido pela capa, uma camada de concreto lançada sobre as peças.

Alguns exemplos de laje pré-moldada são: Lajes convencionais (vigota T); laje treliçada e laje painel treliçado.

2.8.2 Vãos teóricos das lajes

Vão teórico, l , é a distância entre os centros dos apoios. Nas lajes em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. Entretanto, de acordo com a NBR-6118, não é necessário adotar valores maiores que:

- a) em laje isolada: o vão livre acrescido de 60% da laje;
- b) em laje contínua: o vão livre acrescido de 60% da espessura da laje no painel considerado.

O vão livre, l_0 , é a distância entre as faces internas dos apoios. (NBR 6118:2014 apud MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.3)

Na figura 9 temos a lustração da determinação dos vão teóricos.

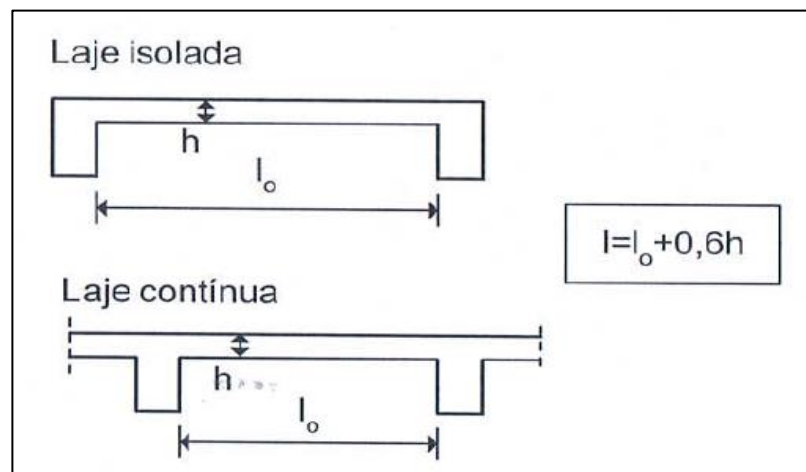


Figura 9 Vãos teóricos segundo a NBR 6118.
(ABNT NBR 6118:2014 – Forças devidas ao vento em edificações)

2.8.3 Classificação das lajes quanto à armação

O momento fletor solicitante é maior na direção do menor vão da laje. Assim, quando um vão é muito maior que o outro, um dos momentos (aquele na direção do vão maior) torna-se relativamente pequeno. Dessa forma, as lajes são classificadas em lajes armadas em cruz e lajes armadas em uma direção, conforme a relação entre os seus vãos. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 7)

2.8.3.1 Lajes armadas em Cruz

Lajes armadas em Cruz (ou armadas em duas direções) são aquelas em que a relação entre os dois vãos é menor que 2. Logo, o momento nas duas direções deve ser considerado para o cálculo. O dimensionamento e o posicionamento das armaduras devem ser realizados nas duas direções, conforme ilustra a figura 10.

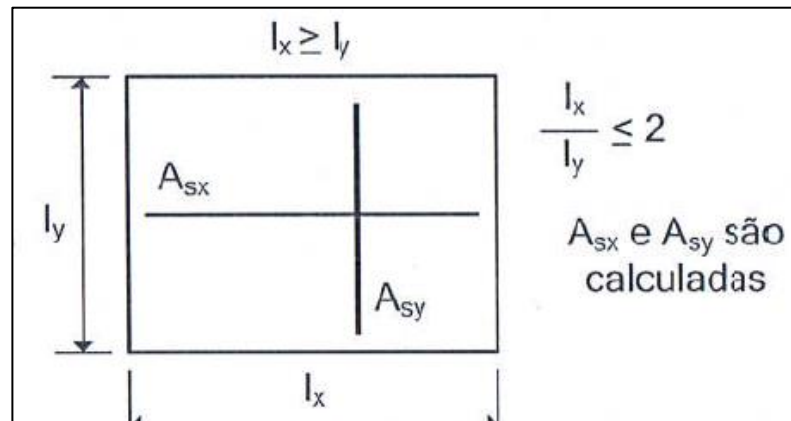


Figura 10 Laje armada em duas direções.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 7)

2.8.3.2 Lajes armadas em uma direção

Lajes armadas em uma direção são aquelas em que a relação entre os dois vãos é maior que 2. Logo, o momento fletor na direção do vão maior não necessita ser calculado, utilizando uma armadura de distribuição arbitrada. A laje é armada nas duas direções, porém apenas uma é calculada, ilustrada na figura 11.

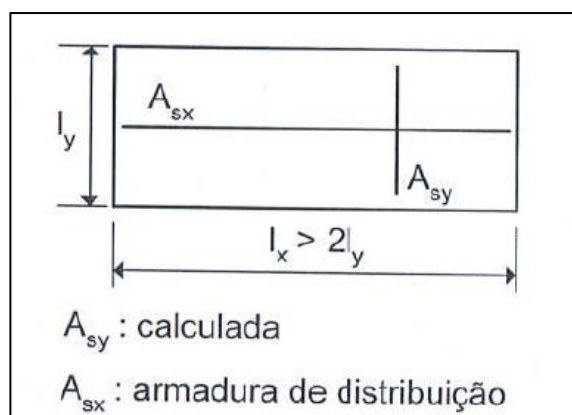


Figura 11 Laje armada em uma direção.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 8)

2.8.4 Teoria de Flexão de Placas

“Na teoria de flexão de placas, a solução do problema é obtida resolvendo-se uma equação diferencial de quarta ordem, juntamente com as condições de contorno. Admite-se que o material apresenta um comportamento elástico linear.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 36)

Uma vez que a equação diferencial a ser resolvida é de quarta ordem, são necessárias duas condições de contorno, em deslocamentos e/ou esforços internos, para cada parte do contorno da placa. As condições de contorno podem ser geométricas, mecânicas ou mistas. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 51)

“A solução da equação diferencial de placa somente pode ser para uns poucos casos particulares. Nos casos mais gerais de carregamento e condições de contorno, as soluções são encontradas adotando-se expressões em série de Fourier.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 54)

Existem diversas tabelas para o cálculo de esforços e reações de apoio em placas disponíveis na literatura, uma delas é a tabela de Kalmanok, que admite o coeficiente de Poisson igual a zero. Os valores aproximados de momentos fletores e torção em relação aos momentos fletores e torção dado pela tabela são dados pelas equações (6), (7) e (8).

$$M_x = M_x^0 + \nu \times M_y^0 \quad (6)$$

$$M_y = M_y^0 + \nu \times M_x^0 \quad (7)$$

$$M_{xy} = (1 - \nu) \times M_{xy}^0 \quad (8)$$

Os momentos fletores no meio da laje são dados pelas equações (9) e (10).

$$M_x = 0,001 \times m_x \times p \times l_y^2 \quad (9)$$

$$M_y = 0,001 \times m_y \times p \times l_y^2 \quad (10)$$

Os momentos torção nos cantos da laje é dado pela equação (11).

$$M_{xy} = 0,001 \times m_{xy} \times p \times l_y^2 \quad (11)$$

As reações de apoio são dadas pelas equações (12) e (13).

$$R_x = 0,001 \times r_x \times p \times l_y \quad (12)$$

$$R_y = 0,001 \times r_y \times p \times l_y \quad (13)$$

Para a relação dada na equação (14)

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (14)$$

A rigidez à flexão da laje é dada pela equação (15)

$$D = \frac{E \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (15)$$

A flecha no meio da laje é dada pela equação (16).

$$W_c = 0,001 \times w_c \times \frac{p \times l_y^4}{D} \quad (16)$$

Essa teoria é válida desde que sejam satisfeitas as seguintes condições:

- a) apoios rígidos;
- b) emprego de armadura de canto;
- c) consideração de cargas triangulares e trapezoidais ou cargas parcialmente distribuídas, para o cálculo das cargas de apoio.

2.8.5 Teoria das Grelhas

O cálculo das lajes armadas em cruz que não possuam rigidez à torção, ou que não são suficientemente ancoradas nos cantos para evitar o seu levantamento, pode ser feito de maneira simplificada por meio da denominada "Teoria de Grelhas". Esse método também pode ser empregado para as lajes usuais, concretadas monoliticamente com vigas, quando não são usadas armaduras de canto na face superior da laje. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 83)

Condições de contorno para laje simplesmente apoiada nos quatro lados são indicados na figura 12.

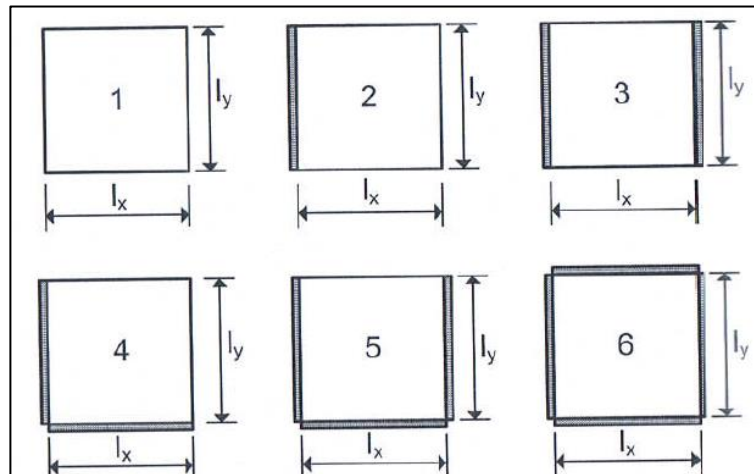


Figura 12 Condições de contorno para lajes retangulares.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 88)

Onde o bordo que apresenta uma linha fina está simplesmente apoiado e os bordos com linhas espessas se encontram engastados.

Cálculo das lajes por meio da teoria das grelhas, considerando apoios rígidos, se dá a partir das equações a seguir.

Para todos os casos as notações abaixo são utilizadas. Onde a equação (17) representa a relação entre os comprimentos dos lados x e y e a equação (18) mostra a relação entre k_x e k_y .

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad (17)$$

$$k_y = 1 - k_x \quad (18)$$

- O cálculo da Flecha no centro da laje é representado na equação (19)

$$W = w_c \frac{p \times l_x^4}{D} \quad (19)$$

Onde a Rigidez à flexão é dada pela equação (20),

$$D = \frac{E_{cs} \times h^3}{12 \times (1 - \nu^2)} \quad (20)$$

- Momentos fletores no centro da laje, nas equações (21) e (22).

$$M_x = m_x \times p \times l_x^2 \quad (21)$$

$$M_y = m_y \times p \times l_x^2 \quad (22)$$

- Momentos fletores negativos nos engastes, representados nas equações (23) e (24).

$$M_{xe} = m_{xe} \times p \times l_x^2 \quad (23)$$

$$M_{ye} = m_{ye} \times p \times l_x^2 \quad (24)$$

- Reações nos lados apoiados, representados nas equações (25) e (26).

$$R_x = r_x \times p \times l_x \quad (25)$$

$$R_y = r_y \times p \times l_x \quad (26)$$

- Reações nos lados engastados, representados nas equações (27) e (28).

$$R_{xe} = r_{xe} \times p \times l_x \quad (27)$$

$$R_{ye} = r_{ye} \times p \times l_x \quad (28)$$

2.8.6 Método de Marcus

O Método de Marcus é um método simplificado que procura adaptar a teoria das grelhas para incluir os efeitos da torção da laje. Devido à rigidez à torção, os momentos fletores positivos e a flecha da laje ficam reduzidos em relação aos valores fornecidos pela teoria das grelhas. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 100)

Os momentos fletores positivos no centro da laje, são dados pelas equações (29) e (30).

$$M_{x0} = C_x \times M_x \quad (29)$$

$$M_{y0} = C_y \times M_y \quad (30)$$

Onde os coeficientes C_x e C_y dependem das condições de contorno e da relação entre os vãos da laje, representados nas equações (31) e (32).

$$C_x = 1 - \frac{20 \times k_x}{3 \times \alpha_x \times \lambda^2} \quad (31)$$

$$C_y = 1 - \frac{20 \times k_y}{3 \times \alpha_y} \quad (32)$$

Os valores de α são dados por:

Faixa biapoiada: $\alpha=8$

Faixa engastada e apoiada: $\alpha=14,22$

Faixa biengastada: $\alpha= 24$

Quando for utilizado o método de Marcus para o cálculo de lajes, as reações de apoio não devem ser consideradas uniformemente distribuídas sobre as vigas. Além disso, é necessário dimensionar as armaduras de canto, nos cantos simplesmente apoiados das lajes. Para isso, basta adotar uma armadura de canto com área igual à da maior armadura positiva existente no centro da laje.

2.8.7 Teoria das Linhas de ruptura

“Nessa teoria, admite-se que o material apresenta um comportamento rígido-plástico. O equilíbrio é garantido pela aplicação do princípio dos trabalhos virtuais, desprezando-se totalmente a contribuição das deformações elásticas.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 36)

A teoria das linhas de ruptura é uma alternativa para o cálculo de esforços e reações em laje, é possível determinar os momentos de ruína que serão utilizados para o dimensionamento das lajes de diferentes formas, condições de contorno e carregamentos. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 102)

De acordo com a NBR 6118, as lajes retangulares com cargas uniformemente distribuídas, as reações de apoio podem ser calculadas considerando-se as áreas dos triângulos ou trapézios obtidos traçando-se, a partir dos vértices, na planta da laje, retas inclinadas de:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio engastado, quando o outro for simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Como ilustrado na figura 13.

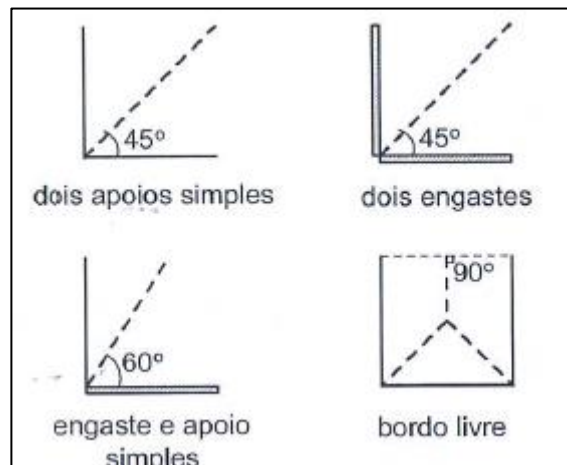


Figura 13 Inclinação das linhas de ruptura para cálculo das reações de apoio.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 110)

2.8.8 Cálculo das armaduras de Flexão

As armaduras são obtidas a partir do dimensionamento de uma seção retangular de largura de 1 metro e altura útil d . De modo simplificado, costuma-se adotar a mesma altura útil para as duas direções e geralmente são armadas com armadura simples.

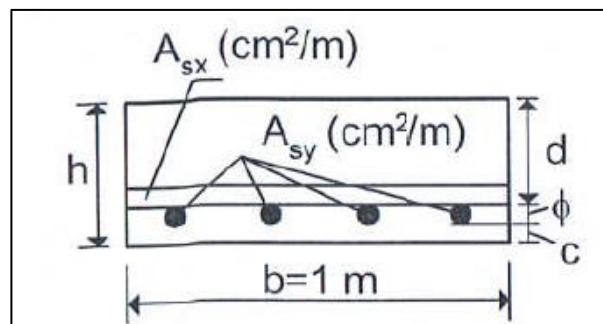


Figura 14 Seção transversal para o cálculo das armaduras das lajes
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 88)

Na figura 15 são representadas as tensões de compressão do concreto, para um bloco retangular. A partir dessa relação, é obtido a equação para o cálculo das armaduras por metro linear, representado pela equação (40), e a altura da linha neutra, representada na equação (41), a partir das equações (38) e (39).

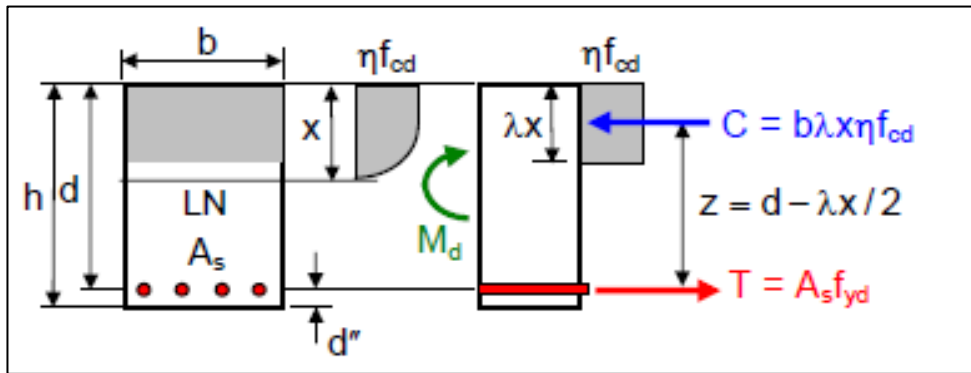


Figura 15 Tensões na seção transversal armadura simples
(Fonte: MUSSO JUNIOR, p.6)

Onde C é a força de compressão no concreto, T a força no aço, z o braço de alavanca do binário. Assim, o momento é dado pela equação (38),

$$M_d = Cz = b\lambda x \eta f_{cd} \left(d - \frac{\lambda x}{2} \right) \quad (38)$$

E igualando as forças C e T ,

$$T = A_s f_{yd} = C = b\lambda x \eta f_{cd} \quad (39)$$

Onde, η é o coeficiente de redução da resistência de cálculo do concreto à compressão e é igual a 0,85.

Encontra-se a área de armadura, pela equação (40).

$$A_s = \frac{M_d}{f_{yd} \times (d - 0,4 \times x)} \quad (40)$$

E a altura da linha neutra é dada pela equação (41),

$$x = \frac{d}{\lambda} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times M_{sd}}{b \times d^2 \times \eta \times f_{cd}}} \right] \quad (41)$$

Para a determinação do domínio, deve-se fazer a relação de x/d , dada na equação (42).

$$x/d \leq \begin{cases} 0.259, \text{ Domínio 2} \\ 0.628, \text{ Domínio 3} \end{cases} \quad (42)$$

Segundo MILTON ARAÚJO, os domínios caracterizam os seguintes tipos de ruína:

- deformação excessiva da armadura: quando a deformação na armadura mais tracionada atingir o valor de $10‰$ (domínio 1 e 2)
- esmagamento do concreto em seção parcialmente comprimida: quando a deformação na fibra mais comprimida atingir o valor $3,5‰$ (domínios 3, 4 e 4a)
- esmagamento do concreto em seções totalmente comprimidas: quando a deformação na fibra situada a $3h/7$ da borda mais comprimida atingir o valor de $0,2‰$, sendo h a altura da seção (domínio 5).

Como ilustra a figura 16.

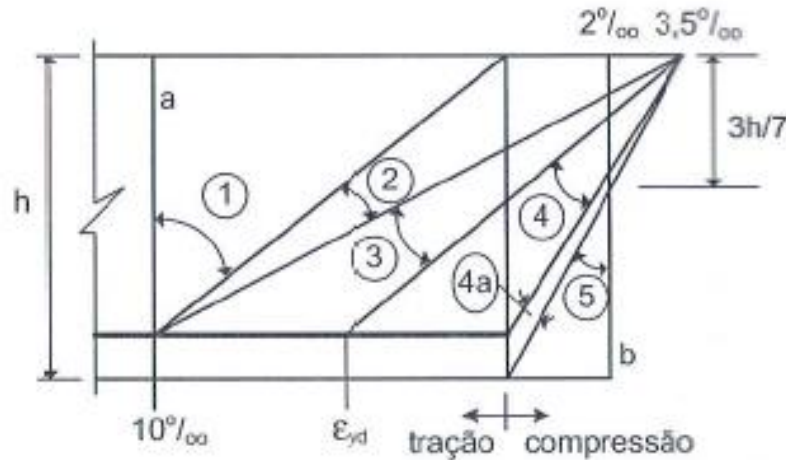


Figura 16 Domínios de dimensionamento
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p. 89)

Segundo a NBR 6118:2014, x deve ser menor ou igual a $0,45$ para estar entre os domínios 2 e 3. Os parâmetros α_c e λ é o coeficiente de redução da altura comprimida da seção, são determinados nas equações (43) e (44).

$$\alpha_c = 0,85 \quad (43)$$

$$\lambda = 0,8 \quad (44)$$

Já que será considerado concreto C50. O momento fletor limite é determinado pela equação (45).

$$M_{sdlim} = 0,8 \times \eta_{lim} \times d^2 \times b \times 0,85 \times f_{cd} \times (1 - 0,5 \times 0,8 \times \eta_{lim}) \quad (45)$$

Para verificar se a altura útil determinada é satisfatória, utiliza-se a equação (56).

$$d_{\min} = \sqrt{\frac{M_{sd}}{0,8 \times \eta_{lim} \times b \times 0,85 \times f_{cd} \times (1 - 0,5 \times 0,8 \times \eta_{lim})}} \quad (46)$$

O cálculo da armadura mínima é dado pela equação (47).

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \times b \times h \quad (47)$$

Em cm^2/m .

Os valores de taxa mínima da armadura são dadas na tabela 7.

Tabela 7 Taxas mínimas da armadura de flexão ρ_{\min}

AÇO	f_{dk} (MPa)						
	20	25	30	35	40	45	50
CA-50	0,15	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25
CA-60	0,15	0,15	0,15	0,16	0,18	0,19	0,20

(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 88)

Para um espaçamento entre barras denominado de s em cm , a área de aço existente em 1m é dada pela equação (48).

$$A_{s1} = 100 \times \left(\frac{\pi \times \phi^2}{4 \times s} \right) = 100 \times \frac{A_s}{s} \quad (48)$$

E a área de uma barra de aço é dada pela equação (49).

$$A_{s1} = \frac{\pi \times \phi^2}{4} \quad (49)$$

2.9 CÁLCULO DE VIGAS EM CONCRETO ARMADO

2.9.1 Considerações iniciais

Para o dimensionamento das vigas de um edifício, deve-se primeiramente determinar as cargas atuantes, dados a seguir.

a) Peso Próprio (p_p)

“O peso próprio da viga é considerado como uma carga linear uniformemente distribuída, correspondendo ao peso de 1 m de viga.”(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 192)

Dado pela equação (50).

$$p_p = 25 \times A_c \quad (50)$$

Onde p_p é dado em kN/m e A_c em m^2 .

b) Alvenaria (p_a)

O peso da alvenaria também é considerado como uma carga linear uniformemente distribuída. Dada pela equação (51).

$$p_a = \gamma_a \times t \times H \quad (51)$$

Onde p_a é dado em kN/m.

É comum utilizar o valor de 13 kN/m^3 para alvenaria de tijolos cerâmicos furados e o valor de 18 kN/m^3 para alvenaria de tijolos cerâmicos maciços, multiplicados pela espessura da parede, para esse trabalho foi considerado uma espessura de 0.15m. Assim, para uma alvenaria de tijolos cerâmicos será utilizado o valor de 1.95 kN/m^2 .

c) Ações das Lajes

O peso das ações das lajes também são consideradas como carga linear uniformemente distribuídas, para cálculo de lajes pela teoria de grelhas.

d) Ações de vigas

“Nos casos de apoios indiretos, a viga principal recebe uma carga concentrada de valor igual à reação de apoio da viga secundária.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 193)

e) Ação de pilares

“Quando um pilar “nasce” em um andar acima das fundações, ele se apoia em uma viga de transição que, por sua vez, recebe uma carga concentrada igual à força normal do pilar.” (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 193)

2.9.2 Vãos Teóricos

O vão teórico (l) é a distância entre os centros dos apoios. Nas vigas em balanço, o comprimento teórico é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. De acordo com a NBR 6118:2014, não é necessário adotar valores maiores que os seguintes:

a) em viga biapoiada: o vão livre l_0 acrescido de $0,6h$, onde h é a altura da seção da viga;

b) em vão de viga contínua: o vão livre acrescido de $0,6h$, sendo h a altura da seção no vão considerado.

2.9.3 Cálculo dos esforços

A armadura negativa nos apoios de extremidade está ilustrada na figura 17.

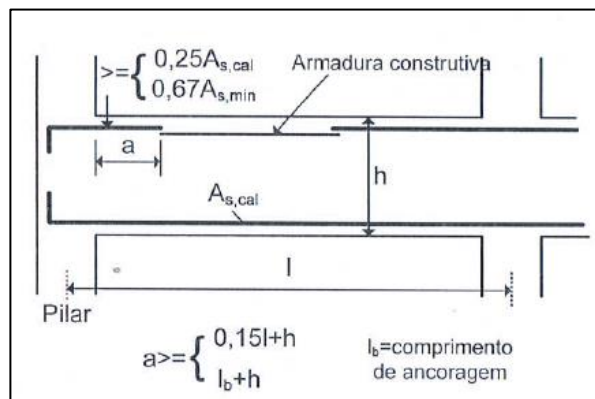


Figura 17 Armadura negativa nos apoios de extremidade (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 197)

Onde a é dado pela equação (52).

$$a \geq \begin{cases} 0,15 \times l + h \\ l_b + h \end{cases} \quad (52)$$

2.9.4 Cálculo das armaduras das vigas

2.9.4.1 Armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais podem ser de armadura simples ou armadura dupla, assim como as lajes, porém a utilização de armadura dupla nas vigas é mais comum quando comparadas às lajes. Vigas com armadura simples podem ser definidas como a seção que necessita apenas de uma armadura longitudinal resistente tracionada.

No entanto, por questões construtivas são colocadas barras longitudinais também na região comprimida, funcionando como porta estribos, não sendo esta armadura considerada no cálculo de flexão como armadura resistente. Com isso, na seção com armadura simples as tensões de compressão são resistidas apenas pelo concreto.

Para seção simples, o cálculo das armaduras devem ser realizados da mesma maneira que o cálculo das lajes.

No caso de amadura dupla ($M_{sd} > M_{sdlim}$), além da armadura resistente tracionada, contém também armadura longitudinal resistente na região comprimida, colocada para auxiliar o concreto na resistência às tensões de compressão, essa seção transversal é ilustrada pela figura 18.

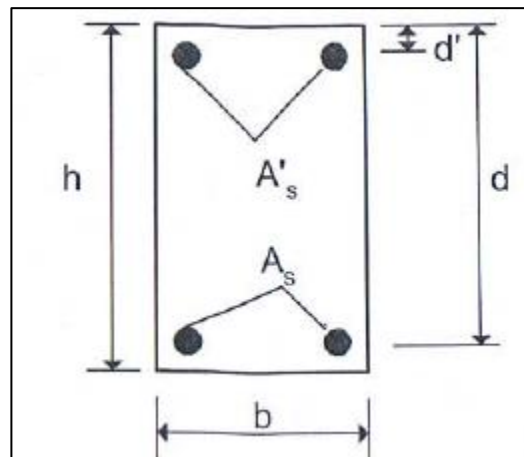


Figura 18 Seção retangular com armadura dupla.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p. 106)

A área de armadura é encontrada a partir das relações das reações da figura 19.

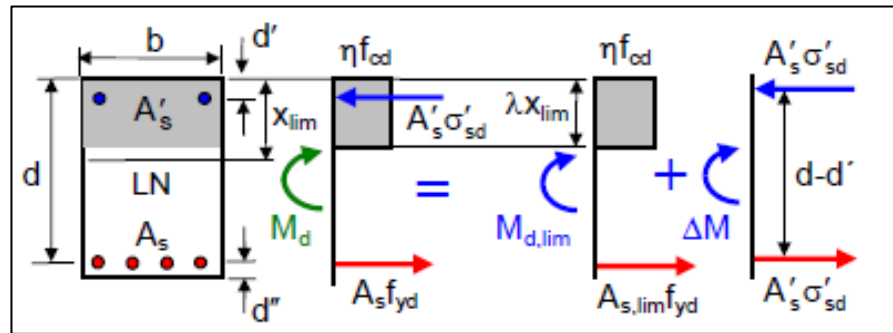


Figura 19 Tensões na seção transversal armadura dupla
(Fonte: MUSSO JUNIOR, s.d, p.6)

A partir da figura 19, é possível chegar às relações ilustradas nas equações (53), (54), (55) e (56).

$$M_d = M_{d,lim} + \Delta M_d \quad (53)$$

$$\Delta M_d = A'_s \times \sigma'_{sd} \times (d - d') \quad (54)$$

$$A_s = \frac{\sigma'_{sd} \times A'_s}{f_{yd}} + A_{s,lim} \quad (55)$$

$$A'_s = \frac{M_d - M_{d,lim}}{\sigma'_{sd} \times (d - d')} \quad (56)$$

Onde a área de aço mínima é dada pela equação (47).

2.9.4.2 Armaduras Transversais

As armaduras transversais, geralmente, são formadas por estribos verticais de dois ramos. Segundo a NBR 6118:2014, os estribos para forças cortantes devem ser fechados através de um ramo horizontal, envolvendo as barras da armadura longitudinal de tração, e ancorados na face oposta. Quando essa face também puder estar tracionada, o estribo deve ter o ramo horizontal nessa região, ou complementado por meio de barra adicional.

Enquanto não aparecer a primeira fissura, a viga se encontra no estágio I e a análise pode ser feita com a fórmula clássica, porém, quando a tensão principal de tração atinge a resistência à tração do concreto, surge uma fissura inclinada e a viga entra no Estádio II.

Em virtude da baixa resistência à tração do concreto, a fissuração é um processo inevitável. Dessa forma a análise deve ser feita sempre no Estádio II. Assim, para concreto armado o dimensionamento ao esforço cortante é feito de acordo com o modelo de treliça.

Nesse modelo, imagina-se que após a fissuração o esforço cortante é equilibrado pela associação de bielas comprimidas de concreto e de diagonais tracionadas acompanhando as trajetórias das tensões principais.

Para o dimensionamento dos estribos, foi utilizado o método de treliças generalizado de Morsch, para um ângulo de inclinação das bielas (θ) de 45 graus e um ângulo de 90 graus para os estribos (α), ilustrado na figura 20.

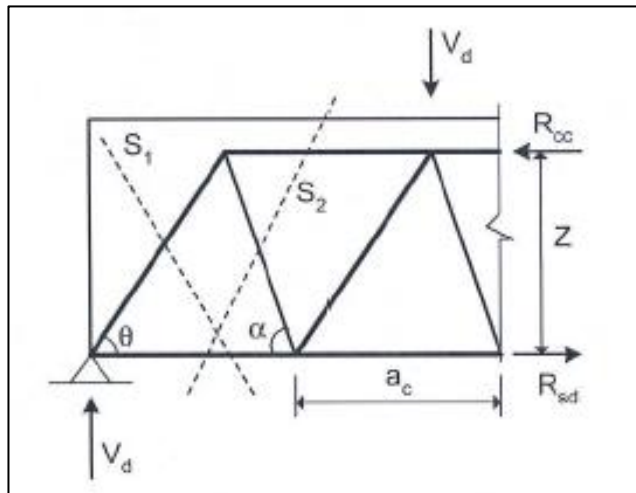


Figura 20 Analogia da treliça generalizada
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.1, p. 180)

Através das relações encontradas na figura 21, determina-se a área de aço dos estribos.

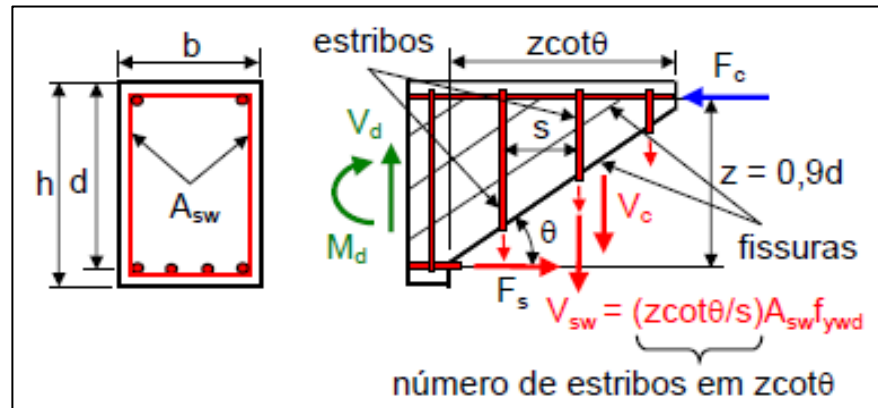


Figura 21 Tração transversal dos estribos
(Fonte: MUSSO JUNIOR, s.d, p.6)

$$V_d = V_{sw} + V_c \quad (57)$$

$$V_{sw} = 0,9 \times d \times \frac{A_{sw}}{s} \times \cot \theta \quad (58)$$

$$A_{sw} = \frac{(V_d - V_c) \times s}{0,9 \times d \times f_{yd} \times \cot \theta} \quad (59)$$

Onde a força cortante resistida por mecanismos complementares é dada pela equação (60).

$$V_c = \left(\frac{V_{Rd2} - V_d}{V_{Rd2} - V_0} \right) \times V_0 \quad (60)$$

$$V_0 = 0,6 \times b \times d \times f_{ctd} \quad (61)$$

E a resistência de cálculo do concreto à tração é definida na equação (62).

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times f_{ctm}}{1,4} \quad (62)$$

Para evitar o esmagamento da biela de compressão, deve-se impor a restrição da equação (63).

$$V_d \leq V_{Rd2} \quad (63)$$

Onde a força cortante de cálculo máxima é dada pelas relações encontradas na figura 22 e representada pela equação (64) e o coeficiente de redução da resistência do concreto fissurado por força cortante está representado pela equação (65).

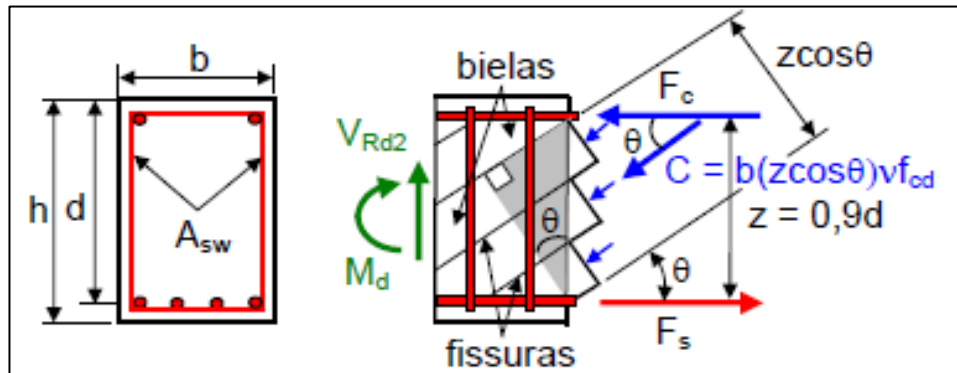


Figura 22 Compressão diagonal das bielas de concreto
(Fonte: MUSSO JUNIOR, s.d, p.6)

$$V_{Rd2} = 0.45 \times b \times d \times f_{cd} \times v \quad (64)$$

$$v = 0.6 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (65)$$

A área de aço mínima é determinada pela equação (66). Dado em cm^2/m .

$$A_{smin} = \frac{0,2 \times b \times s \times f_{ctm}}{f_{yk}} \quad (66)$$

2.9.5 Disposições construtivas.

a) Largura mínima

A seção transversal das vigas deve apresentar uma largura mínima de 12 cm.

b) Espaçamento das barras

Segundo a NBR 6118:2014, o espaçamento mínimo livre entre as faces das barras longitudinais, medido no plano da seção transversal, deve ser igual ou superior ao maior dos seguintes valores, ilustrado na figura 23:

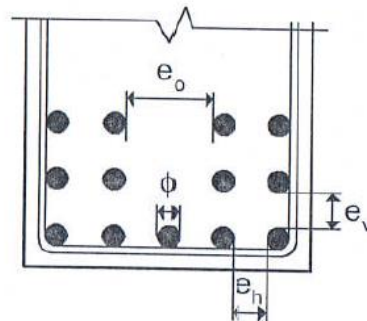


Figura 23 Espaçamento mínimo das barras.
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 215)

O espaçamento mínimo das barras nas camadas horizontais são dados pela equação (67).

$$e_h \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 1,2d_{\max} \end{cases} \quad (67)$$

No plano vertical, tem-se o seguinte espaçamento mínimo, dado pela equação (68).

$$e_v \geq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi \\ 0,5d_{\max} \end{cases} \quad (68)$$

O número de camadas máximo é dado pela equação (69)

$$n_c = \frac{0,2 \times h}{e_v + \phi} + 1 \quad (69)$$

O número de barras máximo por camada é definido na equação (70)

$$n_{b\max} = \frac{b - 2 \times (c + \phi_t) + e_h}{e_h + \phi} \quad (70)$$

c) Armadura de pele

Segundo a NBR 6118, a armadura de pele é necessária sempre que a altura da viga for superior a 60 cm. E em cada face lateral da viga, a armadura de pele deve ser uma seção transversal no mínimo igual a 0,10% de $b_w h$, devendo-se empregar barras de alta aderência com espaçamento não maior que $d/3$ e 20 cm. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 220)

$$A_{sp} = 0,10\% b_w h \quad (71)$$

$$s < \begin{cases} d/3 \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad (72)$$

E a armadura máxima é de 5cm²/m por face.

d) Estribo

O diâmetro da barra do estribo, não deve ser menor que 5 mm nem que $b_w/10$. O espaçamento máximo dos estribos ao longo do eixo da viga é dado pela equação (73).

$$s_{\max} = \min(0,6d; 30\text{cm}) \quad (73)$$

2.10 CÁLCULO DE PILARES EM CONCRETO ARMADO

Os pilares são elementos de grande importância estrutural, já que sua função é de receber as cargas das vigas ou lajes e transferi-las para a fundação.

Segundo a NBR 6118:2014, a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm.

Em casos especiais, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com o indicado na Tabela 8. Em qualquer caso, não se permite pilar com seção transversal de área inferior a 360 cm².

Tabela 8 Valores do coeficiente adicional para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

onde
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$;
 b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).
 NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

(NBR 6118:2014,p.73, item 13.2.3)

2.10.1 Armaduras longitudinais máximas e mínimas

Segundo a NBR 6118:2014, a ruptura frágil das seções transversais, quando da formação da primeira fissura, deve ser evitada considerando-se, para o cálculo das armaduras, um momento mínimo dado pelo valor correspondente ao que produziria a ruptura da seção de concreto simples.

A especificação de valores máximos para as armaduras decorre da necessidade de se assegurar condições de ductilidade e de se respeitar o campo de validade dos ensaios que deram origem às prescrições de funcionamento do conjunto aço-concreto. A armadura longitudinal mínima é obtida a partir da equação (74).

$$A_{s,\min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004A_c \quad (74)$$

A máxima armadura permitida em pilares deve considerar inclusive a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda, e é dada pela equação (75).

$$A_{s,max} = 0,08A_c \quad (75)$$

2.10.2 Dimensionamento à Flexo-Compressão Oblíqua

A flexo-compressão oblíqua é a sollicitação composta por um esforço normal de compressão agindo fora dos eixos de simetria da seção transversal. Quando o esforço normal atua em um eixo de simetria da seção de concreto, mas o arranjo das barras não é simétrico em relação a esse eixo, a flexão também é oblíqua quando a própria seção não possuir um eixo de simetria. (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.3, p. 51)

Para os casos que os pilares sofrem flexo-compressão oblíqua, tanto a profundidade da linha neutra, quanto a sua orientação são desconhecidas. Surgindo assim uma nova incógnita no problema, o que torna sua solução mais complexa.

Dessa forma, o dimensionamento dos pilares será realizado através de um método simplificado, onde a taxa mecânica de armadura (ω) será determinada com o auxílio das tabelas encontradas no anexo IV.

Como toda a estrutura faz parte do sistema contraventamento, todos os pilares serão dimensionados a flexão oblíqua. Para a determinação desse parâmetro, deve-se determinar os valores de entrada da tabela, definidos pelas equações (76), (77) e (90).

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{A_c \times h_x \times \sigma_{cd}} \quad (76)$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{A_c \times h_y \times \sigma_{cd}} \quad (77)$$

$$v = \frac{N_d}{A_c \times \sigma_{cd}} \quad (78)$$

Onde,

$$A_c = h_x \times h_y \quad (79)$$

Por fim, consegue-se determinar a área da armadura através da equação (80).

$$A_s = \frac{\omega \times A_c \times \sigma_{cd}}{f_{cd}} \quad (80)$$

3 CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

3.1 LOCALIZAÇÃO

Para este projeto, será considerado que a edificação será construída na cidade de Macaé no estado do Rio de Janeiro.

3.2 PROJETO ARQUITETÔNICO

A construção consiste em um edifício residencial multifamiliar de 5 pavimentos, sendo o primeiro uma garagem, 3 pavimentos tipo e a cobertura. Totalizando uma área de 280 m² de estrutura em concreto armado e fechamento com blocos cerâmicos. O projeto arquitetônico está representado nas figuras 24, 25 e 26.

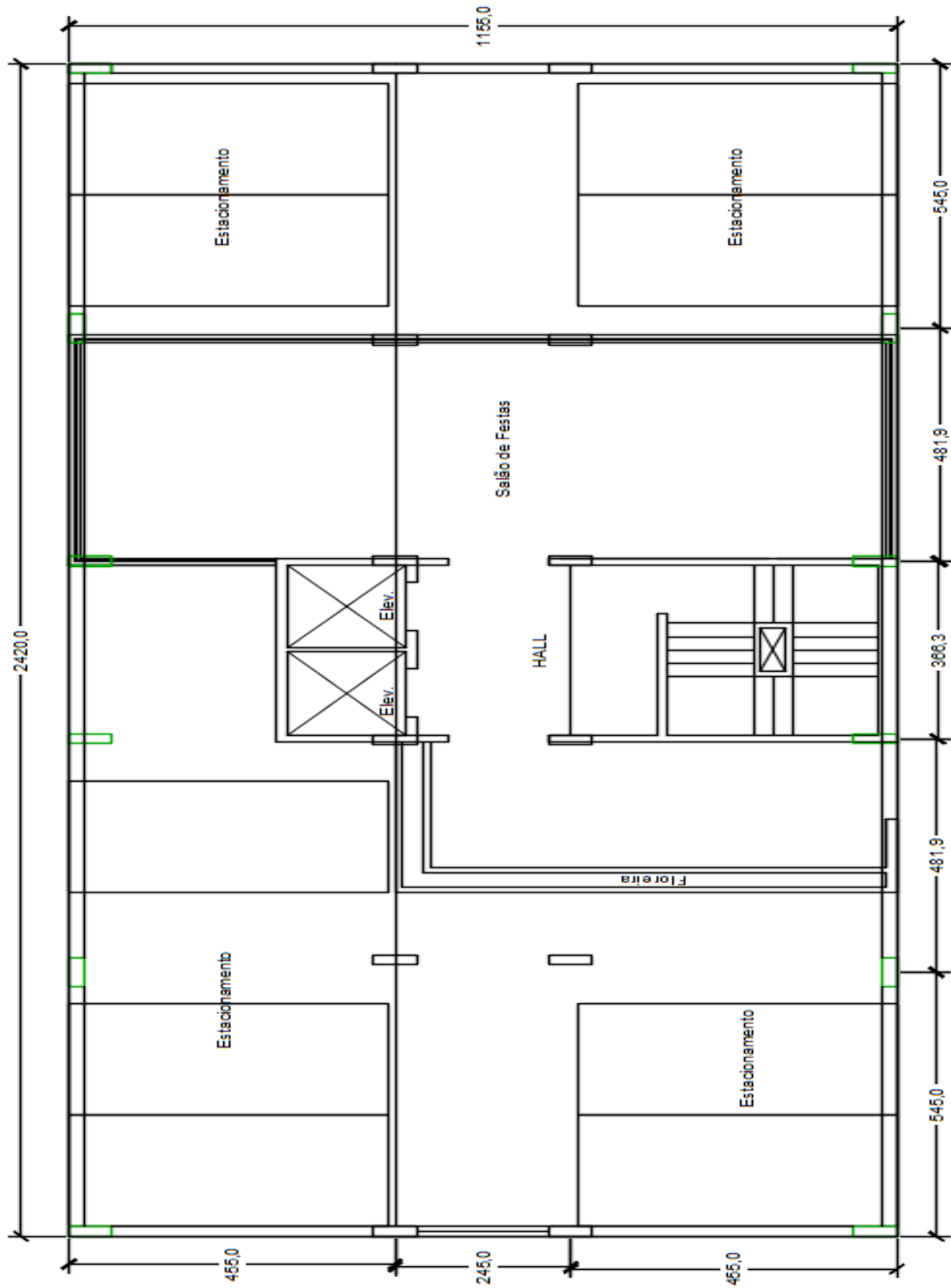


Figura 24 Planta da Garagem

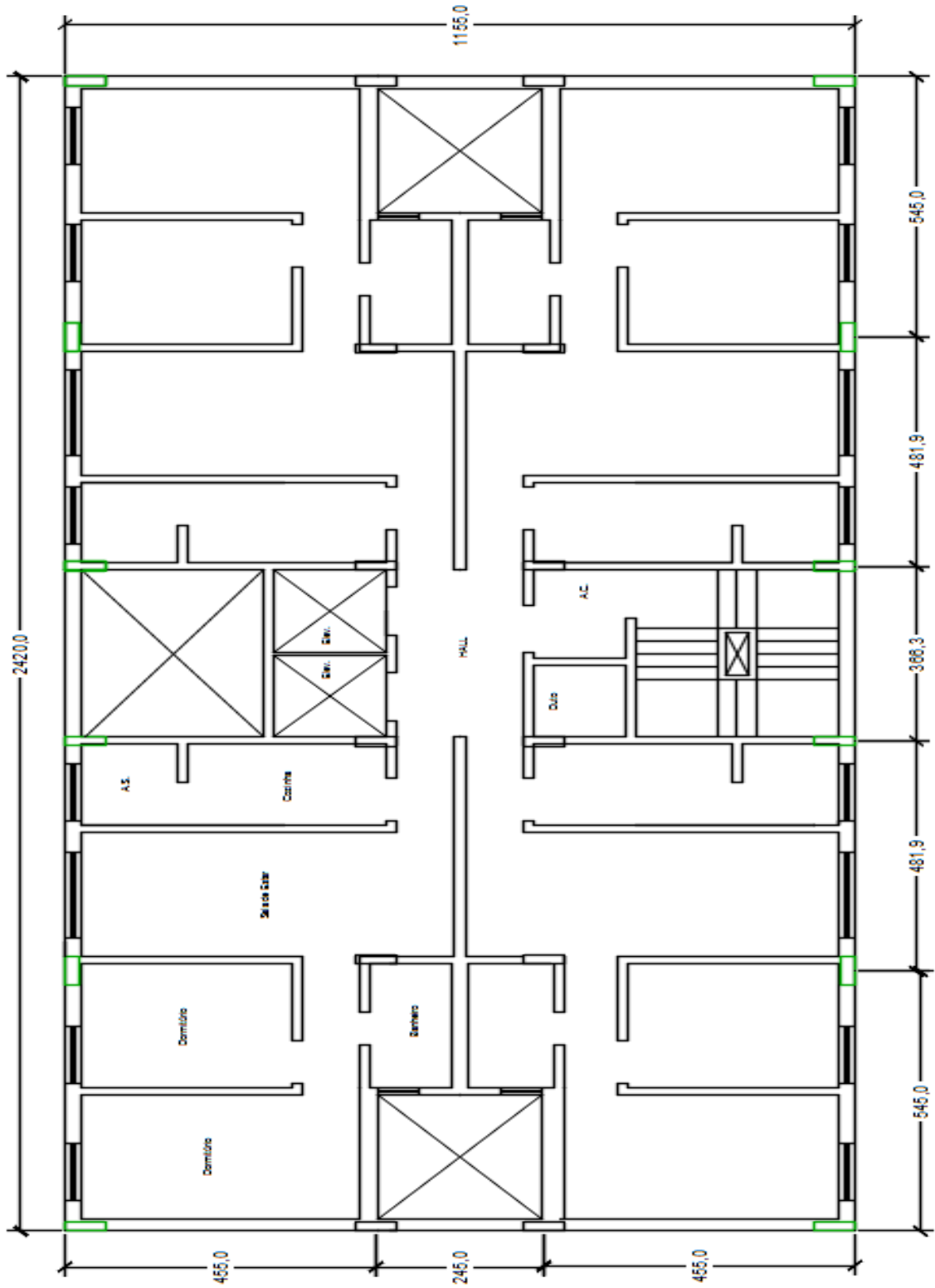


Figura 25 Planta do Pavimento tipo

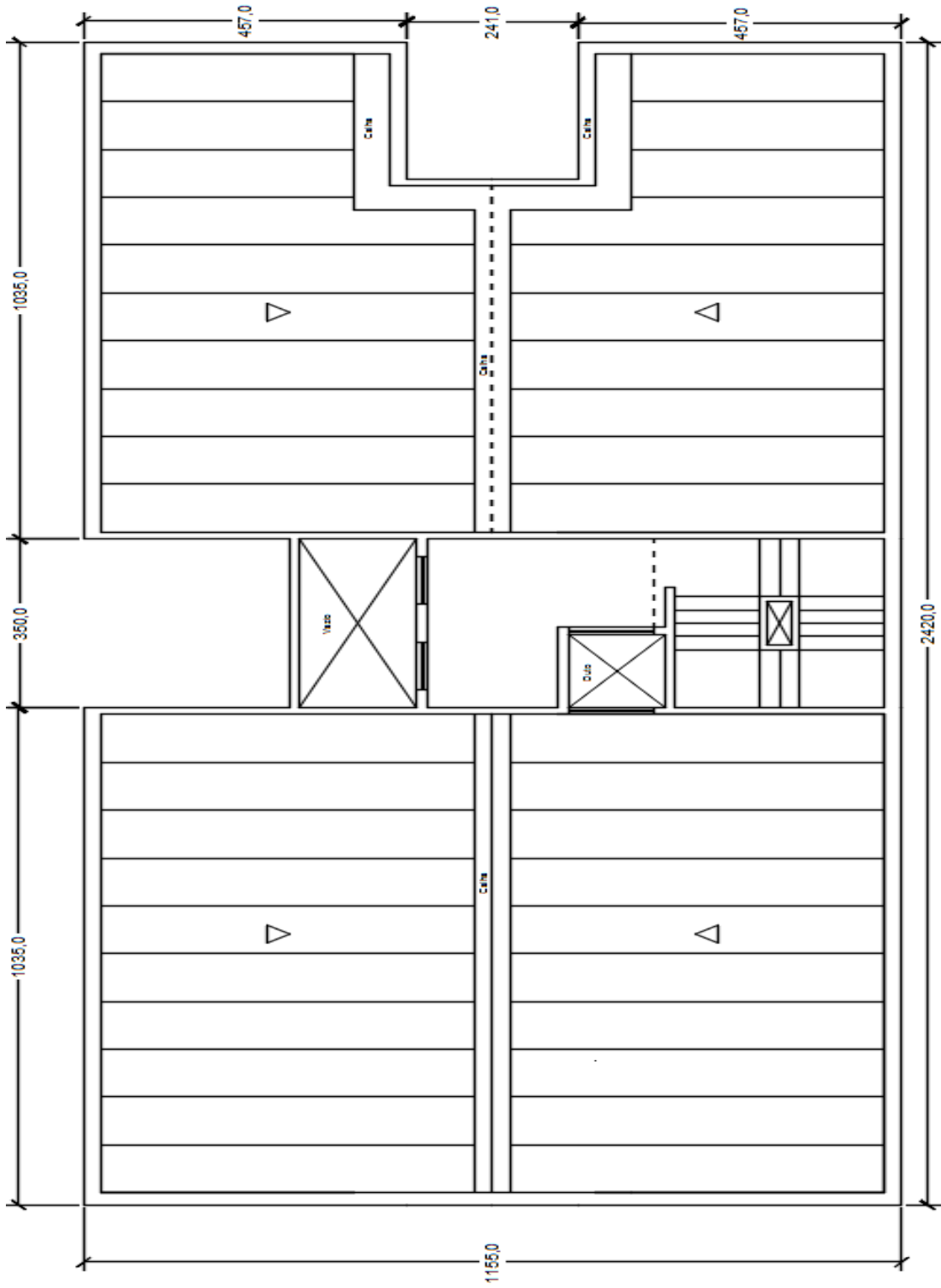


Figura 26 Telhado

3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO

O projeto aqui descrito será executado em concreto armado, sua estrutura será dividida em lajes maciças apoiadas em vigas retangulares e estas apoiadas em pilares. A estrutura será submetida a cargas verticais devido às ações permanentes e variáveis, como também cargas horizontais de vento

Para o concreto o agregado graúdo escolhido para dimensionamento foi a Brita 1, que possui diâmetro máximo de 19mm, valor que será utilizado posteriormente para os cálculos de espaçamentos das armaduras.

O aço escolhido para a realização deste projeto é do tipo CA-50, o mesmo apresenta uma resistência característica (f_{yk}) de 500 MPa, módulo de elasticidade de 210 GPa.

De acordo com a tabela 1, tendo em vista que se trata de uma construção em ambiente urbano, a classe de agressividade adotada no projeto será CAA-III, porém será considerada uma classe de agressividade CAA-II pois será considerado um revestimento adicional de revestimento e pintura. Logo, pela tabela 2 a qualidade do concreto mínima permitida é a C25 que corresponde a uma resistência característica a compressão mínima de 25 Mpa e será utilizado um concreto com uma resistência característica a compressão de 30 Mpa.

De acordo com a Tabela 3, pode-se relacionar a classe de agressividade ambiental e o revestimento nominal, que para o presente trabalho definiu-se que para lajes será utilizado 25mm e 30mm para vigas e pilares.

3.4 AÇÃO DO VENTO

“Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.” (ABNT NBR 6118:2014, item 11.4.1.2)

Para a determinação da força devido ao vento na estrutura, será definida, primeiramente, a velocidade básica do vento. Esse índice é obtido através do mapa de isoplefas representado na figura 27.

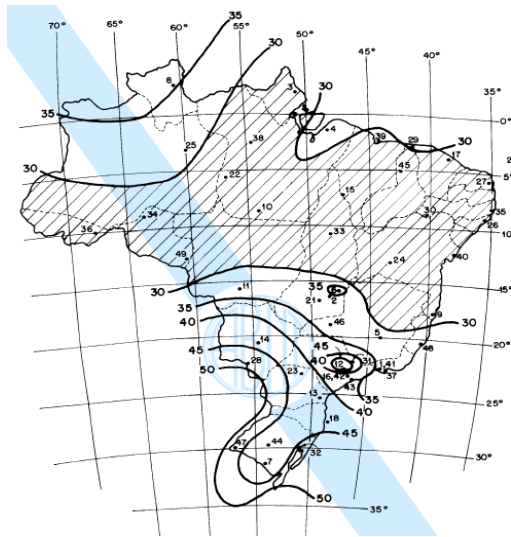


Figura 27 Mapa de Isopletas de velocidade básica
(Fonte: NBR 6123:88 – Forças devidas ao vento)

Como o edifício está localizado no estado do Rio de Janeiro, temos que:

$$V_0 = 35\text{m/s}$$

Para determinação das forças estáticas devidas ao vento, multiplica-se a velocidade básica do vento pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 , o que resultará na velocidade característica do vento, V_k , dada pelas equações (81).

$$V_k = V_0 \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (81)$$

A velocidade característica do vento permite determinar a pressão dinâmica pela equação (82).

$$q = 0,613 \times V_k^2 \quad (82)$$

A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a é obtida pela equação (83).

$$F_a = C_a \times q \times A_e \quad (83)$$

Onde,

A_e - área frontal efetiva ("área de sombra")

C_a - coeficiente de arrasto

O fator topográfico S_1 , leva em consideração as variações do relevo do terreno e para este trabalho foi considerado que a construção seria realizada em terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;

De acordo com a NBR 6123:2014, o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração. Pelas características do local onde será construído, pode ser definido pela categoria IV.

Categoria IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada.

Além disso, a edificação pertence à Classe B, que é definida como: toda edificação ou parte de edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja entre 20 m e 50 m.

Assim, a partir das informações acima é possível definir o fator S_2 , através da equação (84).

$$S_2 = b \times F_r \times \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (84)$$

Onde, os parâmetros são dados pela tabela 9.

Tabela 9 Parâmetros meteorológicos.

Categoria	z_g (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

(ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações)

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação, e é definido pela tabela 10.

Tabela 10 Valores mínimos do fator estatístico S_3

Grupo	Descrição	S_3
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,89
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

(ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações)

$$S_3 = 1,00$$

O coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência é dado pelo gráfico apresentado na figura 28.

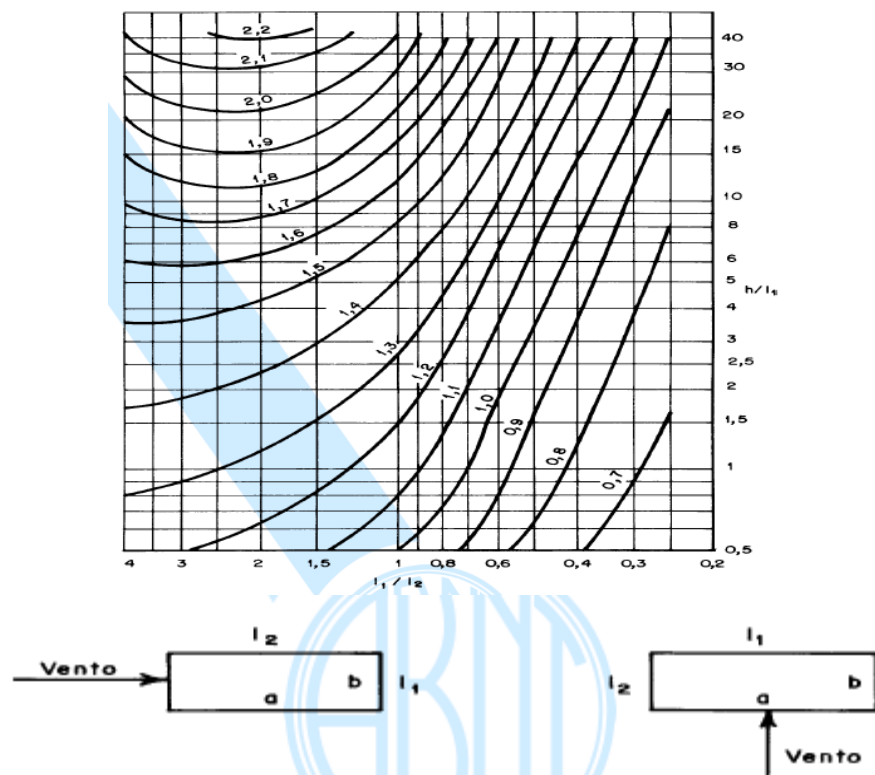


Figura 28 Coeficiente de arrasto, C_a , para edificações paralelepípedicas em vento de baixa turbulência.

(Fonte: NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações)

A carga de vento atuante em cada laje é dada pela equação (85).

$$F_{ix} = l_y \times \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \times F_{ax} \quad (85)$$

Para ventos na direção x. E a equação (86) para ventos na direção y.

$$F_{iy} = l_x \times \frac{h_i + h_{i+1}}{2} \times F_{ay} \quad (86)$$

13. A partir das equações acima foram encontrados os valores das tabelas 11, 12 e

Tabela 11 Parâmetros de cálculo do vento

Entradas	
b	0.94
Fr	0.98
p	0.105
lx	24.2
ly	11.55
l	16.06
l/ly	1.628571429
l/lx	0.777272727
lx/ly	2.095238095
ly/lx	0.477272727
V0	35
S1	1
S3	1
hi	2.75
hi+1	2.75
Cax	0.92
Cay	1.24

Onde:

l – altura total do edifício

lx – Comprimento do edifício na direção x

ly - Comprimento do edifício na direção y

hi – Altura do pavimento i

hi+1 – Altura do pavimento i+1

Tabela 12 Ventos na direção x

Vento na direção x							
Trecho	Altura (H)	S2	Vk(m/s)	q (N/m ²)	ly(m)	Fax(KN/m)	Fix (kN)
1	3	0.811804886	28.41317102	494.88	11.55	5.258595	15.51966
2	5.75	0.86919867	30.42195344	567.3286	11.55	6.028434	17.28728
3	8.5	0.90561356	31.69647458	615.8606	11.55	6.544134	19.20286
4 (cobertura)	15.475	0.964417647	33.75461763	698.4364	11.55	7.421585	36.0963
	12.125	0.9400274	32.90095901	663.556	11.55	7.050946	

Tabela 13 Ventos na direção y

Vento na direção y							
Trecho	Altura (H)	S2	Vk(m/s)	q (N/m ²)	lx(m)	Fay(kN/m)	Fiy (kN)
1	3	0.811804886	28.41317102	494.88	24.2	14.85036	43.82779
2	5.75	0.86919867	30.42195344	567.3286	24.2	17.0244	48.81957
3	8.5	0.90561356	31.69647458	615.8606	24.2	18.48074	54.22921
4(cobertura)	15.475	0.964417647	33.75461763	698.4364	24.2	20.95868	43.66959
	12.125	0.9400274	32.90095901	663.556	24.2	19.91199	

3.4.1 Repartição de Forças de Vento para os Elementos de Contraventamento - Sistemas Hiperestáticos.

A carga de vento recebida pelo edifício é dividida entre seus pórticos de contraventamento que, para este projeto, serão todos os pórticos. Antes de calcular os esforços, é necessário fazer a repartição das ações horizontais para os elementos de contraventamento.

Para sistemas hiperestáticos, é necessário calcular a rotação e os deslocamentos das lajes no seu próprio plano, para a obtenção das forças em cada painel de contraventamento.

A rigidez de cada painel de contraventamento é definida como a força horizontal que deve ser aplicada no último nível, na direção de sua maior rigidez, para provocar um deslocamento unitário. A rigidez K é dada pela equação (87).

$$K = \frac{3 \times EI_{eq}}{h^3_{tot}} \quad (87)$$

Onde EI_{eq} é a rigidez equivalente do pórtico plano e h_{tot} é a altura total da edificação.

Para uma carga de 100 kN aplicada no topo do pórtico, temos um deslocamento u_i , que esta representado nas figuras (29), (30), (31) e (32).

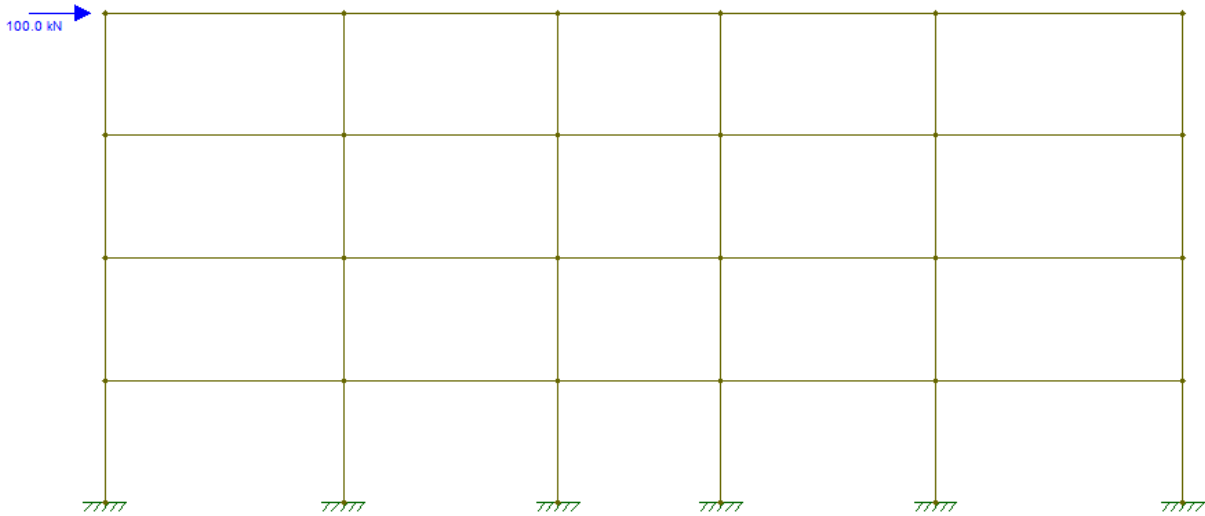


Figura 29 Pórtico referente a estrutura na direção x.
(Fonte: Autoria Própria)

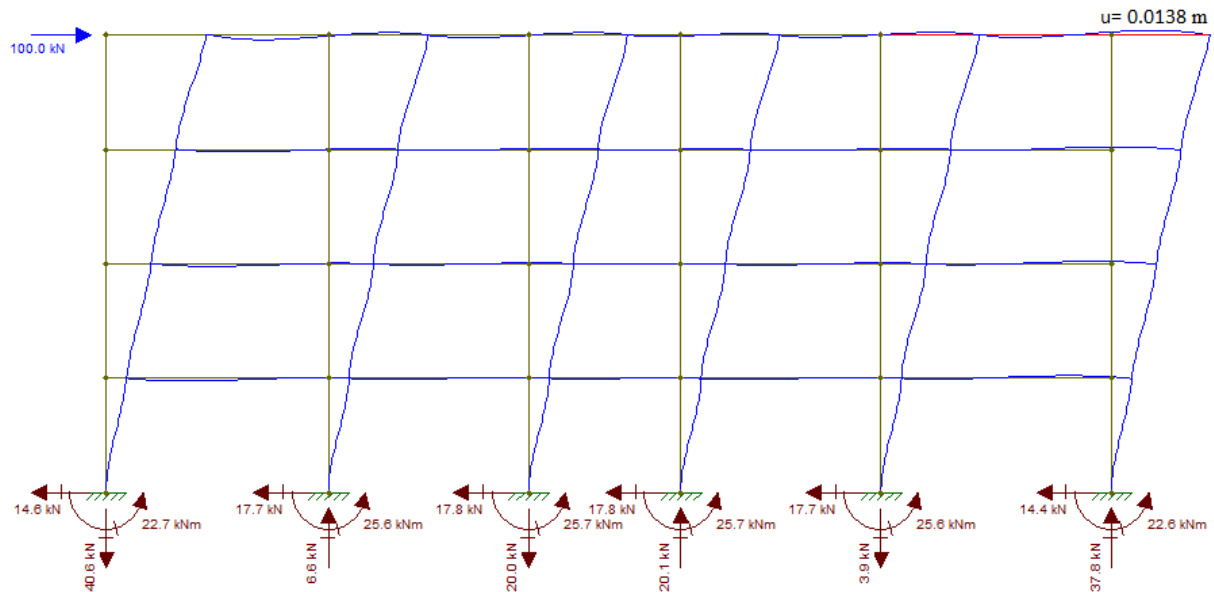


Figura 30 Estrutura deformada referentes aos pórticos de 1 à 4 na direção x
(Fonte: Autoria Própria)

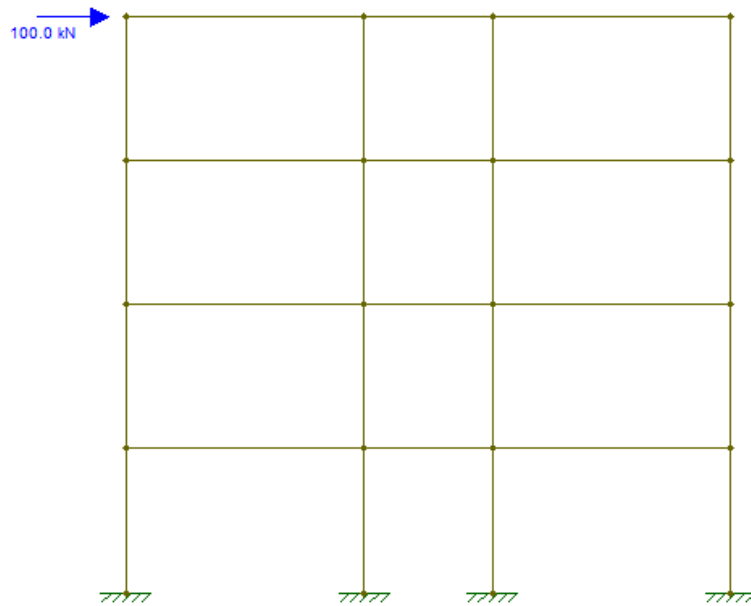


Figura 31 Pórtico referente a estrutura na direção y.
(Fonte: Autoria Própria)

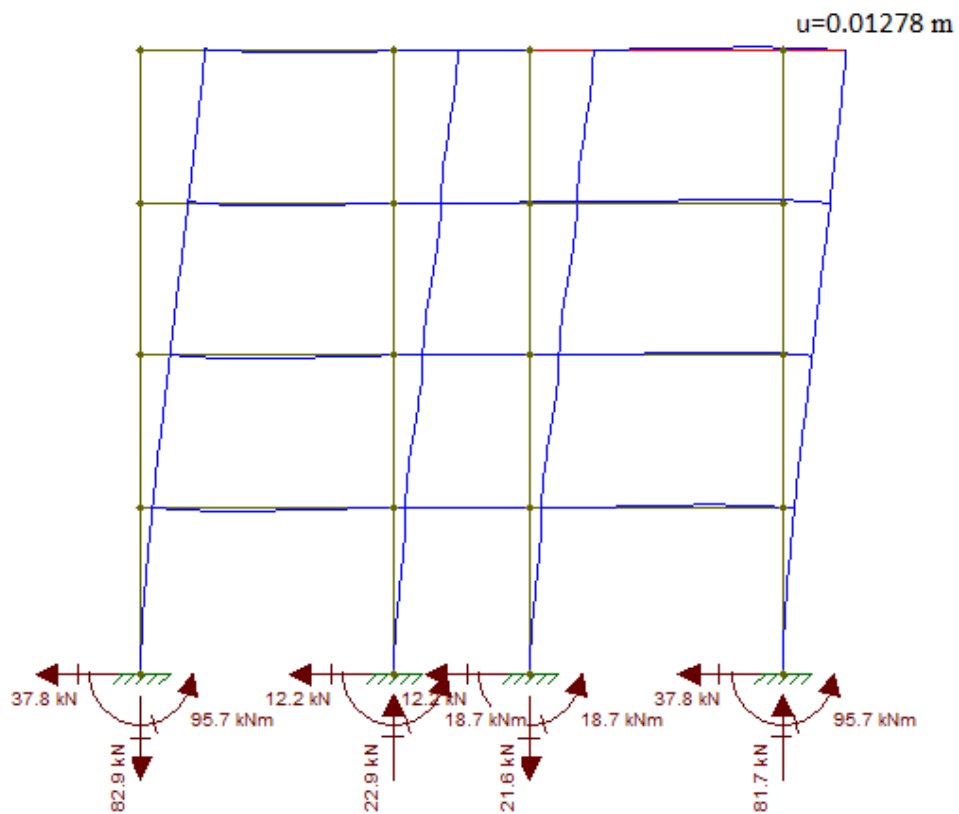


Figura 32 Estrutura deformada referentes aos pórticos de 5 a 10 na direção y.
(Fonte: Autoria Própria)

Os cálculos para a repartição de forças de vento para os elementos de contraventamento estão apresentadas no APÊNDICE I.

3.5 Estabilidade Global

Para determinar a estabilidade global do edifício foi utilizado o parâmetro de instabilidade alfa, definido pela equação 5 e seu cálculo encontra-se no APÊNDICE II.

Para as direções x e y, utilizando a equação (5), foram encontrados os seguintes valores para α .

$$\alpha_x = 0,371$$

$$\alpha_y = 0,330$$

Logo são menores do que 0.5 e atendem os requisitos do item 2.7.2.2.

4 CÁLCULO MANUAL DO EDIFÍCIO

4.1 CÁLCULO DE LAJES

Para o cálculo de lajes será utilizado o método de Grelhas, enunciado no item 2.8.5. E estão representadas nas figuras (33) e (34).

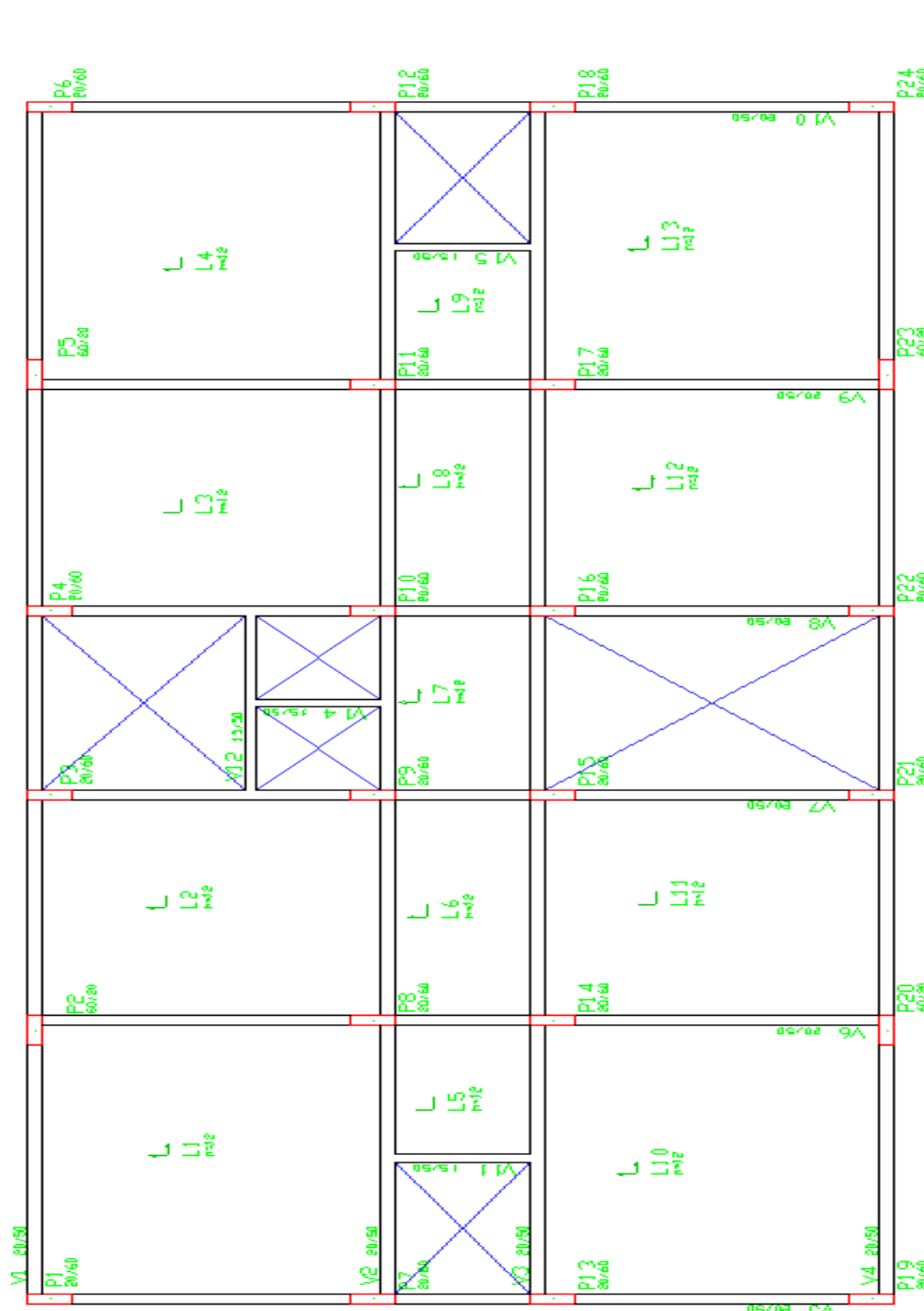


Figura 33 Representação das lajes, vigas e pilares para o pavimento tipo, obtido no TQS.
(Fonte: Autoria Própria)

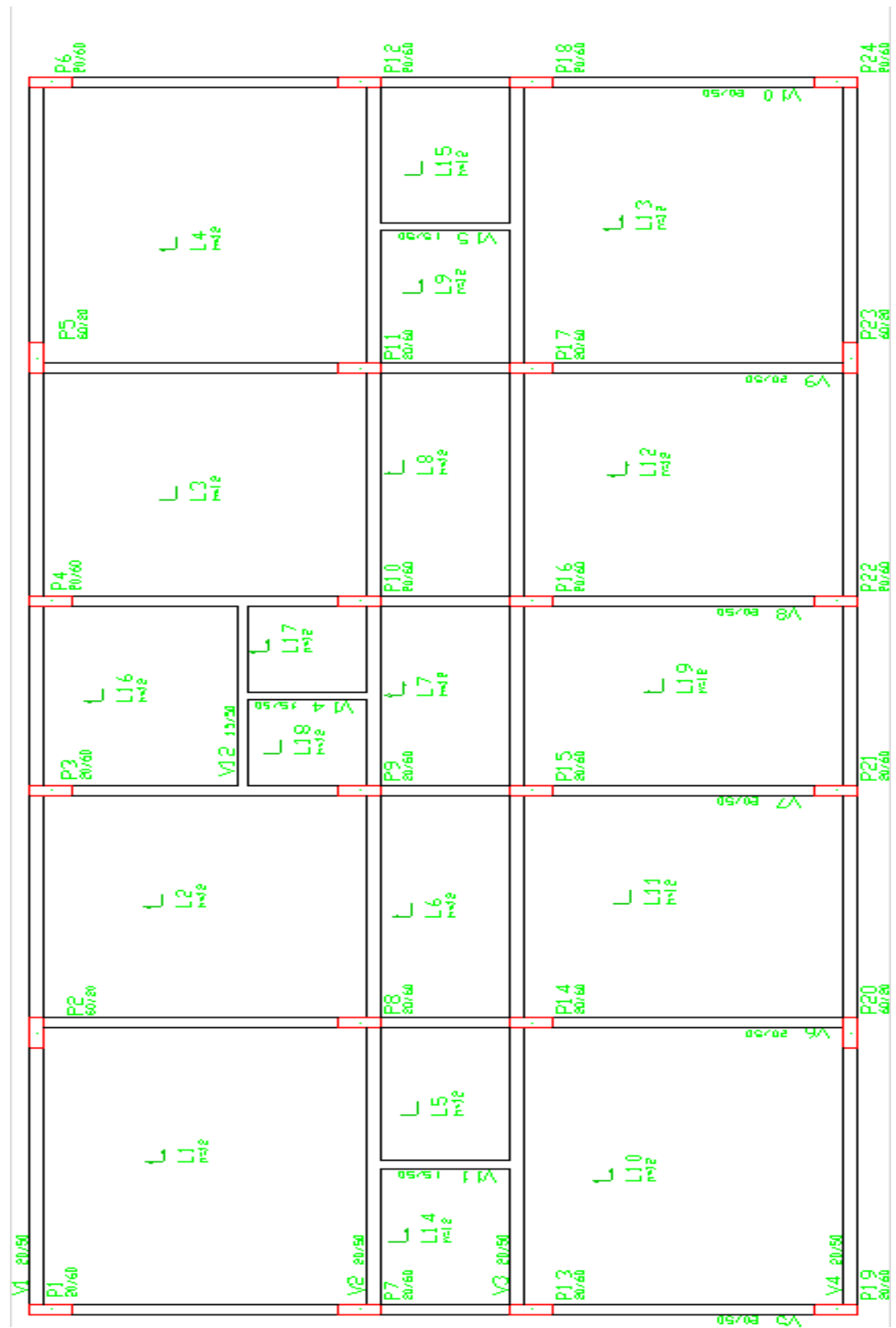


Figura 34 Representação das lajes, vigas e pilares para a cobertura, obtido no TQS.
(Fonte: Autoria Própria)

4.1.1 Dados de entrada

Para o início do cálculo das lajes foi especificado os seguintes parâmetros.

- a) Espessura da laje – Foi determinada para este projeto uma espessura de 12 cm, o que atende as exigências de norma, de acordo com o item 2.8.1.1 para lajes maciças.
- b) Peso específico da laje - Foi considerado um peso específico de laje de 25kN/m^3 , que foi retirada da ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações, tabela 1 para concreto armado.
- c) Carga de revestimento – Foi utilizado o valor de 1kN/m^2 , que relaciona o peso específico aparente do revestimento do tipo de argamassa de cal, cimento e areia, com peso específico de 19kN/m^3 considerando uma espessura de 5cm. Segundo a norma 6120:1980.
- d) Carga acidental - Determinou-se uma carga de $1,5\text{ kN/m}^2$ para o pavimento tipo para cobertura assumiu-se um valor de $0,5\text{kN/m}^2$ para forros. Dados retirados da ABNT NBR 6120:1980 – Cargas para cálculo de estruturas de edificações da tabela de carga vertical mínima para edifícios residenciais.
- e) Tabelas para determinação dos momentos e reações nos apoios – As tabelas utilizadas estão ANEXO I.

4.1.2 Determinação dos momentos e Reações de apoio

A figura 35 corresponde a lajes retangulares apoiadas ao longo de todo o contorno, submetidas a uma carga uniformemente distribuída, onde as extremidades apoiadas estão representadas por uma linha e as extremidades engastadas por duas linhas paralelas. As tabelas do ANEXO I fornecem os coeficientes que permitem calcular a flecha no centro da laje, os momentos fletores positivos nos vãos, os momentos negativos nos bordos engastados e as reações de apoio, a partir das equações (17) a (28) de acordo com a Teoria de Grelhas.

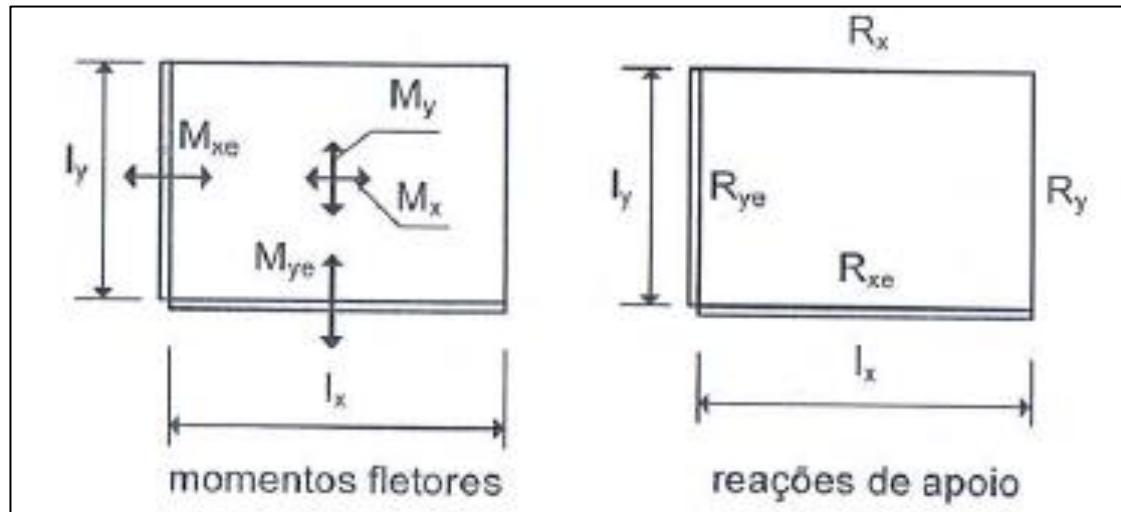


Figura 35 momentos e Reações de Apoio
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 373)

A partir desses dados, foram calculados os valores de momento e reações de apoio nas lajes do pavimento tipo (tabela 24) e da cobertura (tabela 25), encontrados no APÊNDICE III.

4.1.2 Cálculo da armadura de flexão

A armadura de flexão é distribuída de acordo com a figura 36, onde A_{sy} está ao longo de l_x e A_{sx} é distribuída ao longo de l_y .

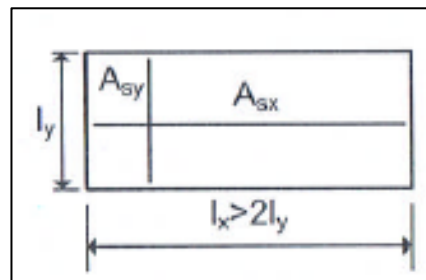


Figura 36 Distribuição das armaduras
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p. 373)

Foi utilizada a equação (51), para os cálculos das áreas de armadura e os momentos foram obtidos das tabelas 24 e 25, chegando nos valores das tabelas 26 e 27 do APÊNDICE III, para pavimento tipo e cobertura, respectivamente. O valor a ser considerado para o detalhamento é o maior entre a área encontrada e a área mínima. A figura 37 representa a armadura de tração para as lajes L1, L2, L5 e L6.

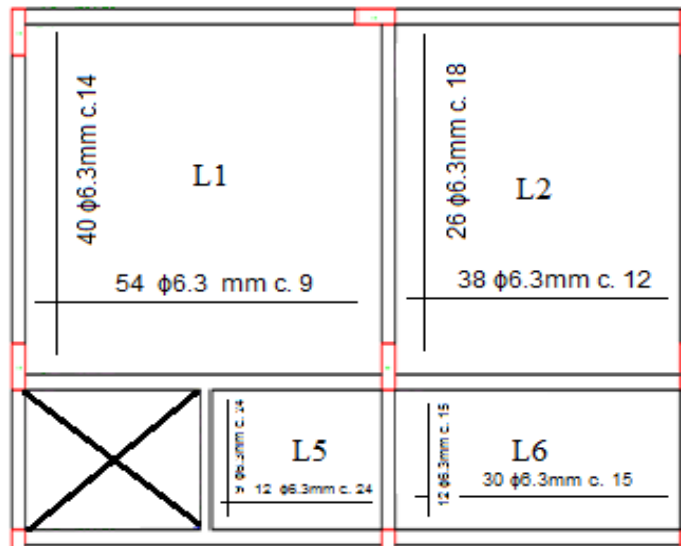


Figura 37 armadura de tração para as lajes L1, L2, L5 e L6
(Fonte: Autoria Própria)

4.2 CÁLCULO DE VIGAS

Para o cálculo das vigas, serão consideradas cargas permanentes: o peso próprio da viga e as cargas transmitidas pelas lajes. Como carga variável, neste trabalho, considerou-se a carga de vento representadas nas tabelas 12 e 13, a partir dos parâmetros F_{ix} e F_{iy} , para a direção x e y , respectivamente. Esses valores de carga são aplicados como cargas pontuais nas lajes, ilustradas nas figuras (38), (40), (42), (44) e (46).

Inicialmente, foram determinadas as cargas atuantes em cada trecho das vigas que compõem a estrutura. Para isso, somaram-se as cargas transmitidas pelas lajes ao peso da alvenaria que se encontra diretamente sobre as vigas.

A altura da parede é calculada pela equação (100).

$$h_{parede} = 2,75 - 0,50 = 2,25 \quad (100)$$

Onde, altura do pé direito é de 2,75 metros e a altura das vigas, 50cm e o peso por metro quadrado de parede é calculado pela equação (101).

$$P_{alvenaria} = 13 \times 0,15 = 1,95 \text{ kN/m}^2 \quad (101)$$

Esses cálculos estão representados nas tabelas 28 e 29 para os pórticos na direção x e as tabelas 30, 31 e 32 para os pórticos na direção y, no APÊNDICE IV. Onde as vigas são divididas em trechos que correspondem a diferentes lajes.

Além dos valores de carga transmitidos pelas lajes e pela alvenaria, foi considerado ainda o peso próprio da viga multiplicado por γ_g (fator de majoração).

$$PP = 25 \frac{kN}{m^3} \times 0.2m \times 0.5m = \frac{2.5KN}{m} \times 1.4 = 3.5KN/m$$

Onde os valores de carga de vento dados pelos valores encontrados no APÊNDICE I para ventos na direção x e excentricidade $e_y=e_{y2}$ e $e_x=0$ para os pórticos V1, V2, V3 e V4 e y para ventos na direção y e excentricidade $e_x=e_{x2}$ e $e_y=0$ para os demais pórticos, já que todos os pórticos são de contraventamento.

Esses valores são multiplicados por um fator de majoração ($\gamma_q = 1.4$) e pelo fator de combinação ($\psi_0 = 0,6$), dado pela NBR 8681:2003, ilustrado na tabela 33, para os pórticos na direção x e na tabela 34 para pórticos na direção y no APÊNDICE IV.

A partir dos dados apresentados nas tabelas (28), (29), (30), (31), (32), (33) e (34), foram determinados os momentos máximos e mínimos nos vãos, com o auxílio do FTOOL.

Os diagramas gerados estão representados nas figuras (38), (39), (40) e (41) para todos os pórticos de contraventamento.

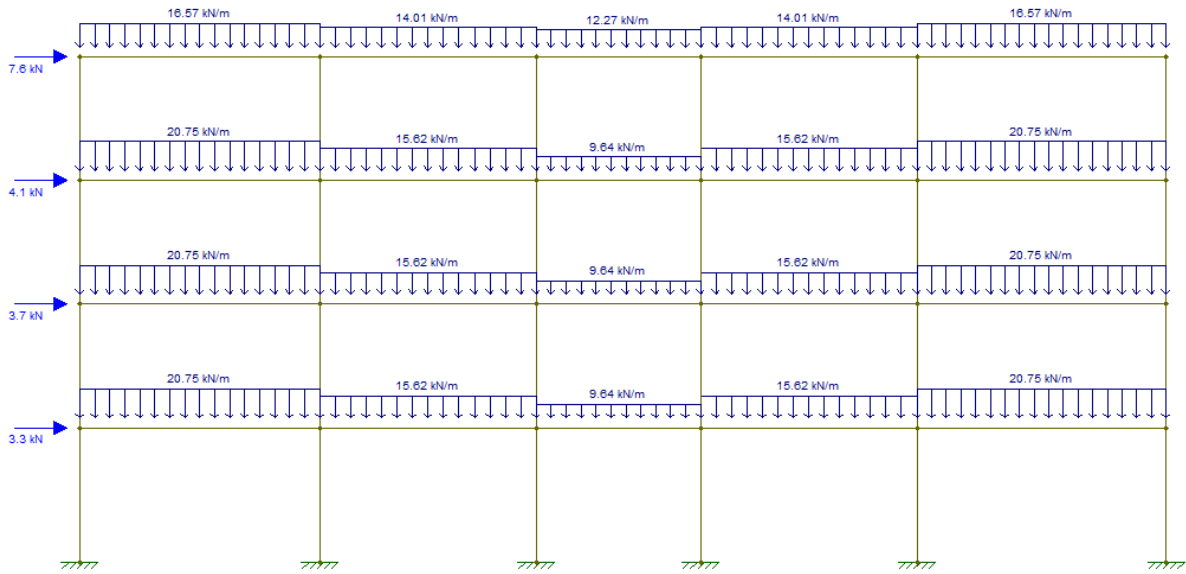


Figura 38 Pórtico 1 carregado, vigas V1 e V4.
(Fonte: Autoria Própria)

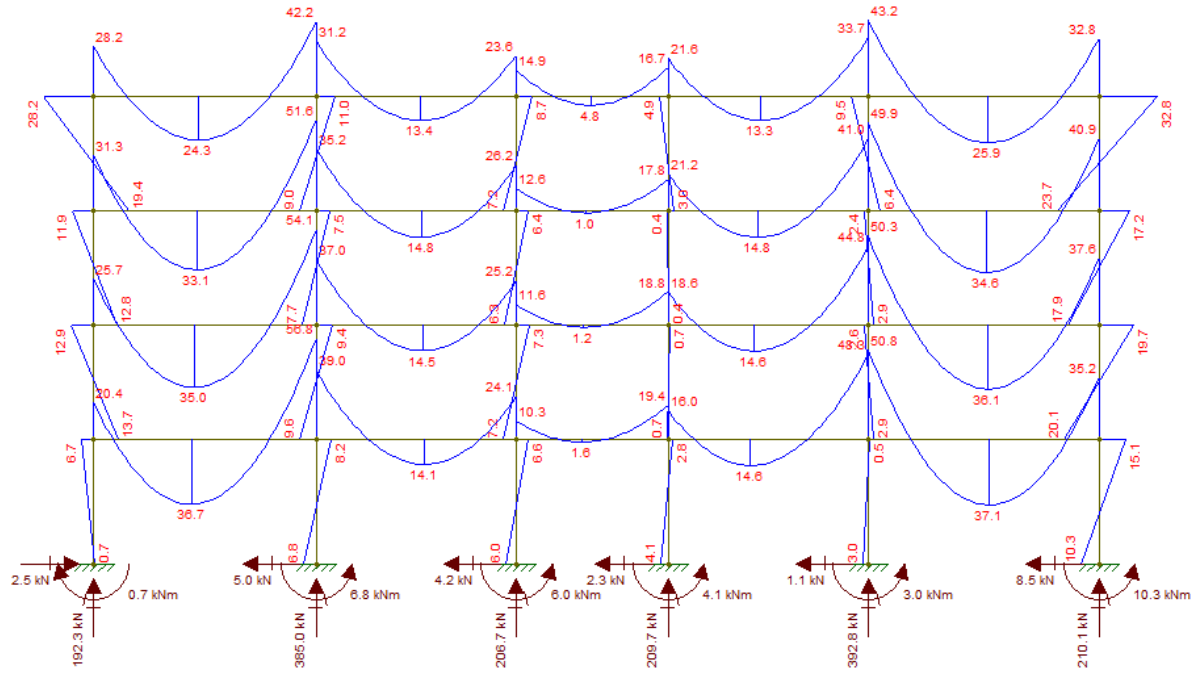


Figura 39 Diagrama de momento do pórtico 1, vigas V1 e V4.
(Fonte: Autoria Própria)

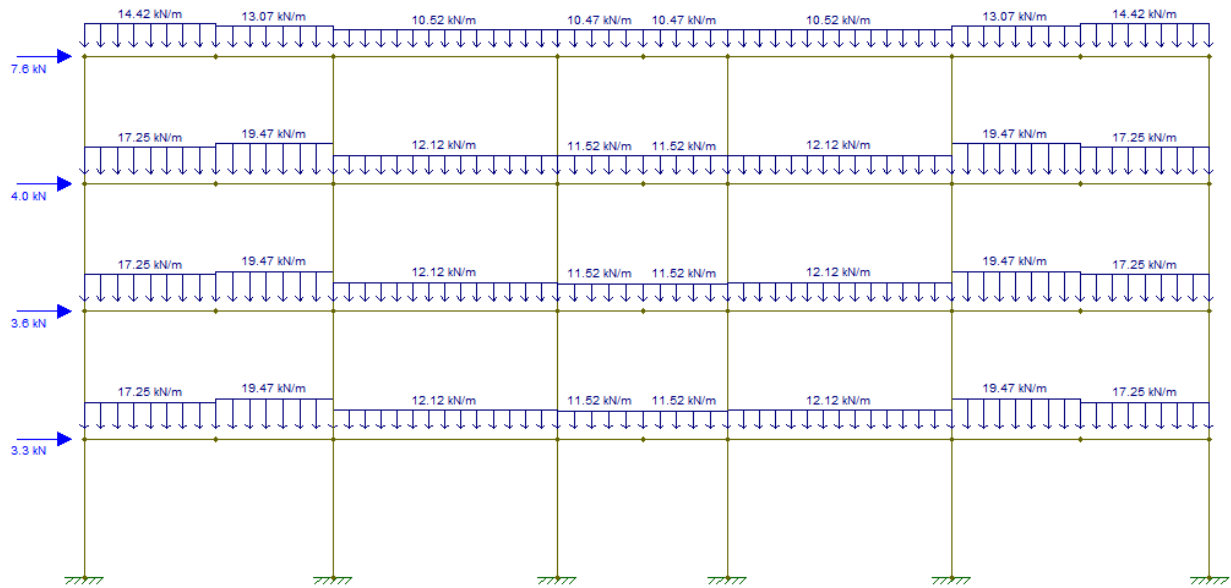


Figura 40 Pórtico 2 carregado, vigas V2 e V3.
(Fonte: Autoria Própria)

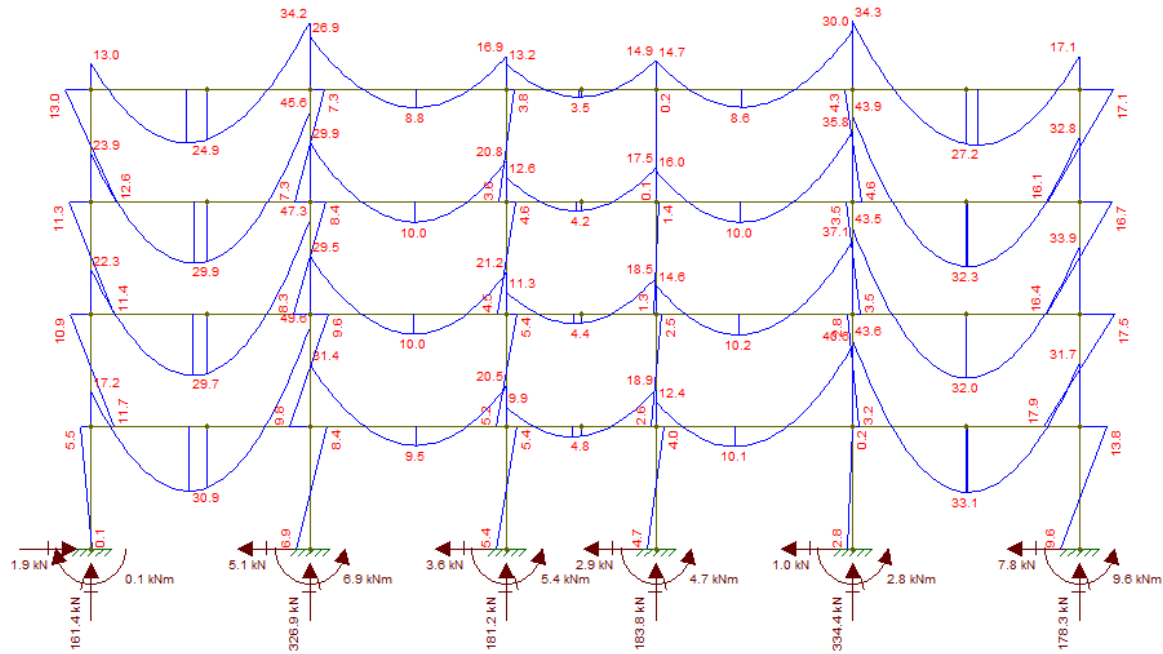


Figura 41 Diagrama de momento do pórtico 2, vigas V2 e V3.
(Fonte: Autoria Própria)

Para os demais pórticos foram considerados a carga de vento na direção y , o qual os valores estão representados na tabela 34 (ventos na direção y), resultando nos diagramas ilustrados nas figuras (42), (43), (44), (45), (46) e (47).

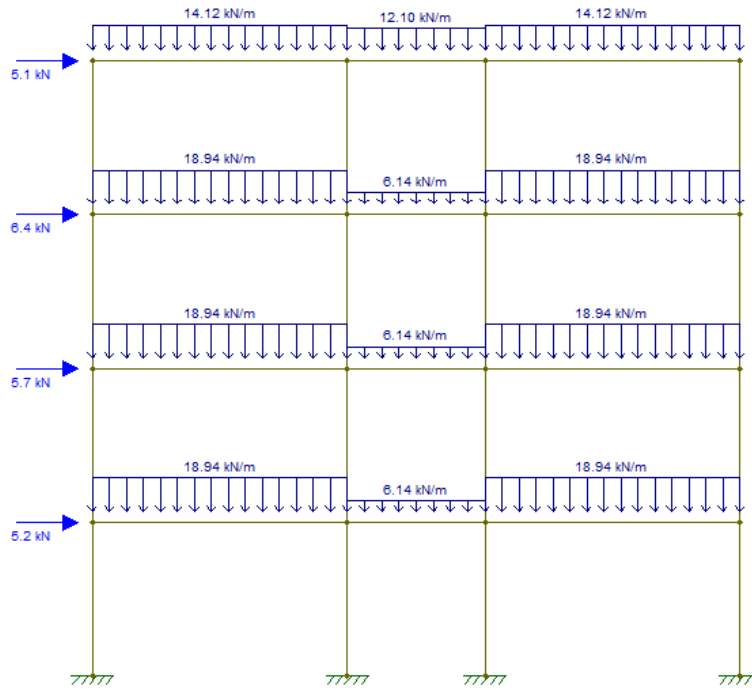


Figura 42 Pórtico 5 carregado, vigas V5 e V10
(Fonte: Autoria Própria)

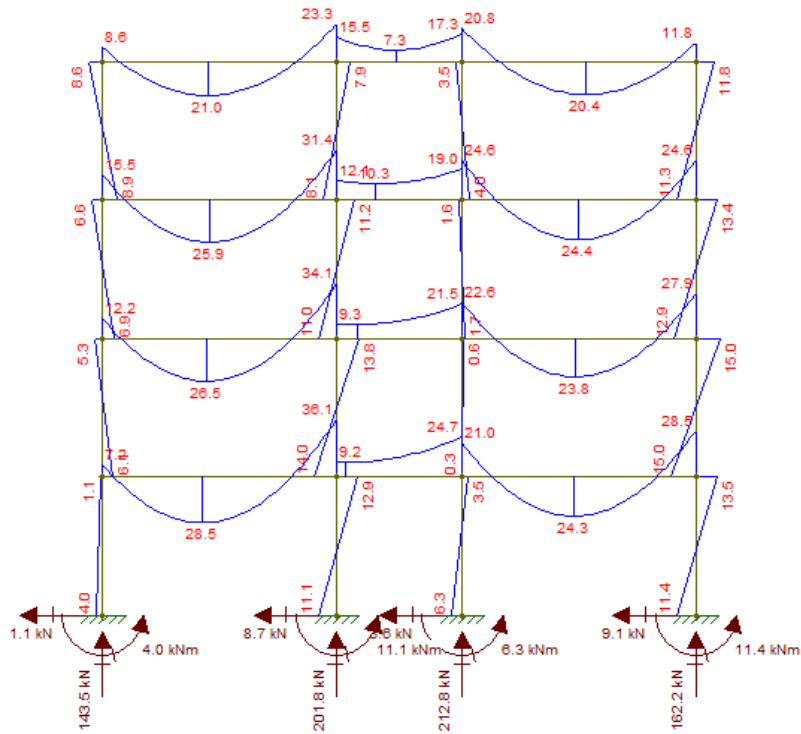


Figura 43 Diagrama de momento do pórtico 5, vigas V5 e V10
(Fonte: Autoria Própria)

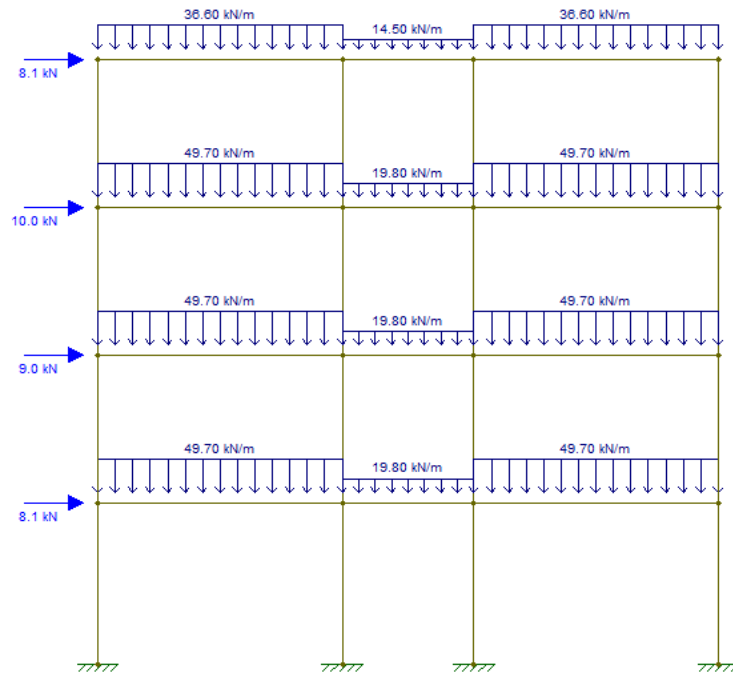


Figura 44 Pórtico 6 carregado, vigas V6 e V9
(Fonte: Autoria Própria)

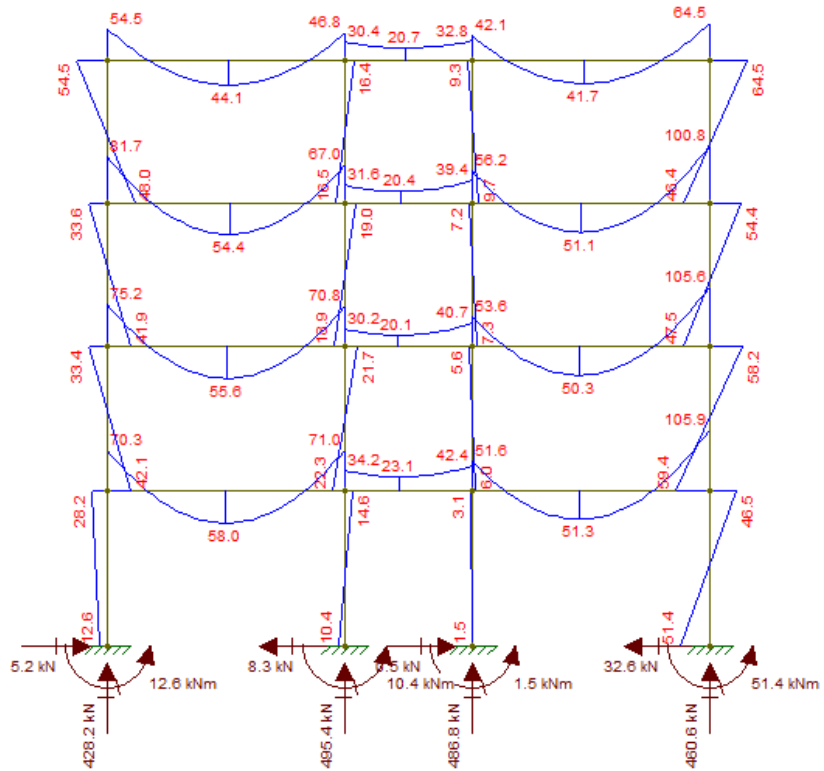


Figura 45 Diagrama de momento do pórtico 6, vigas V6 e V10.
(Fonte: Autoria Própria)

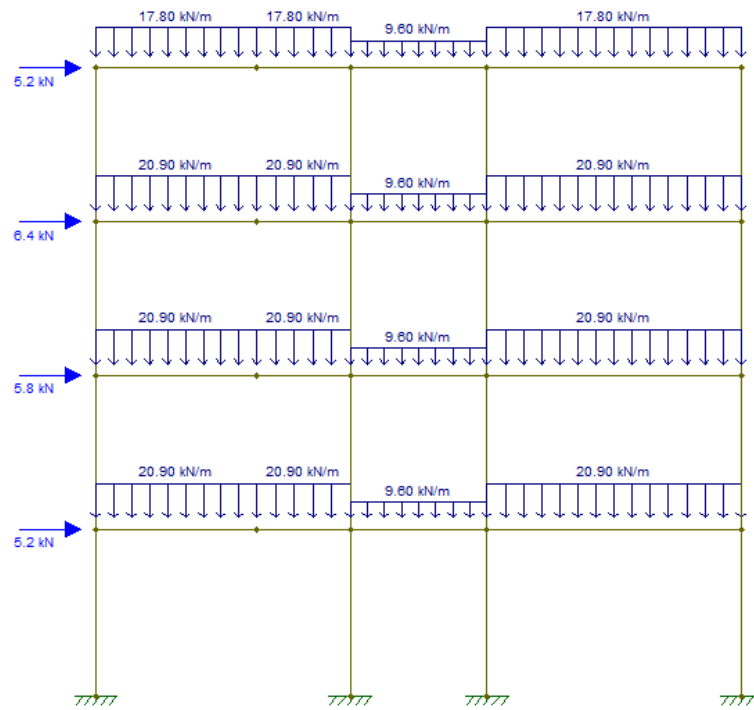


Figura 46 Pórtico 7 carregado, vigas V7 e V8.

(Fonte: Autoria Própria)

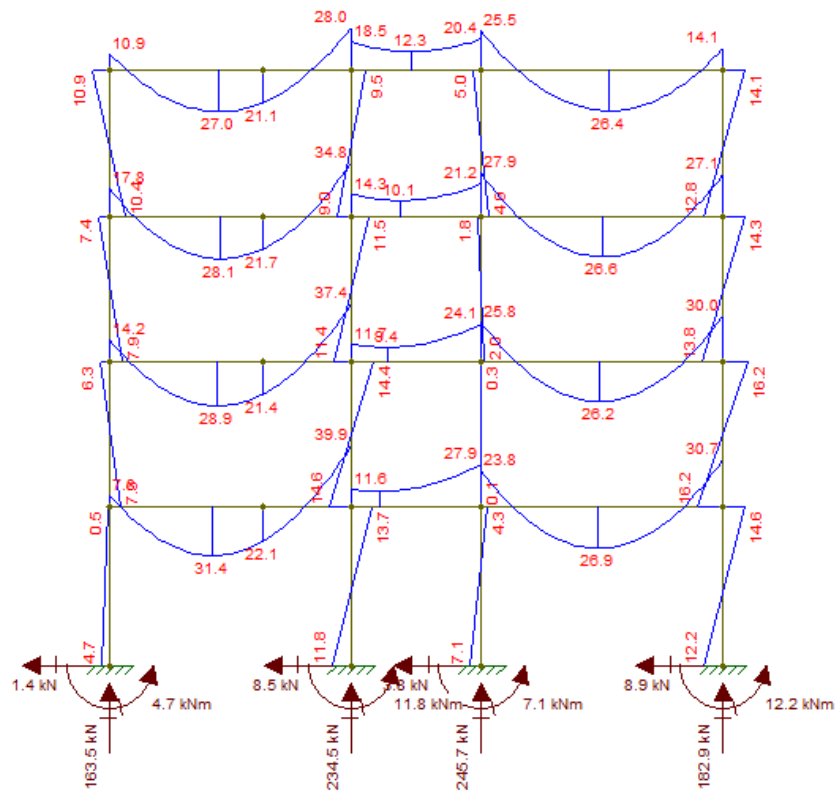


Figura 47 Diagrama de momento do pórtico 7, vigas V7 e V8.

(Fonte: Autoria Própria)

4.2.1 Armadura Longitudinal

Para o cálculo da área de armadura no meio do vão, serão utilizados os momentos máximos em cada trecho. Para os pontos de apoio, a área de aço será calculada a partir da maior solicitação negativa no apoio. A partir desses dados, retirados dos diagramas de momento apresentados e as equação do item 2.9.4.1 foram obtidos os valores da tabela 35, 36, 37, 38 e 39, para o momento máximo no vão e as tabelas 40, 41, 42, 43 e 44, para o momento máximo nos apoios, encontrados APÊNDICE IV.

A partir das equações do item 2.9.6 foram determinados os valores da tabela 14.

Tabela 14 Dados do posicionamento da armadura.

Número máximo de barras por camada	nbmax	5
Distância horizontal mínima entre as barras	ah (m)	0.02
Distância vertical mínima entre as barras	av (m)	0.02
Número máximo de camadas	nc	4

(Fonte: Autoria Própria)

Por fim, determinou-se a armadura necessária de acordo com a área aço encontrada, e estão representadas nas tabelas 45 e 46 do APÊNDICE IV. E a figura 48 ilustra esses resultados para o pórtico de vigas V1.

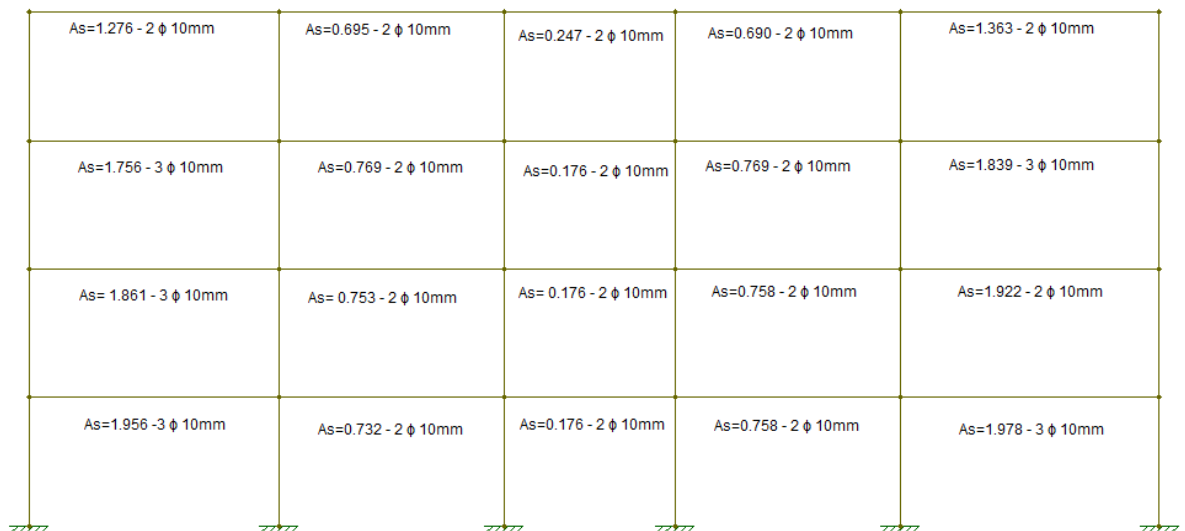


Figura 48 Resultados para o pórtico de vigas V1.

(Fonte: Autoria Própria)

4.2.2 Armadura Transversal

Para o dimensionamento da seção transversal da viga, os estribos, foram utilizados os valores de força cortante máxima nos trechos conforme as figuras (49), (50), (51), (52) e (53).

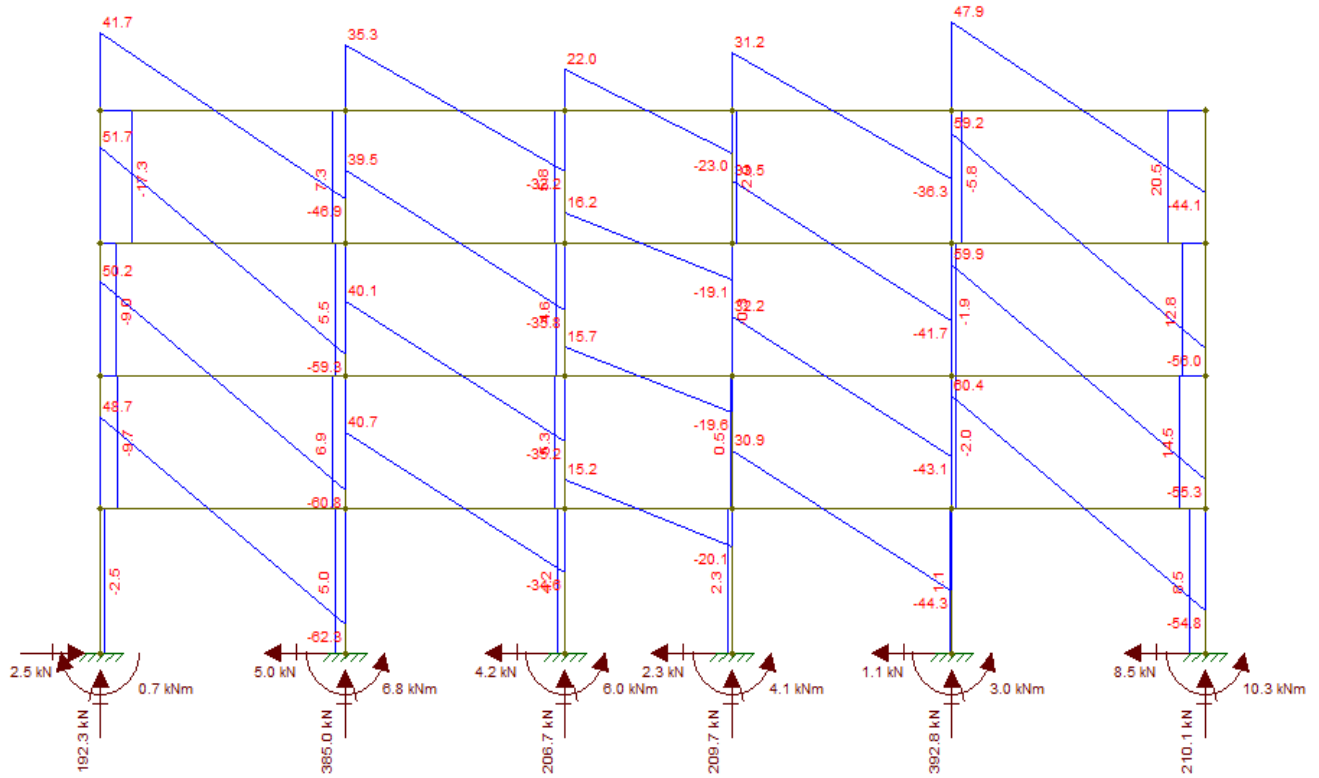


Figura 49 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V1 e V4
(Fonte: Autoria Própria)

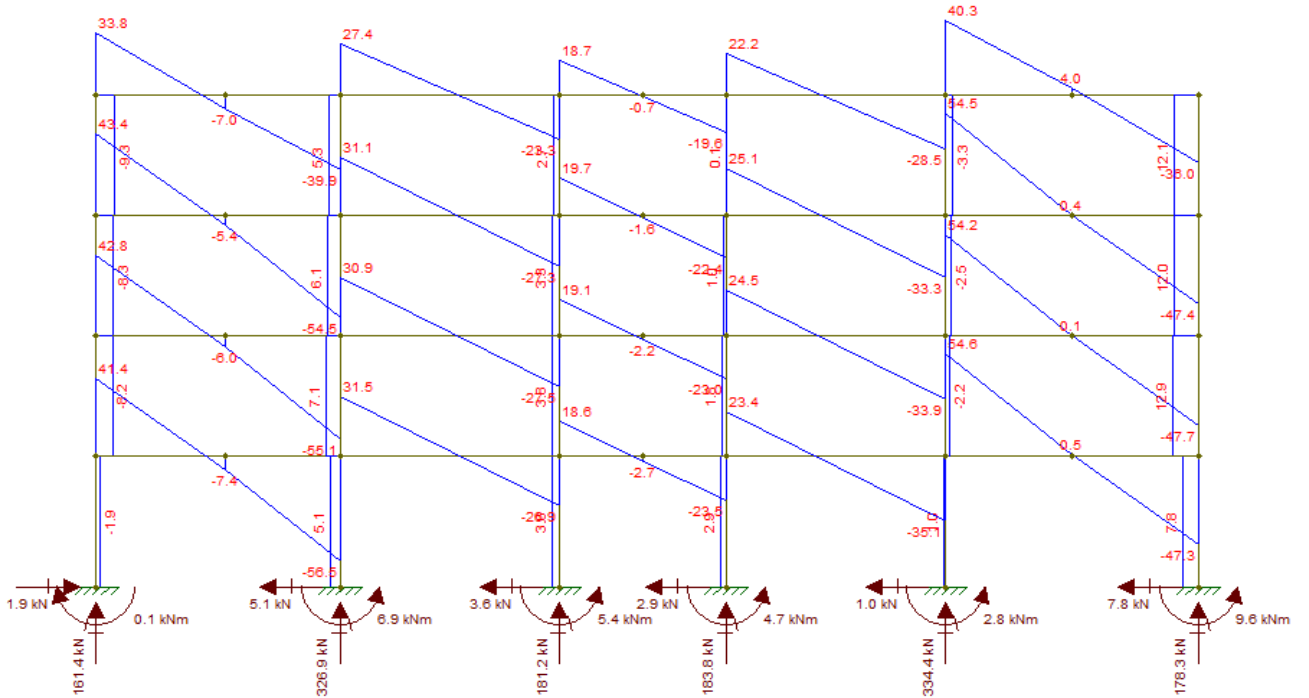


Figura 50 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V2 e V3 (Fonte: Autoria Própria)

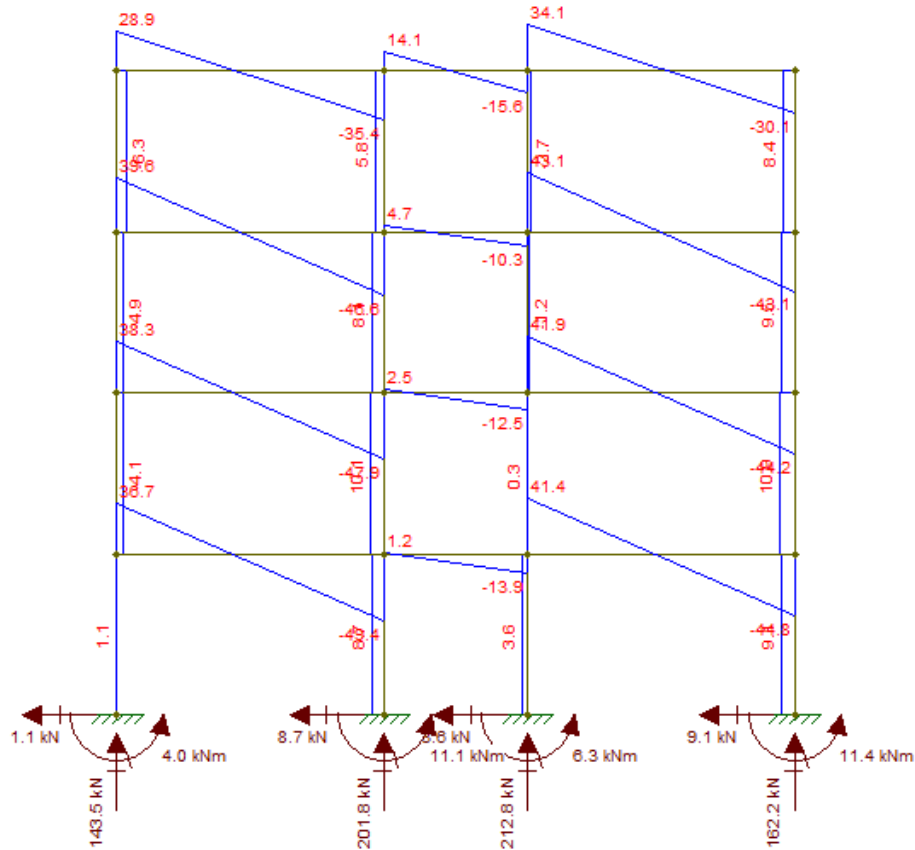


Figura 51 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V5 e V10 (Fonte: Autoria Própria)

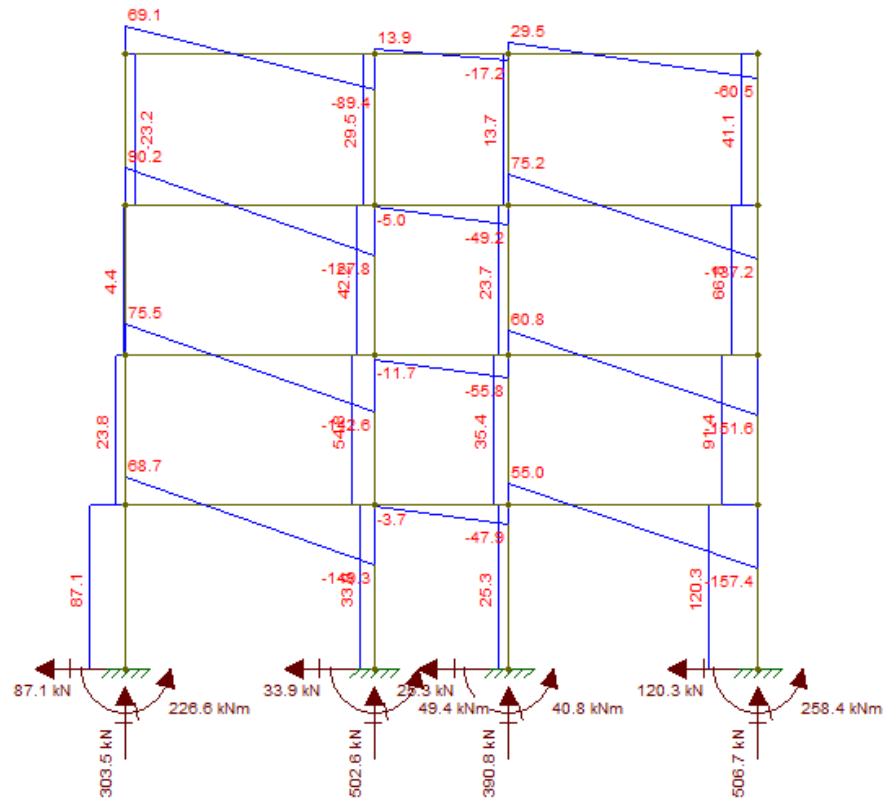


Figura 52 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V6 e V9
(Fonte: Autoria Própria)

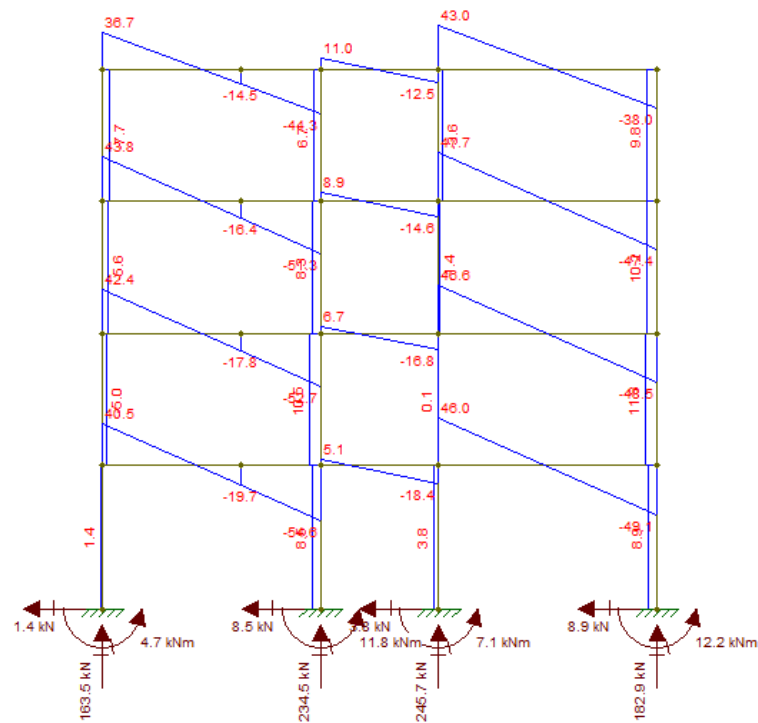


Figura 53 Diagrama de esforço cortante do pórtico 1, referente às vigas V7 e V8
(Fonte: Autoria Própria)

A partir desses valores, foram determinados, utilizando as fórmulas do item 2.9.4.2, os valores de área de armadura encontrados estão ilustrados nas tabela 47 do APÊNDICE IV, de acordo com os dados da tabela 15.

Tabela 15 Dados para o dimensionamento da Armadura transversal (estribos)

Tensão de cálculo de escoamento do aço	f_{yd} (MPa)	434.783
Resistência de cálculo do concreto à compressão	f_{cd} (MPa)	21.429
Resistência média do concreto a tração	f_{ctm} (MPa)	2.896
Resistência característica do concreto à tração	f_{ctk} (MPa)	2.028
Resistência de cálculo do concreto à tração	f_{ctd} (MPa)	1.448
Força cortante de cálculo máxima	V_{Rd2} (kN)	473.503
	V_0 (kN)	80.811

4.3 CÁLCULO DE PILARES

Para o cálculo da armação dos pilares foi considerado uma armação composta por seis barras de aço distribuídas segundo a figura 54.

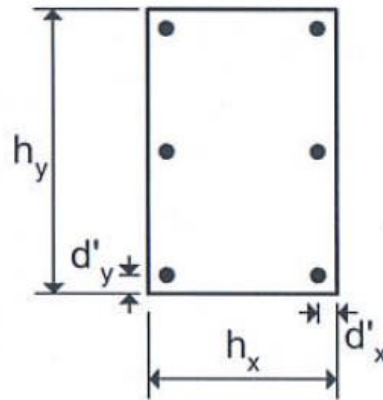


Figura 54 Distribuição de aço para pilares com duas camadas
(MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.3, p. 312)

Para isso, foram utilizadas as fórmulas do item 2.10.3 e os dados encontrados nos diagramas de força normal, representados nas figuras 55, 56, 57, 58 e 59.

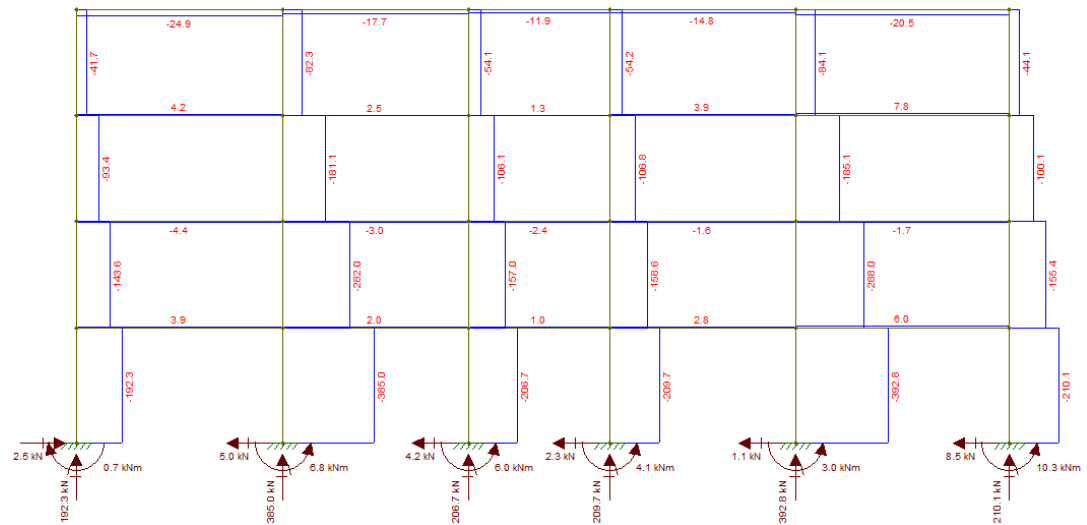


Figura 55 Diagrama de força normal para os pilares (P1, P2 ,P3,P4, P5 e P6) e (P19, P20, P21,P22, P23 e P24) na direção x.
(Fonte: Autoria Própria)

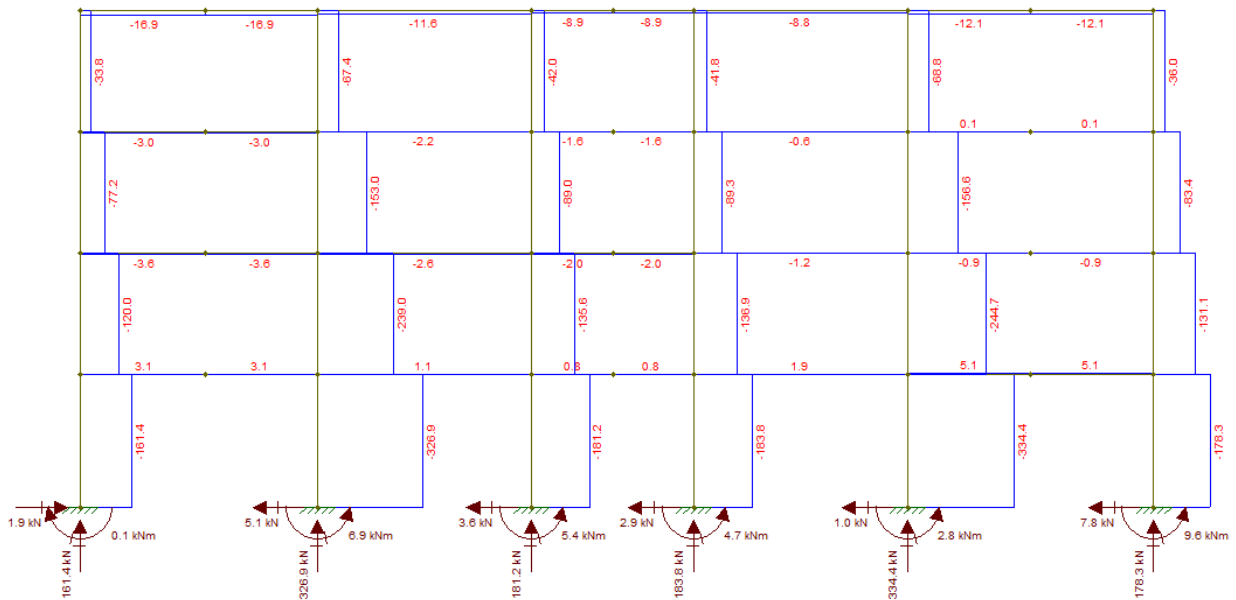


Figura 56 Diagrama de força normal para os pilares (P7, P8, P9,P10, P11 e P12) e e (P13, P14, P15,P16, P17 e P18) na direção x.
(Fonte: Autoria Própria)

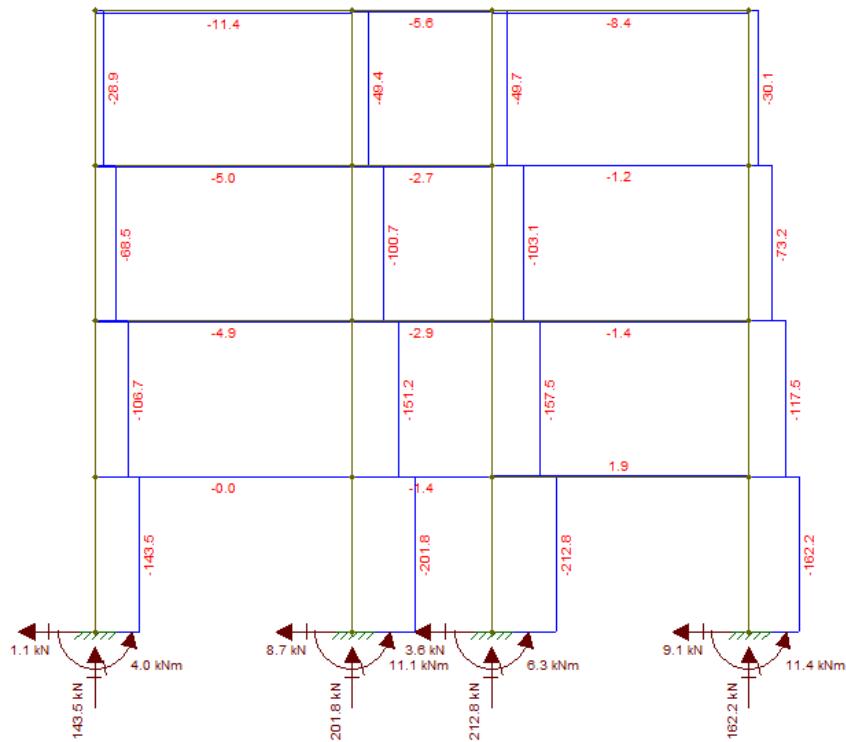


Figura 57 Diagrama de força normal para os pilares (P1, P7, P13 e P19) e (P6, P12, P18 e P24) na direção y.
(Fonte: Autoria Própria)

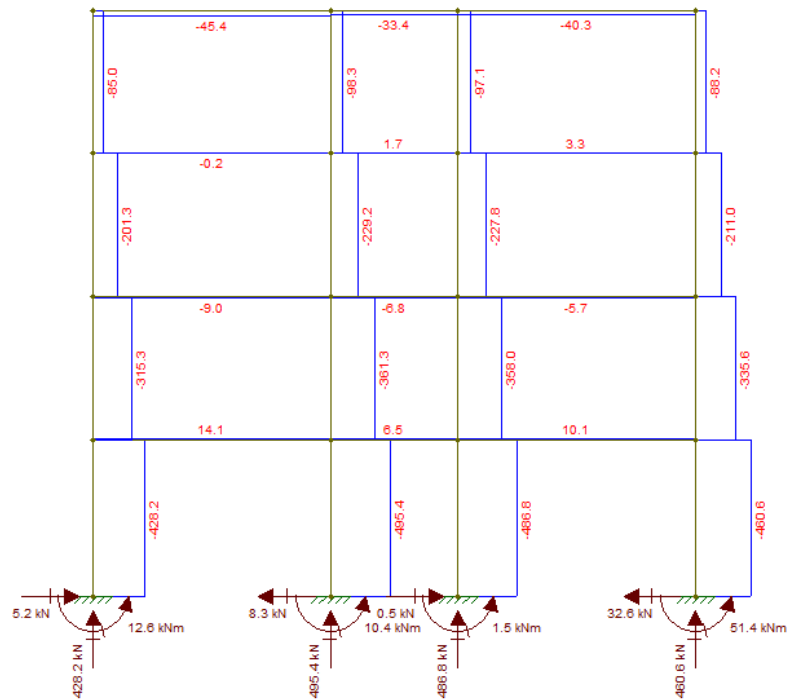


Figura 58 Diagrama de força normal para os pilares (P2, P8, P14 e P20) e (P5, P11, P17 e P23) na direção y.
(Fonte: Autoria Própria)

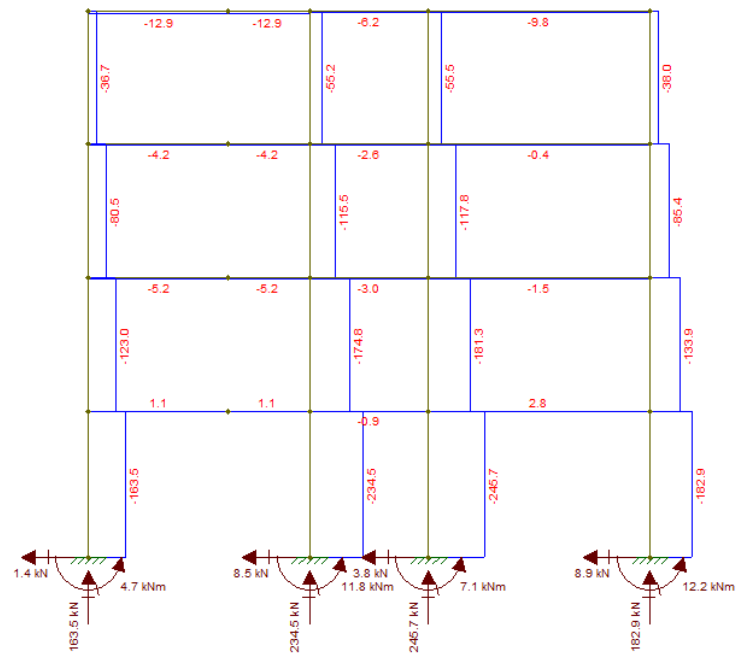


Figura 59 Diagrama de força normal para os pilares (P3, P9, P15 e P21) e (P4, P10, P16 e P22) na direção y.
(Fonte: Autoria Própria)

E os valores de momento estão representados nas figuras 39, 41, 43, 45 e 47. Onde os valores de cálculo estão representadas nas tabelas 48 e 49 no APÊNDICE V. E a figura 60 ilustra os valores encontrados para o pórtico 1.

6 ϕ 12.5 mm	6 ϕ 12.5 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 12.5 mm	6 ϕ 12.5 mm
6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm
6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm
6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm	6 ϕ 10 mm

Figura 60 Resultados dos pilares do pórtico 1.
(Fonte: Autoria Própria)

4.3.1 Considerações de cálculo:

- a) Para o dimensionamento dos pilares foi considerado que o vento está na direção x e y ao mesmo tempo, mesmo isso não representando a realidade, pois o vento ocorre em uma direção por vez.
- b) Como para a execução de um edifício as suas componentes devem ser simétricas, foram considerados os mesmos valores de cálculo para (P1, P2 e P3) e (P4, P5 e P6), e foi feita a mesma consideração para (P7, P8 e P9) e (P10, P11 e P12).
- c) Os pórticos 1(P1, P2 ,P3,P4, P5 e P6) e 2 (P7, P8, P9,P10, P11 e P12) são simétricos aos pórticos 3 (P13, P14, P15,P16, P17 e P18)e 4(P19, P20, P21,P22, P23 e P24), respectivamente.
- d) Não foi considerada nesse dimensionamento a carga vinda do reservatório.

5 EDIFÍCIO NO TQS

5.1 LAJES

A tabela 16 mostra o resumo dos dados fornecidos pelo TQS para o pavimento Tipo, com informações da área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, para as L1, L2, L5, L6, L7, L10 e L11. As lajes L4, L3, L9, L8, L13 e L12, respectivamente possuem o mesmo detalhamento.

Tabela 16 área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, TIPO

Laje L1					Laje L2					Laje L5				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As (cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	2.94	45	6.3	10	X	1.91	30	6.3	15	X	1.8	12	6.3	15
Y	2.73	31	8	17.5	Y	1.8	29	6.3	15	Y	1.8	17	6.3	15
Apoio 1	0	0	12.5	20	Apoio 1	0		6.3	20	Apoio 1	1.8		6.3	15
Apoio 2	5.55	0	6.3	20	Apoio 2	0		6.3	20	Apoio 2	1.8		6.3	15
Apoio 3	0	0	6.3	20	Apoio 3	0		6.3	20	Apoio 3	1.8		6.3	15
Apoio 4	0	0	6.3	20	Apoio 4	5.55		12.5	20	Apoio 4	0		6.3	20

Laje L6					Laje L7					Laje L10				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	1.8	12	6.3	15	X	1.8	12	6.3	15	X	2.88	26	8	17.5
Y	1.8	29	6.3	15	Y	1.8	24	6.3	15	Y	2.73	31	8	17.5
Apoio 1	1.8		6.3	15	Apoio 1	0		6.3	20	Apoio 1	0		6.3	20
Apoio 2	0		6.3	20	Apoio 2	1.8		6.3	15	Apoio 2	5.55		12.5	20
Apoio 3	1.8		6.3	15	Apoio 3	0		6.3	20	Apoio 3	0		6.3	20
Apoio 4	0		6.3	20	Apoio 4	1.8		6.3	15	Apoio 4	0		6.3	20

Laje L11				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	1.95	30	6.3	15
Y	1.8	29	6.3	15
Apoio 1	0		6.3	20
Apoio 2	0		6.3	20
Apoio 3	0		6.3	20
Apoio 4	5.55		12.5	20

A tabela 17 mostra o resumo dos dados fornecidos pelo TQS para a cobertura, com informações da área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, para as L1, L2, L5, L6, L7, L10 e L11. As lajes L4, L3, L9, L8, L13 e L12, respectivamente possuem o mesmo detalhamento.

Tabela 17 área de aço por metro, número de ferros, bitola e espaçamento, Cobertura

Laje L1					Laje L2					Laje L5				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	1.8	30	6.3	15	X	1.8	30	6.3	15	X	1.8	12	6.3	15
Y	2.02	36	6.3	15	Y	1.8	29	6.3	15	Y	1.8	17	6.3	15
Apoio 1	3.06		6.3	10	Apoio 1	1.81		6.3	15	Apoio 1	3.03		6.3	10
Apoio 2	3.02		6.3	10	Apoio 2	2.1		6.3	12.5	Apoio 2	1.8		6.3	15
Apoio 3	0		6.3	20	Apoio 3	0		6.3	20	Apoio 3	3.06		6.3	10
Apoio 4	0		6.3	20	Apoio 4	3.02		6.3	10	Apoio 4	1.8		6.3	15

Laje L6					Laje L7					Laje L10				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)		As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	1.8	12	6.3	15	X	1.8	12	6.3	15	X	1.8	30	6.3	15
Y	1.8	29	6.3	15	Y	1.8	24	6.3	15	Y	2	36	6.3	15
Apoio 1	1.8		6.3	15	Apoio 1	1.8		6.3	15	Apoio 1	0		6.3	20
Apoio 2	1.8		6.3	15	Apoio 2	1.8		6.3	15	Apoio 2	2.97		6.3	10
Apoio 3	1.81		6.3	15	Apoio 3	1.8		6.3	15	Apoio 3	3.03		6.3	10
Apoio 4	1.8		6.3	15	Apoio 4	1.8		6.3	15	Apoio 4	0		6.3	20

Laje L11				
	As(cm ²)	Número de ferros	Bitola (mm)	Espaçamento (cm)
X	1.8	30	6.3	15
Y	1.8	29	6.3	15
Apoio 1	0		6.3	20
Apoio 2	2.31		6.3	12.5
Apoio 3	1.8		6.3	15
Apoio 4	2.97		6.3	10

5.2 VIGAS

A tabela 18 apresenta os valores de detalhamento para as vigas V1, V2, V3 e V4 para o pavimento tipo.

Tabela 18 Detalhamento vigas V1, V2, V3 e V4 pavimento Tipo

Vão	Esquerda			meio do vão			Direita			
	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	
V1	1	1.67	3	10	2.21	3	10	3.42	3	12.5
	2	2.37	2	12.5	2	3	10	2.37	3	10
	3	1.5	2	10	1.5	2	10	1.5	2	10
	4	2.37	3	10	2	3	10	2.37	2	12.5
	5	3.41	3	12.5	2.21	3	10	1.67	3	10
V2	1	2.04	3	10	2.51	2	12.5	3.69	3	12.5
	2	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	3	2.17	2	12.5	1.9	3	10	2.17	2	12.5
	4	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.34	3	12.5
	5	3.73	3	12.5	2.55	4	10	2.04	3	10
V3	1	2.04	3	10	2.51	2	12.5	3.72	3	12.5
	2	3.34	3	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	3	2.17	2	12.5	1.9	3	10	2.17	2	12.5
	4	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.4	3	12.5
	5	3.79	3	12.5	2.56	4	10	2.04	3	10
V4	1	1.67	3	10	2.21	3	10	3.44	3	12.5
	2	2.37	2	12.5	2	3	10	2.37	3	10
	3	1.5	2	10	1.5	2	10	1.5	2	10
	4	2.37	3	10	2	3	10	2.37	2	12.5
	5	3.46	3	12.5	2.21	3	10	1.67	3	10

(Fonte: Autoria Própria)

A tabela 19 apresenta os valores de detalhamento para as vigas V1, V2, V3 e V4 para a cobertura.

Tabela 19 Detalhamento vigas V1, V2, V3 e V4 pavimento cobertura.

Vão	Esquerda			meio do vão			Direita			
	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	
V1	1	1.67	3	10	2.21	3	10	2.79	4	10
	2	2.37	3	10	2	3	10	2.37	3	10
	3	2.17	3	10	1.9	3	10	2.17	3	10
	4	2.37	3	10	2	3	10	2.37	3	10
	5	2.79	4	10	2.21	3	10	1.67	3	10

Vão	Esquerda			meio do vão			Direita			
	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	As (cm)	Número de barras	Bitola (mm)	
V 2	1	2.04	3	10	3.01	4	10	4.25	4	12.5
	2	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	3	2.96	2	12.5	2.3	3	10	2.96	3	12.5
	4	3.31	4	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	5	4.25	4	12.5	3.01	4	10	2.04	3	10
V 3	1	2.04	3	10	3.01	4	10	4.25	4	12.5
	2	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	3	2.96	3	12.5	2.3	3	10	2.96	3	12.5
	4	3.31	3	12.5	2.48	2	12.5	3.31	3	12.5
	5	4.25	4	12.5	3.01	4	10	2.04	3	10
V 4	1	1.67	3	10	2.21	3	10	2.79	4	10
	2	2.37	3	10	2	3	10	2.37	3	10
	3	2.17	3	10	1.9	3	10	2.17	3	10
	4	2.37	3	10	2	3	10	2.37	3	10
	5	2.79	4	10	2.21	3	10	1.67	3	10

(Fonte: Autoria Própria)

5.3 PILARES

A tabela 20 ilustra o detalhamento dado pelo *Software* TQS para todos os pilares da edificação.

Tabela 20 Detalhamento dos pilares no TQS

	As (cm ²)	Número de barras	Bitola (mm)
Cobertura	4.7	6	10
Tipo 3	4.7	6	10
Tipo 2	4.7	6	10
Tipo 1	4.7	6	10

(Fonte: Autoria Própria)

O pórtico espacial criado pelo TQS está ilustrado na figura 61.

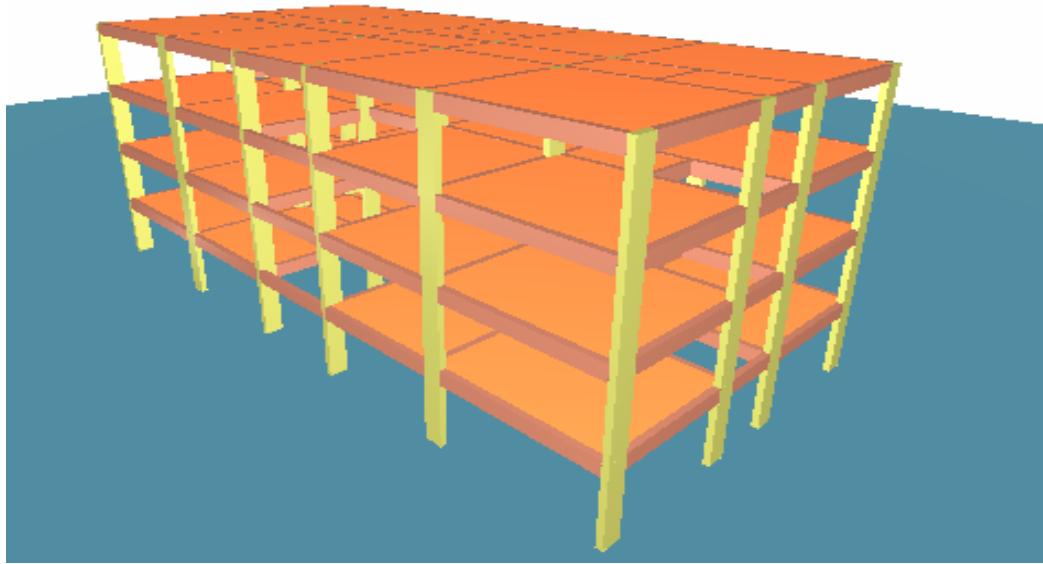


Figura 61 Projeto 3D
(Fonte: Autoria Própria)

6 TQS X MÉTODO MANUAL

Quando comparados os valores encontrados no TQS aos calculados pelo Método simplificado, vê-se que os valores se diferem em alguns pontos. Porém, na maioria dos casos foram encontrados valores iguais ou bem próximos. Neste capítulo, serão tomados como exemplo de comparação alguns pontos dos três elementos estruturais analisado (lajes, vigas e pilares).

A tabelas 21 ilustra os resultados obtidos no TQS e pelo método manual das lajes L1 e L2.

Tabela 21 Comparação do TQS x método manual para lajes

	Lajes			
	L1 (Tipo)		L2 (Tipo)	
	x	y	x	y
TQS	30 ϕ 6.3mm c. 15	36 ϕ 6.3mm c.15	30 ϕ 6.3mm c. 15	29 ϕ 6.3mm c. 15
manual	54 ϕ 6.3mm c.9	40 ϕ 6.3mm c.14	38 ϕ 6.3mm c.12	26 ϕ 6.3mm c.18

(Fonte: Autoria própria)

E observa-se que para os diferentes métodos foram determinados espaçamentos diferentes para a armadura, por isso o número de barras de aço se diferem na tabela. Para comparar os valores encontrados nas vigas, adotou-se como exemplo as vigas V1 e V2 do pavimento tipo e os resultados estão ilustrados na tabela 22.

Tabela 22 Comparação do TQS x método manual para vigas

V1(Tipo)	TQS	Trecho 1	3 ϕ 10mm
	manual		3 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 2	3 ϕ 10mm
	manual		2 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 3	2 ϕ 10mm
	manual		2 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 4	3 ϕ 10mm
	manual		2 ϕ 10mm
TQS	Trecho 5	3 ϕ 10mm	
manual		3 ϕ 10mm	
V2(Tipo)	TQS	Trecho 1	2 ϕ 12.5mm
	manual		2 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 2	2 ϕ 12.5mm
	manual		4 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 3	3 ϕ 10mm
	manual		2 ϕ 10mm

V2(Tipo)	TQS	Trecho 4	2 ϕ 12.5mm
	manual		2 ϕ 10mm
	TQS	Trecho 5	4 ϕ 10mm
	manual		4 ϕ 10mm

(Fonte: Autoria própria)

Para as vigas, em alguns trechos foram encontrados valores idênticos nos dois métodos, em outros a armação para o método manual foi menor.

Para a comparação dos valores dos pilares, foi tomado como exemplo os pilares P1 e P2, ilustrado na tabela 23.

Tabela 23 Comparação do TQS x método manual para pilares.

P1	TQS	Trecho 1	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 2	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 3	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 4	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 12.5 mm
P2	TQS	Trecho 1	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 2	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 3	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 10 mm
	TQS	Trecho 4	6 ϕ 10 mm
	manual		6 ϕ 12.5 mm

(Fonte: Autoria própria)

Observa-se, para os pilares, que a maioria dos trechos nos dois métodos são iguais, com exceção de poucos trechos que no cálculo manual foi encontrado uma bitola de 12,5 mm enquanto no TQS a bitola encontrada foi de 10 mm.

Uma explicação possível para esse fato é que o TQS realiza os cálculos considerando um pórtico espacial, enquanto os cálculos manuais foram feitos através de pórticos planos, e considerando que se trata de um cálculo manual a diferença encontrada foi pequena.

7 CONCLUSÃO

Para este trabalho foi realizado o dimensionamento manual de uma edificação de múltiplos pavimentos, composto por lajes, vigas e pilares, através das orientações encontradas nas normas brasileiras destinadas a execução de edificações. Para fins comparativos, foi realizado o dimensionamento no *Software* TQS.

O cálculo manual foi realizado com o auxílio de planilhas e rotinas de cálculo, que podem ser utilizadas futuramente por estudantes de engenharia. E, com a finalidade de simplificar os cálculos, foram desconsideradas as análises de estado limite de serviço.

Os valores encontrados nos dois dimensionamentos foram iguais na maioria dos trechos nos três elementos estudados (vigas, pilares e lajes). Porém, em alguns pontos pode-se observar pequenas diferenças nos valores calculados, principalmente nas lajes, o que pode ser explicado pela utilização de diferentes modelos de cálculo.

Porém, não significa que um método seja superior ao outro, e sim que o TQS é uma ferramenta que torna mais dinâmico o processo de dimensionamento. Além disso, permite o cálculo de estruturas de geometria irregular.

Por outro lado, a realização do trabalho de forma manual proporcionou uma maior percepção quanto ao cálculo estrutural, devido a grande quantidade de detalhes a serem considerados durante o procedimento de cálculos, que se inicia na determinação da localização do empreendimento, passando por todas as etapas do dimensionamento. Auxiliando assim, o desenvolvimento de uma melhor concepção estrutural para projetos futuros, o qual pode evitar erros e problemas de dimensionamento.

BIBLIOGRAFIA

Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 6118:2014. Projeto de Estruturas de Concreto.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 6120:1980. Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 6123:1988. Forças devidas ao vento em Edificações.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT, NBR 8681:2003. Ações e Segurança nas Estruturas.

CARVALHO, ROBERTO. 2009. CÁLCULO E DETALHAMENTO DE ESTRUTURAS USUAIS DE CONCRETO ARMADO. SÃO PAULO : PINI, 2009.

KIMURA, ALIO. 2007. INFORMATICA APLICADA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO. São Paulo : PINI, 2007.

LEET, KENNETH. 2009. FUNDAMENTOS DA ANÁLISE ESTRUTURAL. SÃO PAULO : McGraw-Hill Interamericana do Brasil Ltda, 2009.

MARTHA, LUIZ FERNANDO. MÉTODOS BÁSICOS DA ANÁLISE DE ESTRUTURAS. RIO DE JANEIRO : s.n.

MILTON ARAÚJO, JOSÉ. 2010. CURSO DE CONCRETO ARMADO, VOL 1. RIO GRANDE -RS : DUNAS, 2010.

— . 2010. CURSO DE CONCRETO ARMADO, VOL 2. RIO GRANDE-RS : DUNAS, 2010.

— . 2010. CURSO DE CONCRETO ARMADO, VOL 3. RIO GRANDE - RS : DUNAS, 2010.

— . 2014. PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO. RIO GRANDE : DUNAS, 2014.

MUSSO JUNIOR, FERNANDO. 2009. APOSTILA DE CONCRETO ARMADO. 2009.

APÊNDICE I

Repartição de Forças de Vento para os Elementos de Contraventamento - Sistemas Hiperestáticos.

Entradas Pórtico 1 :

$F_H := 100$	kN	Força no topo da Estrutura.
$u_1 := 0.0180$	m	Deslocamento do pórtico.
$L_1 := 14$	m	Altura do pórtico
$x_1 := 12.1$	m	Distância no eixo x
$y_1 := 11.4$	m	Distância no eixo y
$\alpha_1 := 0$		Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x
$f_{ck} := 30$	kN	Resistência à compressão do concreto
$\alpha_E := 1$		

Cálculos:

$$\alpha_1 := 0.8 + 0.2 \frac{f_{ck}}{80} = 0.875 \quad \text{kN}$$

$$E_{ci} := \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 3.067 \times 10^4 \quad \text{kN} \quad \text{módulo de elasticidade}$$

$$EI_{eq1} := \frac{F_H \cdot L_1^3}{3 \cdot u_1} = 5.059 \times 10^6 \quad \text{kN}$$

$$k_1 := \frac{3 \cdot EI_{eq1}}{L_1^3} = 5.531 \times 10^3 \quad \text{kN/m} \quad \text{Rigidez do Pórtico}$$

$$N_1 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_1 \\ 0 & 1 & x_1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -11.45 \\ 0 & 1 & 12.1 \end{pmatrix}$$

$$R_1 := (\cos(\alpha_1) \quad \sin(\alpha_1)) = (1 \quad 0)$$

$$Z_1 := R_1 \cdot N_1 = (1 \quad 0 \quad -11.45)$$

$$K_1 := Z_1^T \cdot k_1 \cdot Z_1 = \begin{pmatrix} 5.531 \times 10^3 & 0 & -6.333 \times 10^4 \\ 0 & 0 & 0 \\ -6.333 \times 10^4 & 0 & 7.251 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 2 :

$$u_2 := 0.0180$$

$$L_2 := 14$$

$$x_2 := 12.1$$

$$y_2 := 7$$

$$\alpha_2 := 0$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq2} := \frac{F_H \cdot L_2^3}{3 \cdot u_2} = 5.059 \times 10^6$$

$$k_2 := \frac{3 \cdot EI_{eq2}}{L_2^3} = 5.531 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_2 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_2 \\ 0 & 1 & x_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -7 \\ 0 & 1 & 12.1 \end{pmatrix}$$

$$R_2 := (\cos(\alpha_2) \quad \sin(\alpha_2)) = (1 \quad 0)$$

$$Z_2 := R_2 \cdot N_2 = (1 \quad 0 \quad -7)$$

$$K_2 := Z_2^T \cdot k_2 \cdot Z_2 = \begin{pmatrix} 5.531 \times 10^3 & 0 & -3.872 \times 10^4 \\ 0 & 0 & 0 \\ -3.872 \times 10^4 & 0 & 2.71 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 3 :

$$u_3 := 0.0180$$

$$L_3 := 14$$

$$x_3 := 12.1$$

$$y_3 := 4.5$$

$$\alpha_3 := 0$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq3} := \frac{F_H \cdot L_3^3}{3 \cdot u_3} = 5.059 \times 10^6$$

$$k_3 := \frac{3 \cdot EI_{eq3}}{L_3^3} = 5.531 \times 10^3$$

$$N_3 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_3 \\ 0 & 1 & x_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -4.55 \\ 0 & 1 & 12.1 \end{pmatrix}$$

$$R_3 := (\cos(\alpha_3) \quad \sin(\alpha_3)) = (1 \quad 0)$$

$$Z_3 := R_3 \cdot N_3 = (1 \quad 0 \quad -4.55)$$

$$K_3 := Z_3^T \cdot k_3 \cdot Z_3 = \begin{pmatrix} 5.531 \times 10^3 & 0 & -2.517 \times 10^4 \\ 0 & 0 & 0 \\ -2.517 \times 10^4 & 0 & 1.145 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Rigidez do Pórtico

Entradas Pórtico 4 :

$$u_4 := 0.0180$$

$$L_4 := 14$$

$$x_4 := 12.1$$

$$y_4 := 0.1$$

$$\alpha_4 := 0$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq4} := \frac{F_H \cdot L_4^3}{3 \cdot u_4} = 5.059 \times 10^6$$

$$k_4 := \frac{3 \cdot EI_{eq4}}{L_4^3} = 5.531 \times 10^3$$

$$N_4 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_4 \\ 0 & 1 & x_4 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -0.1 \\ 0 & 1 & 12.1 \end{pmatrix}$$

$$R_4 := (\cos(\alpha_4) \quad \sin(\alpha_4)) = (1 \quad 0)$$

$$Z_4 := R_4 \cdot N_4 = (1 \quad 0 \quad -0.1)$$

Rigidez do Pórtico

$$K_4 := Z_4^T \cdot k_4 \cdot Z_4 = \begin{pmatrix} 5.531 \times 10^3 & 0 & -553.097 \\ 0 & 0 & 0 \\ -553.097 & 0 & 55.31 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 5 :

$$u_5 := 0.0256$$

$$L_5 := 14$$

$$x_5 := 0.1$$

$$y_5 := 5.67$$

$$\alpha_5 := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$El_{eq5} := \frac{F_H \cdot L_5^3}{3 \cdot u_5} = 3.567 \times 10^6$$

$$k_5 := \frac{3 \cdot El_{eq5}}{L_5^3} = 3.9 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_5 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_5 \\ 0 & 1 & x_5 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 0.1 \end{pmatrix}$$

$$R_5 := (\cos(\alpha_5) \quad \sin(\alpha_5)) = (0 \quad 1)$$

$$Z_5 := R_5 \cdot N_5 = (0 \quad 1 \quad 0.1)$$

$$K_5 := Z_5^T \cdot k_5 \cdot Z_5 = \begin{pmatrix} 0 & 2.388 \times 10^{-13} & 2.388 \times 10^{-14} \\ 2.388 \times 10^{-13} & 3.9 \times 10^3 & 390.016 \\ 2.388 \times 10^{-14} & 390.016 & 39.002 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 6 :

$$u_6 := 0.0163$$

$$L_6 := 14$$

$$x_6 := 5.35$$

$$y_6 := 5.67$$

$$\alpha_6 := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq6} := \frac{F_H \cdot L_6^3}{3 \cdot u_6} = 5.605 \times 10^6$$

$$k_6 := \frac{3 \cdot EI_{eq6}}{L_6^3} = 6.127 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_6 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_6 \\ 0 & 1 & x_6 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 5.35 \end{pmatrix}$$

$$R_6 := (\cos(\alpha_6) \quad \sin(\alpha_6)) = (0 \quad 1)$$

$$Z_6 := R_6 \cdot N_6 = (0 \quad 1 \quad 5.35)$$

$$K_6 := Z_6^T \cdot k_6 \cdot Z_6 = \begin{pmatrix} 0 & 3.752 \times 10^{-13} & 2.007 \times 10^{-12} \\ 3.752 \times 10^{-13} & 6.127 \times 10^3 & 3.278 \times 10^4 \\ 2.007 \times 10^{-12} & 3.278 \times 10^4 & 1.754 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 7 :

$$u_7 := 0.0255$$

$$L_7 := 14$$

$$x_7 := 10.1'$$

$$y_7 := 5.67'$$

$$\alpha_7 := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq7} := \frac{F_H \cdot L_7^3}{3 \cdot u_7} = 3.583 \times 10^6$$

$$k_7 := \frac{3 \cdot EI_{eq7}}{L_7^3} = 3.917 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_7 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_7 \\ 0 & 1 & x_7 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 10.17 \end{pmatrix}$$

$$R_7 := (\cos(\alpha_7) \quad \sin(\alpha_7)) = (0 \quad 1)$$

$$Z_7 := R_7 \cdot N_7 = (0 \quad 1 \quad 10.17)$$

$$K_7 := Z_7^T \cdot k_7 \cdot Z_7 = \begin{pmatrix} 0 & 2.398 \times 10^{-13} & 2.439 \times 10^{-12} \\ 2.398 \times 10^{-13} & 3.917 \times 10^3 & 3.984 \times 10^4 \\ 2.439 \times 10^{-12} & 3.984 \times 10^4 & 4.051 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 8:

$$u_8 := 0.0255$$

$$L_8 := 14$$

$$x_8 := 13.7$$

$$y_8 := 5.67$$

$$\alpha_8 := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq8} := \frac{F_H \cdot L_8^3}{3 \cdot u_8} = 3.583 \times 10^6$$

$$k_8 := \frac{3 \cdot EI_{eq8}}{L_8^3} = 3.917 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_8 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_8 \\ 0 & 1 & x_8 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 13.73 \end{pmatrix}$$

$$R_8 := (\cos(\alpha_8) \quad \sin(\alpha_8)) = (0 \quad 1)$$

$$Z_8 := R_8 \cdot N_8 = (0 \quad 1 \quad 13.73)$$

$$K_8 := Z_8^T \cdot k_8 \cdot Z_8 = \begin{pmatrix} 0 & 2.398 \times 10^{-13} & 3.293 \times 10^{-12} \\ 2.398 \times 10^{-13} & 3.917 \times 10^3 & 5.378 \times 10^4 \\ 3.293 \times 10^{-12} & 5.378 \times 10^4 & 7.384 \times 10^5 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 9 :

$$u_9 := 0.0163$$

$$L_9 := 14$$

$$x_9 := 18.6'$$

$$y_9 := 5.67'$$

$$\alpha_9 := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq9} := \frac{F_H \cdot L_9^3}{3 \cdot u_9} = 5.605 \times 10^6$$

$$k_9 := \frac{3 \cdot EI_{eq9}}{L_9^3} = 6.127 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_9 := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_9 \\ 0 & 1 & x_9 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 18.65 \end{pmatrix}$$

$$R_9 := (\cos(\alpha_9) \quad \sin(\alpha_9)) = (0 \quad 1)$$

$$Z_9 := R_9 \cdot N_9 = (0 \quad 1 \quad 18.65)$$

$$K_9 := Z_9^T \cdot k_9 \cdot Z_9 = \begin{pmatrix} 0 & 3.752 \times 10^{-13} & 6.997 \times 10^{-12} \\ 3.752 \times 10^{-13} & 6.127 \times 10^3 & 1.143 \times 10^5 \\ 6.997 \times 10^{-12} & 1.143 \times 10^5 & 2.131 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

Entradas Pórtico 10 :

$$u_{10} := 0.0256$$

$$L_{10} := 14$$

$$x_{10} := 24$$

$$y_{10} := 5.67'$$

$$\alpha_{10} := \frac{\pi}{2}$$

Deslocamento do pórtico.

Altura do pórtico

Distância no eixo x

Distância no eixo y

Ângulo do Pórtico em relação ao eixo x

Cálculos:

$$EI_{eq10} := \frac{F_H \cdot L_{10}^3}{3 \cdot u_{10}} = 3.567 \times 10^6$$

$$k_{10} := \frac{3 \cdot EI_{eq10}}{L_{10}^3} = 3.9 \times 10^3$$

Rigidez do Pórtico

$$N_{10} := \begin{pmatrix} 1 & 0 & -y_{10} \\ 0 & 1 & x_{10} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1 & 0 & -5.675 \\ 0 & 1 & 24 \end{pmatrix}$$

$$R_{10} := (\cos(\alpha_{10}) \quad \sin(\alpha_{10})) = (0 \quad 1)$$

$$Z_{10} := R_{10} \cdot N_{10} = (0 \quad 1 \quad 24)$$

$$K_{10} := Z_{10}^T \cdot k_{10} \cdot Z_{10} = \begin{pmatrix} 0 & 2.388 \times 10^{-13} & 5.731 \times 10^{-12} \\ 2.388 \times 10^{-13} & 3.9 \times 10^3 & 9.36 \times 10^4 \\ 5.731 \times 10^{-12} & 9.36 \times 10^4 & 2.246 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

matriz de rigidez global

$$K := K_1 + K_2 + K_3 + K_4 + K_5 + K_6 + K_7 + K_8 + K_9 + K_{10} = \begin{pmatrix} 2.212 \times 10^4 & 1.708 \times 10^{-12} & -1.278 \times 10^5 \\ 1.708 \times 10^{-12} & 2.789 \times 10^4 & 3.347 \times 10^5 \\ -1.278 \times 10^5 & 3.347 \times 10^5 & 6.807 \times 10^6 \end{pmatrix}$$

VETOR DE CARGAS EXTERNAS:

Entradas :

$$l_x := 24$$

Largura do pórtico na direção x

$$l_y := 11.34$$

Largura do pórtico na direção y

$$F_{1x} := 16.93$$

Força de vento na direção x para a laje do nível 1.

$$F_{2x} := 17.29$$

Força de vento na direção x para a laje do nível 2.

$$F_{3x} := 18.54$$

Força de vento na direção x para a laje do nível 3.

$$F_{4x} := 20.11$$

Força de vento na direção x para a laje do nível 4.

$$F_{1y} := 47.81$$

Força de vento na direção y para a laje do nível 1.

$$F_{2y} := 48.82$$

Força de vento na direção y para a laje do nível 2.

$$F_{3y} := 52.36$$

Força de vento na direção y para a laje do nível 3.

$$F_{4y} := 56.78$$

Força de vento na direção y para a laje do nível 4.

Cálculo das Excentricidades

$$e_a := 0.075l_x = 1.8$$

$$e_b := 0.075l_y = 0.851$$

$$e_{xm\ min} := \frac{l_x}{2} - e_a = 10.2$$

$$e_{xm\ max} := \frac{l_x}{2} + e_a = 13.8$$

$$e_{x1} := e_{xm\ min} = 10.2$$

$$e_{x2} := \frac{e_{xm\ min} + e_{xm\ max}}{2} = 12$$

$$e_{x3} := e_{xm\ max} = 13.8$$

$$e_{y\ min} := \frac{l_y}{2} - e_b = 4.824$$

$$e_{y\ max} := \frac{l_y}{2} + e_b = 6.526$$

$$e_{y1} := e_{y\ min} = 4.824$$

$$e_{y2} := \frac{e_{y\ min} + e_{y\ max}}{2} = 5.675$$

$$e_{y3} := e_{y\ max} = 6.526$$

Vento segundo a direção x:

Para o nível 1 (ex=ex2)

>> ey=ey1<<

$$F_{1y1} = 0$$

$$P_{1x1} := \begin{pmatrix} F_{1x} \\ 0 \\ F_{1y1} \cdot e_{x2} - F_{1x} \cdot e_{y1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.52 \\ 0 \\ -74.865 \end{pmatrix}$$

$$u_{1x1} := K^{-1} \cdot P_{1x1} = \begin{pmatrix} 7.43 \times 10^{-4} \\ -8.627 \times 10^{-5} \\ 7.189 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{1.1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1x1} = 3.654$$

$$F_{1.1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1x1} = 3.831$$

$$F_{1.1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1x1} = 3.929$$

$$F_{1.1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1x1} = 4.106$$

$$F_{1.1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1x1} = -0.334$$

$$F_{1.1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1x1} = -0.293$$

$$F_{1.1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1x1} = -0.052$$

$$F_{1.1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1x1} = 0.049$$

$$F_{1.1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1x1} = 0.293$$

$$F_{1.1paine110} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1x1} = 0.336$$

>> ey=ey2<<

$$P_{1x2} := \begin{pmatrix} F_{1x} \\ F_{1y1} \\ F_{1y1} \cdot e_{x2} - F_{1x} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.52 \\ 0 \\ -88.076 \end{pmatrix}$$

$$u_{1x2} := K^{-1} \cdot P_{1x2} = \begin{pmatrix} 7.059 \times 10^{-4} \\ -9.069 \times 10^{-6} \\ 7.558 \times 10^{-7} \end{pmatrix}$$

$$F_{1.2paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1x2} = 3.856$$

$$F_{1.2paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1x2} = 3.875$$

$$F_{1.2paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1x2} = 3.885$$

$$F_{1.2paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1x2} = 3.904$$

$$F_{1.2paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1x2} = -0.035$$

$$F_{1.2paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1x2} = -0.031$$

$$F_{1.2paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1x2} = -5.417 \times 10^{-3}$$

$$F_{1.2paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1x2} = 5.121 \times 10^{-3}$$

$$F_{1.2paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1x2} = 0.031$$

$$F_{1.2paine110} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1x2} = 0.035$$

>> ey=ey3<<

$$P_{1x3} := \begin{pmatrix} F_{1x} \\ 0 \\ F_{1y1} \cdot e_{x2} - F_{1x} \cdot e_{y3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 15.52 \\ 0 \\ -101.287 \end{pmatrix}$$

$$u_{1x3} := K^{-1} \cdot P_{1x3} = \begin{pmatrix} 6.687 \times 10^{-4} \\ 6.813 \times 10^{-5} \\ -5.678 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{1.3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1x3} = 4.058$$

$$F_{1.3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1x3} = 3.918$$

$$F_{1.3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1x3} = 3.842$$

$$F_{1.3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1x3} = 3.702$$

$$F_{1.3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1x3} = 0.264$$

$$F_{1.3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1x3} = 0.231$$

$$F_{1.3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1x3} = 0.041$$

$$F_{1.3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1x3} = -0.038$$

$$F_{1.3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1x3} = -0.231$$

$$F_{1.3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1x3} = -0.266$$

Para o nível 2 (ex=ex2)

>> ey=ey1<<

$$F_{2y1} := 0$$

$$P_{2x1} := \begin{pmatrix} F_{2x} \\ F_{2y1} \\ F_{2y1} \cdot e_{x2} - F_{2x} \cdot e_{y1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 17.29 \\ 0 \\ -83.403 \end{pmatrix}$$

$$u_{2x1} := K^{-1} \cdot P_{2x1} = \begin{pmatrix} 8.278 \times 10^{-4} \\ -9.611 \times 10^{-5} \\ 8.009 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{2.1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2x1} = 4.071$$

$$F_{2.1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2x1} = 4.268$$

$$F_{2.1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2x1} = 4.377$$

$$F_{2.1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2x1} = 4.574$$

$$F_{2.1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2x1} = -0.372$$

$$F_{2.1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2x1} = -0.326$$

$$F_{2.1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2x1} = -0.057$$

$$F_{2.1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2x1} = 0.054$$

$$F_{2.1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2x1} = 0.326$$

$$F_{2.1paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2x1} = 0.375$$

>> ey=ey2<<

$$P_{2x2} := \begin{pmatrix} F_{2x} \\ F_{2y1} \\ F_{2y1} \cdot e_{x2} - F_{2x} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 17.29 \\ 0 \\ -98.121 \end{pmatrix}$$

$$u_{2x2} := K^{-1} \cdot P_{2x2} = \begin{pmatrix} 7.864 \times 10^{-4} \\ -1.01 \times 10^{-5} \\ 8.42 \times 10^{-7} \end{pmatrix}$$

$$F_{2.2paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2x2} = 4.296$$

$$F_{2.2paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2x2} = 4.317$$

$$F_{2.2paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2x2} = 4.328$$

$$F_{2.2paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2x2} = 4.349$$

$$F_{2.2paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2x2} = -0.039$$

$$F_{2.2paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2x2} = -0.034$$

$$F_{2.2paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2x2} = -6.035 \times 10^{-3}$$

$$F_{2.2paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2x2} = 5.706 \times 10^{-3}$$

$$F_{2.2paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2x2} = 0.034$$

$$F_{2.2paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2x2} = 0.039$$

>> ey=ey3<<

$$P_{2x3} := \begin{pmatrix} F_{2x} \\ 0 \\ F_{2y1} \cdot e_{x2} - F_{2x} \cdot e_{y3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 17.29 \\ 0 \\ -112.839 \end{pmatrix}$$

$$u_{2x3} := K^{-1} \cdot P_{2x3} = \begin{pmatrix} 7.45 \times 10^{-4} \\ 7.59 \times 10^{-5} \\ -6.325 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{2.3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2x3} = 4.521$$

$$F_{2.3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2x3} = 4.365$$

$$F_{2.3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2x3} = 4.28$$

$$F_{2.3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2x3} = 4.124$$

$$F_{2.3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2x3} = 0.294$$

$$F_{2.3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2x3} = 0.258$$

$$F_{2.3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2x3} = 0.045$$

$$F_{2.3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2x3} = -0.043$$

$$F_{2.3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2x3} = -0.258$$

$$F_{2.3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2x3} = -0.296$$

Para o nível 3 (ex=ex2)

>> ey=ey1<<

$$F_{3y1} := 0$$

$$P_{3x1} := \begin{pmatrix} F_{3x} \\ F_{3y1} \\ F_{3y1} \cdot e_{x2} - F_{3x} \cdot e_{y1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 19.2 \\ 0 \\ -92.616 \end{pmatrix}$$

$$u_{3x1} := K^{-1} \cdot P_{3x1} = \begin{pmatrix} 9.192 \times 10^{-4} \\ -1.067 \times 10^{-4} \\ 8.894 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{3.1paine1} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3x1} = 4.521$$

$$F_{3.1paine2} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3x1} = 4.74$$

$$F_{3.1paine3} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3x1} = 4.86$$

$$F_{3.1paine4} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3x1} = 5.079$$

$$F_{3.1paine5} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3x1} = -0.413$$

$$F_{3.1paine6} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3x1} = -0.362$$

$$F_{3.1paine7} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3x1} = -0.064$$

$$F_{3.1paine8} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3x1} = 0.06$$

$$F_{3.1paine9} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3x1} = 0.362$$

$$F_{3.1paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3x1} = 0.416$$

>> ey=ey2<<

$$P_{3x2} := \begin{pmatrix} F_{3x} \\ F_{3y1} \\ F_{3y1} \cdot e_{x2} - F_{3x} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 19.2 \\ 0 \\ -108.96 \end{pmatrix}$$

$$u_{3x2} := K^{-1} \cdot P_{3x2} = \begin{pmatrix} 8.732 \times 10^{-4} \\ -1.122 \times 10^{-5} \\ 9.35 \times 10^{-7} \end{pmatrix}$$

$$F_{3.2paine1} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3x2} = 4.771$$

$$F_{3.2paine2} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3x2} = 4.794$$

$$F_{3.2paine3} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3x2} = 4.806$$

$$F_{3.2paine4} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3x2} = 4.829$$

$$F_{3.2paine5} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3x2} = -0.043$$

$$F_{3.2paine6} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3x2} = -0.038$$

$$F_{3.2paine7} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3x2} = -6.702 \times 10^{-3}$$

$$F_{3.2paine8} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3x2} = 6.336 \times 10^{-3}$$

$$F_{3.2paine9} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3x2} = 0.038$$

$$F_{3.2paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3x2} = 0.044$$

>> ey=ey3<<

$$P_{3x3} := \begin{pmatrix} F_{3x} \\ F_{3y1} \\ F_{3y1} \cdot e_{x2} - F_{3x} \cdot e_{y3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 19.2 \\ 0 \\ -125.304 \end{pmatrix}$$

$$u_{3x3} := K^{-1} \cdot P_{3x3} = \begin{pmatrix} 8.273 \times 10^{-4} \\ 8.429 \times 10^{-5} \\ -7.024 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{3.3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3x3} = 5.02$$

$$F_{3.3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3x3} = 4.848$$

$$F_{3.3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3x3} = 4.752$$

$$F_{3.3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3x3} = 4.58$$

$$F_{3.3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3x3} = 0.326$$

$$F_{3.3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3x3} = 0.286$$

$$F_{3.3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3x3} = 0.05$$

$$F_{3.3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3x3} = -0.048$$

$$F_{3.3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3x3} = -0.286$$

$$F_{3.3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3x3} = -0.329$$

Para o nível 4 (ex=ex2)

>> ey=ey1<<

$$F_{4y1} := 0$$

$$P_{4x1} := \begin{pmatrix} F_{4x} \\ F_{4y1} \\ F_{4y1} \cdot e_{x2} - F_{4x} \cdot e_{y1} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 36.1 \\ 0 \\ -174.137 \end{pmatrix}$$

$$u_{4x1} := K^{-1} \cdot P_{4x1} = \begin{pmatrix} 1.728 \times 10^{-3} \\ -2.007 \times 10^{-4} \\ 1.672 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{4.1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4x1} = 8.5$$

$$F_{4.1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4x1} = 8.912$$

$$F_{4.1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4x1} = 9.138$$

$$F_{4.1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4x1} = 9.55$$

$$F_{4.1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4x1} = -0.776$$

$$F_{4.1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4x1} = -0.681$$

$$F_{4.1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4x1} = -0.12$$

$$F_{4.1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4x1} = 0.113$$

$$F_{4.1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4x1} = 0.681$$

$$F_{4.1paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4x1} = 0.783$$

>> ey=ey2<<

$$P_{4x2} := \begin{pmatrix} F_{4x} \\ F_{4y1} \\ F_{4y1} \cdot e_{x2} - F_{4x} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 36.1 \\ 0 \\ -204.868 \end{pmatrix}$$

$$u_{4x2} := K^{-1} \cdot P_{4x2} = \begin{pmatrix} 1.642 \times 10^{-3} \\ -2.109 \times 10^{-5} \\ 1.758 \times 10^{-6} \end{pmatrix}$$

$$F_{4.2paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4x2} = 8.97$$

$$F_{4.2paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4x2} = 9.013$$

$$F_{4.2paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4x2} = 9.037$$

$$F_{4.2paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4x2} = 9.08$$

$$F_{4.2paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4x2} = -0.082$$

$$F_{4.2paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4x2} = -0.072$$

$$F_{4.2paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4x2} = -0.013$$

$$F_{4.2paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4x2} = 0.012$$

$$F_{4.2paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4x2} = 0.072$$

$$F_{4.2paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4x2} = 0.082$$

>> ey=ey3<<

$$P_{4x3} := \begin{pmatrix} F_{4x} \\ F_{4y1} \\ F_{4y1} \cdot e_{x2} - F_{4x} \cdot e_{y3} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 36.1 \\ 0 \\ -235.598 \end{pmatrix}$$

$$u_{4x3} := K^{-1} \cdot P_{4x3} = \begin{pmatrix} 1.555 \times 10^{-3} \\ 1.585 \times 10^{-4} \\ -1.321 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{4.3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4x3} = 9.44$$

$$F_{4.3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4x3} = 9.114$$

$$F_{4.3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4x3} = 8.936$$

$$F_{4.3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4x3} = 8.61$$

$$F_{4.3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4x3} = 0.613$$

$$F_{4.3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4x3} = 0.538$$

$$F_{4.3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4x3} = 0.095$$

$$F_{4.3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4x3} = -0.089$$

$$F_{4.3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4x3} = -0.538$$

$$F_{4.3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4x3} = -0.618$$

Vento segundo a direção y:

Para o nível 1 (ey=ey2)

>> ex=ex1<<

$$F_{1x1} := 0$$

$$P_{1y1} := \begin{pmatrix} F_{1x1} \\ F_{1y} \\ F_{1y} \cdot e_{x1} - F_{1x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.83 \\ 447.066 \end{pmatrix}$$

$$u_{1y1} := K^{-1} \cdot P_{1y1} = \begin{pmatrix} -2.219 \times 10^{-4} \\ 2.033 \times 10^{-3} \\ -3.842 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{1y1\text{painel1}} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1y1} = 1.206$$

$$F_{1y1\text{painel2}} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1y1} = 0.26$$

$$F_{1y1\text{painel3}} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1y1} = -0.26$$

$$F_{1y1\text{painel4}} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1y1} = -1.206$$

$$F_{1y1\text{painel5}} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1y1} = 7.912$$

$$F_{1y1\text{painel6}} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1y1} = 11.195$$

$$F_{1y1\text{painel7}} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1y1} = 6.431$$

$$F_{1y1\text{painel8}} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1y1} = 5.895$$

$$F_{1y1\text{painel9}} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1y1} = 8.064$$

$$F_{1y1\text{painel10}} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1y1} = 4.331$$

>> ex=ex2<<

$$P_{1y2} := \begin{pmatrix} F_{1x1} \\ F_{1y} \\ F_{1y} \cdot e_{x2} - F_{1x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.83 \\ 525.96 \end{pmatrix}$$

$$u_{1y2} := K^{-1} \cdot P_{1y2} = \begin{pmatrix} 7.427 \times 10^{-9} \\ 1.572 \times 10^{-3} \\ 1.286 \times 10^{-9} \end{pmatrix}$$

$$F_{1y2\text{painel1}} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1y2} = -4.037 \times 10^{-5}$$

$$F_{1y2\text{painel2}} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1y2} = -8.713 \times 10^{-6}$$

$$F_{1y2\text{painel3}} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1y2} = 8.713 \times 10^{-6}$$

$$F_{1y2\text{painel4}} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1y2} = 4.037 \times 10^{-5}$$

$$F_{1y2\text{painel5}} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1y2} = 6.129$$

$$F_{1y2\text{painel6}} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1y2} = 9.63$$

$$F_{1y2\text{painel7}} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1y2} = 6.156$$

$$F_{1y2\text{painel8}} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1y2} = 6.156$$

$$F_{1y2\text{painel9}} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1y2} = 9.63$$

$$F_{1y2\text{painel10}} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1y2} = 6.129$$

>> ex=ex3<<

$$P_{1y3} := \begin{pmatrix} F_{1x1} \\ F_{1y} \\ F_{1y} \cdot e_{x3} - F_{1x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.83 \\ 604.854 \end{pmatrix}$$

$$u_{1y3} := K^{-1} \cdot P_{1y3} = \begin{pmatrix} 2.219 \times 10^{-4} \\ 1.111 \times 10^{-3} \\ 3.842 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{1y3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{1y3} = -1.206$$

$$F_{1y3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{1y3} = -0.26$$

$$F_{1y3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{1y3} = 0.26$$

$$F_{1y3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{1y3} = 1.206$$

$$F_{1y3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{1y3} = 4.346$$

$$F_{1y3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{1y3} = 8.064$$

$$F_{1y3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{1y3} = 5.88$$

$$F_{1y3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{1y3} = 6.416$$

$$F_{1y3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{1y3} = 11.195$$

$$F_{1y3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{1y3} = 7.928$$

Para o nível 2 (ey=ey2)

>> ex=ex1<<

$$F_{2x1} := 0$$

$$P_{2y1} := \begin{pmatrix} F_{2x1} \\ F_{2y} \\ F_{2y} \cdot e_{x1} - F_{2x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 48.82 \\ 497.964 \end{pmatrix}$$

$$u_{2y1} := K^{-1} \cdot P_{2y1} = \begin{pmatrix} -2.471 \times 10^{-4} \\ 2.264 \times 10^{-3} \\ -4.279 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{2y1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2y1} = 1.343$$

$$F_{2y1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2y1} = 0.29$$

$$F_{2y1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2y1} = -0.29$$

$$F_{2y1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2y1} = -1.343$$

$$F_{2y1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2y1} = 8.813$$

$$F_{2y1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2y1} = 12.47$$

$$F_{2y1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2y1} = 7.163$$

$$F_{2y1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2y1} = 6.567$$

$$F_{2y1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2y1} = 8.982$$

$$F_{2y1paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2y1} = 4.825$$

>> ex=ex2<<

$$P_{2y2} := \begin{pmatrix} F_{2x1} \\ F_{2y} \\ F_{2y} \cdot e_{x2} - F_{2x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 48.82 \\ 585.84 \end{pmatrix}$$

$$u_{2y2} := K^{-1} \cdot P_{2y2} = \begin{pmatrix} 8.272 \times 10^{-9} \\ 1.75 \times 10^{-3} \\ 1.432 \times 10^{-9} \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} F_{2y2\text{painel1}} &:= k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2y2} = -4.496 \times 10^{-5} & F_{2y2\text{painel5}} &:= k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2y2} = 6.827 \\ F_{2y2\text{painel2}} &:= k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2y2} = -9.705 \times 10^{-6} & F_{2y2\text{painel6}} &:= k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2y2} = 10.726 \\ F_{2y2\text{painel3}} &:= k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2y2} = 9.705 \times 10^{-6} & F_{2y2\text{painel7}} &:= k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2y2} = 6.857 \\ F_{2y2\text{painel4}} &:= k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2y2} = 4.496 \times 10^{-5} & F_{2y2\text{painel8}} &:= k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2y2} = 6.857 \\ & & F_{2y2\text{painel9}} &:= k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2y2} = 10.726 \\ & & F_{2y2\text{painel10}} &:= k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2y2} = 6.827 \end{aligned}$$

>> ex=ex3<<

$$P_{2y3} := \begin{pmatrix} F_{2x1} \\ F_{2y} \\ F_{2y} \cdot e_{x3} - F_{2x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 48.82 \\ 673.716 \end{pmatrix}$$

$$u_{2y3} := K^{-1} \cdot P_{2y3} = \begin{pmatrix} 2.471 \times 10^{-4} \\ 1.237 \times 10^{-3} \\ 4.279 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} F_{2y3\text{painel1}} &:= k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{2y3} = -1.343 & F_{2y3\text{painel5}} &:= k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{2y3} = 4.841 \\ F_{2y3\text{painel2}} &:= k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{2y3} = -0.29 & F_{2y3\text{painel6}} &:= k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{2y3} = 8.982 \\ F_{2y3\text{painel3}} &:= k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{2y3} = 0.29 & F_{2y3\text{painel7}} &:= k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{2y3} = 6.55 \\ F_{2y3\text{painel4}} &:= k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{2y3} = 1.343 & F_{2y3\text{painel8}} &:= k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{2y3} = 7.147 \\ & & F_{2y3\text{painel9}} &:= k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{2y3} = 12.47 \\ & & F_{2y3\text{painel10}} &:= k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{2y3} = 8.83 \end{aligned}$$

Para o nível 3 (ey=ey2)

>> ex=ex1<<

$$F_{3x1} := 0$$

$$P_{3y1} := \begin{pmatrix} F_{3x1} \\ F_{3y} \\ F_{3y} \cdot e_{x1} - F_{3x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 54.23 \\ 553.146 \end{pmatrix}$$

$$u_{3y1} := K^{-1} \cdot P_{3y1} = \begin{pmatrix} -2.745 \times 10^{-4} \\ 2.515 \times 10^{-3} \\ -4.753 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{3y1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3y1} = 1.492$$

$$F_{3y1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3y1} = 0.322$$

$$F_{3y1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3y1} = -0.322$$

$$F_{3y1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3y1} = -1.492$$

$$F_{3y1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3y1} = 9.79$$

$$F_{3y1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3y1} = 13.852$$

$$F_{3y1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3y1} = 7.957$$

$$F_{3y1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3y1} = 7.294$$

$$F_{3y1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3y1} = 9.978$$

$$F_{3y1paine110} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3y1} = 5.359$$

>> ex=ex2<<

$$P_{3y2} := \begin{pmatrix} F_{3x1} \\ F_{3y} \\ F_{3y} \cdot e_{x2} - F_{3x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 54.23 \\ 650.76 \end{pmatrix}$$

$$u_{3y2} := K^{-1} \cdot P_{3y2} = \begin{pmatrix} 9.189 \times 10^{-9} \\ 1.944 \times 10^{-3} \\ 1.591 \times 10^{-9} \end{pmatrix}$$

$$F_{3y2paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3y2} = -4.994 \times 10^{-5}$$

$$F_{3y2paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3y2} = -1.078 \times 10^{-5}$$

$$F_{3y2paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3y2} = 1.078 \times 10^{-5}$$

$$F_{3y2paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3y2} = 4.994 \times 10^{-5}$$

$$F_{3y2paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3y2} = 7.584$$

$$F_{3y2paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3y2} = 11.915$$

$$F_{3y2paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3y2} = 7.616$$

$$F_{3y2paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3y2} = 7.616$$

$$F_{3y2paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3y2} = 11.915$$

$$F_{3y2paine110} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3y2} = 7.584$$

>> ex=ex3<<

$$P_{3y3} := \begin{pmatrix} F_{3x1} \\ F_{3y} \\ F_{3y} \cdot e_{x3} - F_{3x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 54.23 \\ 748.374 \end{pmatrix}$$

$$u_{3y3} := K^{-1} \cdot P_{3y3} = \begin{pmatrix} 2.745 \times 10^{-4} \\ 1.374 \times 10^{-3} \\ 4.754 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{3y3paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{3y3} = -1.492$$

$$F_{3y3paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{3y3} = -0.322$$

$$F_{3y3paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{3y3} = 0.322$$

$$F_{3y3paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{3y3} = 1.492$$

$$F_{3y3paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{3y3} = 5.378$$

$$F_{3y3paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{3y3} = 9.978$$

$$F_{3y3paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{3y3} = 7.276$$

$$F_{3y3paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{3y3} = 7.939$$

$$F_{3y3paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{3y3} = 13.852$$

$$F_{3y3paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{3y3} = 9.809$$

Para o nível 4 (ey=ey2)

>> ex=ex1<<

$$P_{4y1} := \begin{pmatrix} F_{4x1} \\ F_{4y} \\ F_{4y} \cdot e_{x1} - F_{4x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.67 \\ 445.434 \end{pmatrix}$$

$$u_{4y1} := K^{-1} \cdot P_{4y1} = \begin{pmatrix} -2.21 \times 10^{-4} \\ 2.025 \times 10^{-3} \\ -3.828 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$F_{4y1paine11} := k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4y1} = 1.201$$

$$F_{4y1paine12} := k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4y1} = 0.259$$

$$F_{4y1paine13} := k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4y1} = -0.259$$

$$F_{4y1paine14} := k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4y1} = -1.201$$

$$F_{4x1} := 0$$

$$F_{4y1paine15} := k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4y1} = 7.884$$

$$F_{4y1paine16} := k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4y1} = 11.154$$

$$F_{4y1paine17} := k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4y1} = 6.408$$

$$F_{4y1paine18} := k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4y1} = 5.874$$

$$F_{4y1paine19} := k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4y1} = 8.035$$

$$F_{4y1paine10} := k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4y1} = 4.316$$

>> ex=ex2<<

$$P_{4y2} := \begin{pmatrix} F_{4x1} \\ F_{4y} \\ F_{4y} \cdot e_{x2} - F_{4x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.67 \\ 524.04 \end{pmatrix}$$

$$u_{4y2} := K^{-1} \cdot P_{4y2} = \begin{pmatrix} 7.4 \times 10^{-9} \\ 1.566 \times 10^{-3} \\ 1.281 \times 10^{-9} \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} F_{4y2paine1} &:= k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4y2} = -4.022 \times 10^{-5} & F_{4y2paine5} &:= k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4y2} = 6.107 \\ F_{4y2paine2} &:= k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4y2} = -8.682 \times 10^{-6} & F_{4y2paine6} &:= k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4y2} = 9.595 \\ F_{4y2paine3} &:= k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4y2} = 8.682 \times 10^{-6} & F_{4y2paine7} &:= k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4y2} = 6.133 \\ F_{4y2paine4} &:= k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4y2} = 4.022 \times 10^{-5} & F_{4y2paine8} &:= k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4y2} = 6.133 \\ & & F_{4y2paine9} &:= k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4y2} = 9.595 \\ & & F_{4y2paine10} &:= k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4y2} = 6.107 \end{aligned}$$

>> ex=ex3<<

$$P_{4y3} := \begin{pmatrix} F_{4x1} \\ F_{4y} \\ F_{4y} \cdot e_{x3} - F_{4x1} \cdot e_{y2} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 43.67 \\ 602.646 \end{pmatrix}$$

$$u_{4y3} := K^{-1} \cdot P_{4y3} = \begin{pmatrix} 2.211 \times 10^{-4} \\ 1.106 \times 10^{-3} \\ 3.828 \times 10^{-5} \end{pmatrix}$$

$$\begin{aligned} F_{4y3paine1} &:= k_1 \cdot (R_1 \cdot N_1) \cdot u_{4y3} = -1.202 & F_{4y3paine5} &:= k_5 \cdot (R_5 \cdot N_5) \cdot u_{4y3} = 4.33 \\ F_{4y3paine2} &:= k_2 \cdot (R_2 \cdot N_2) \cdot u_{4y3} = -0.259 & F_{4y3paine6} &:= k_6 \cdot (R_6 \cdot N_6) \cdot u_{4y3} = 8.035 \\ F_{4y3paine3} &:= k_3 \cdot (R_3 \cdot N_3) \cdot u_{4y3} = 0.259 & F_{4y3paine7} &:= k_7 \cdot (R_7 \cdot N_7) \cdot u_{4y3} = 5.859 \\ F_{4y3paine4} &:= k_4 \cdot (R_4 \cdot N_4) \cdot u_{4y3} = 1.202 & F_{4y3paine8} &:= k_8 \cdot (R_8 \cdot N_8) \cdot u_{4y3} = 6.393 \\ & & F_{4y3paine9} &:= k_9 \cdot (R_9 \cdot N_9) \cdot u_{4y3} = 11.154 \\ & & F_{4y3paine10} &:= k_{10} \cdot (R_{10} \cdot N_{10}) \cdot u_{4y3} = 7.899 \end{aligned}$$

APÊNDICE II

Parâmetro de Instabilidade α

Entradas:

$h_{tot} := 16$ Altura total da estrutura.

$F_{\text{piso}} := 12$

$F_{\text{forro}} := 10$

$n_{\text{piso}} := 4$ Número de lajes de piso

$n_{\text{forro}} := 1$ Número de lajes de piso

$n := 5$ Número de lajes

$u_x := 0.01991$

$u_{y1} := 0.02843$

$u_{y2} := 0.01930$

$l_x := 24.2$

$l_y := 11.5$

Cálculos:

$A := l_x \cdot l_y = 279.51$ Área da laje

$F_v := A \cdot (F_{\text{piso}} \cdot n_{\text{piso}} + F_{\text{forro}} \cdot n_{\text{forro}}) = 1.621 \times 10^4$ Soma de todas as forças verticais atuantes na estrutura

$EI_{\text{eqx}} := \frac{100 h_{\text{tot}}^3}{3 \cdot u_x} = 6.858 \times 10^6$ Soma das rigidezes à flexão de todos os pilares na direção considerada.

$\alpha_x := h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{EI_{\text{eqx}} \cdot 4}} = 0.389$

$$\text{Obs}_1 := \begin{cases} \text{if } n \leq 3 \\ \quad \left| \begin{array}{l} \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável." if } \alpha_x \leq 0.2 + 0.1n \\ \text{"Não Ok. Estrutura instável" otherwise} \end{array} \right. \\ \text{otherwise} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável." if } \alpha_x \leq 0.5 \\ \text{"Não Ok. Estrutura instável" otherwise} \end{array} \right. \end{cases}$$

$\text{Obs}_1 = \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável."}$

$$EI_{eqy1} := \frac{100h_{tot}^3}{3 \cdot u_{y1}} = 4.802 \times 10^6$$

Soma das rigidezes à flexão de todos os pilares na direção considerada.

$$EI_{eqy2} := \frac{100h_{tot}^3}{3 \cdot u_{y2}} = 7.074 \times 10^6$$

$$EI_{eqy} := 4 \cdot EI_{eqy1} + 2 \cdot EI_{eqy2} = 3.336 \times 10^7$$

$$\alpha_y := h_{tot} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{EI_{eqy}}} = 0.353$$

$$\text{Obs}_2 := \begin{cases} \text{if } n \leq 3 \\ \quad \left| \begin{array}{l} \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável." if } \alpha_x \leq 0.2 + 0.1n \\ \text{"Não Ok. Estrutura instável" otherwise} \end{array} \right. \\ \text{otherwise} \\ \quad \left| \begin{array}{l} \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável." if } \alpha_x \leq 0.5 \\ \text{"Não Ok. Estrutura instável" otherwise} \end{array} \right. \end{cases}$$

$\text{Obs}_2 = \text{"Estrutura de nós fixos. Estrutura estável."}$

APÊNDICE III

Tabela 24 Valores encontrados de momento e reações de apoio por metro para o pavimento tipo.

	λ	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rxe (kN/m)	Rye (kN/m)	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	Mye (kNm/m)	Mxy (kNm/m)
L1 Tabela 1	0.834	11.11	12.801	0	21.375	13.458	13.255	23.94	0	0
L2 Tabela 1	1.033	5.982	11.211	0	18.658	9.555	6.795	16.997	0	0
L3 Tabela 1	1.033	5.982	11.211	0	18.658	9.555	6.795	16.997	0	0
L4 Tabela 1	0.834	11.11	12.801	0	21.375	13.458	13.255	23.94	0	0
L5 Tabela 3	1.39	9.718	1.319	0	2.221	0.699	1.623	1.24	3.241	0
L6	0	0	7.923	0	0	0	3.962	0	0	0
L7 Tabela 2	0.541	5.385	4.473	0	0	1.381	2.73	9.413	0	0
L8	0	7.923	0	0	0	0	3.962	0	0	0
L9 Tabela 3	1.39	9.718	1.319	0	2.221	0.699	1.623	1.24	3.241	0
L10 Tabela 1	0.83	11.922	11.44	0	19.027	12.004	13.319	21.311	0	0
L11 Tabela 1	1.022	6.339	11.881	0	19.771	10.125	7.201	18.021	0	0
L12 Tabela 1	1.022	6.339	11.881	0	19.771	10.125	7.201	18.021	0	0
L13 Tabela 1	0.83	11.922	11.44	0	19.027	12.004	13.319	21.311	0	0

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 25 Valores encontrados de momento e reações de apoio por metro para a cobertura.

	λ	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rxe (kN/m)	Rye (kN/m)	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	Mye (kNm/m)	Mxy (kNm/m)
L1 Tabela 1	0.839	6.924	7.978	0	13.322	8.387	8.261	14.92	0	0
L2 Tabela 1	1.033	4.372	8.194	0	13.637	6.984	4.967	12.423	0	0
L3 Tabela 1	1.033	4.372	8.194	0	13.637	6.984	4.967	12.423	0	0
L4 Tabela 1	0.839	6.924	7.978	0	13.322	8.387	8.261	14.92	0	0
L5 Tabela 3	1.39	5.94	0.806	0	1.357	0.427	0.992	0.758	1.981	0
L6	-	0	4.8	0	0	0	2.4	0	0	0
L7 Tabela 3	0.541	4.326	1.915	7.235	0	0.589	1.656	1.187	2.944	0
L8	-	0	4.8	0	0	0	2.4	0	0	0
L9 Tabela 3	1.39	5.94	0.806	0	1.357	0.427	0.992	0.758	1.981	0
L10 Tabela 1	0.83	7.451	7.15	0	11.892	7.502	8.324	13.319	0	0
L11 Tabela 2	1.022	2.538	12.75	0	0	4.827	2.894	9.655	0	0

	λ	Rx (kN/m)	Ry (kN/m)	Rxe (kN/m)	Rye (kN/m)	Mx (kNm/m)	My (kNm/m)	Mxe (kNm/m)	Mye (kNm/m)	Mxy (kNm/m)
L12 Tabela 2	1.022	2.538	12.75	0	0	4.827	2.894	9.655	0	0
L13 Tabela 1	0.83	7.451	7.15	0	11.892	7.502	8.324	13.319	0	0
L14 Tabela 3	1.41	0.806	5.94	1.357	0	0.992	0.427	1.981	0.758	0
L15 Tabela 3	1.41	0.806	5.94	1.357	0	0.992	0.427	1.981	0.758	0
L16 Tabela 3	0.805	2.623	6.729	0	0	1.671	1.564	3.342	0	0
L17 Tabela 3	0.989	3.108	3.108	0	0	0.478	0.478	0.959	0.959	0
L18 Tabela 3	0.989	3.108	3.108	0	0	0.478	0.478	0.959	0.959	0
L19 Tabela 3	1.257	1.069	11.611	0	0	3.579	1.27	7.167	0	0

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 26 Valores das áreas das armaduras do pavimento tipo.

	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asxe (cm ² /m)	Asye (cm ² /m)	Asmin (cm ² /m)	Asmine (cm ² /m)	W0 (cm)	Resumo Asx	Resumo Asy	Resumo Asxe	Resumo Asye
L1	3.568	3.512	6.627	0	1.206	1.8	0.000245	54 ϕ 6.3 mm c. 9	40 ϕ 6.3mm c.14	16 ϕ 12.5mm c.19	
L2	2.497	1.758	4.57	0	1.206	1.8	0.000256	38 ϕ 6.3mm c. 12	26 ϕ 6.3mm c. 18	18 ϕ 12.5mm c. 27	
L3	2.497	1.758	4.57	0	1.206	1.8	0.000256	38 ϕ 6.3mm c. 12	26 ϕ 6.3mm c. 18	18 ϕ 12.5mm c. 27	
L4	3.568	3.512	6.627	0	1.206	1.8	0.000245	54 ϕ 6.3 mm c. 9	40 ϕ 6.3mm c.14	16 ϕ 12.5mm c.19	
L5	0.412	0.177	0.828	0.315	1.206	1.8	2.39E-05	12 ϕ 6.3mm c, 24	9 ϕ 6.3mm c, 24	17 ϕ 6.3mm c, 17	12 ϕ 6.3mm c, 17
L6	0	1.015	0	0	1.206	1.8	0		30 ϕ 6.3mm c. 15		
L7	0.351	0.696	2.458	0	1.206	1.8	1.49E-06	13 ϕ 6.3mm c.15	25 ϕ 6.3mm c.15	17 ϕ 6.3mm c.12	
L8	0	1.015	0	0	1.206	1.8	0		30 ϕ 6.3mm c. 15		
L9	0.412	0.177	0.828	0.315	1.206	1.8	2.39E-05	12 ϕ 6.3mm c, 24	9 ϕ 6.3mm c, 24	17 ϕ 6.3mm c, 17	12 ϕ 6.3mm c, 17
L10	3.165	3.53	5.832	0	1.206	1.8	0.000209	31 ϕ 8 mm c. 15	40 ϕ 8 mm c. 14	23 ϕ 12.5 mm c. 20	
L11	2.651	1.866	4.863	0	1.206	1.8	0.000263	31 ϕ 8 mm c. 15	30 ϕ 6.3mm c. 15	19 ϕ 12.5 mm c. 25	
L12	2.651	1.866	4.863	0	1.206	1.8	0.000263	31 ϕ 8 mm c. 15	30 ϕ 6.3mm c. 15	19 ϕ 12.5 mm c. 25	

	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asxe (cm ² /m)	Asye (cm ² /m)	Asmin (cm ² /m)	Asmine (cm ² /m)	W0 (cm)	Resumo Asx	Resumo Asy	Resumo Asxe	Resumo Asye
L13	3.165	3.53	5.832	0	1.206	1.8	0.000209	31 ϕ 8 mm c. 15	40 ϕ 6.3mm c. 15	19 ϕ 12.5 mm c. 25	

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 27 Valores das áreas das armaduras da cobertura.

	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asxe (cm ² /m)	Asye (cm ² /m)	Asmin (cm ² /m)	Asmine (cm ² /m)	W0 (cm)	Resumo Asx	Resumo Asy	Resumo Asxe	Resumo Asye
L1	2.182	2.148	3.979	0	1.206	1.8	0.000156	24 ϕ 8 mm c. 20	28 ϕ 8 mm c. 20	16 ϕ 12.5 mm c. 30	
L2	1.808	1.277	3.281	0	1.206	1.8	0.000197	19 ϕ 8 mm c. 25	18 ϕ 8 mm c. 25	16 ϕ 12.5 mm c. 30	
L3	1.808	1.277	3.281	0	1.206	1.8	0.000197	19 ϕ 8 mm c. 25	18 ϕ 8 mm c. 25	16 ϕ 12.5 mm c. 30	
L4	2.182	2.148	3.979	0	1.206	1.8	0.000156	24 ϕ 8 mm c. 20	28 ϕ 8 mm c. 20	16 ϕ 12.5 mm c. 30	
L5	0.252	0.108	0.504	0.192	1.206	1.8	1.49E-05	14 ϕ 6.3mm c. 20	10 ϕ 6.3mm c. 20	19 ϕ 6.3mm c. 15	13 ϕ 8 mm c. 15
L6	0	0.611	0	0	1.206	1.8	0		23 ϕ 6.3mm c. 20		
L7	0.149	0.421	0.301	0.751	1.206	1.8	6.94E-07	10 ϕ 6.3mm c. 20	19 ϕ 6.3mm c. 20	20 ϕ 6.3mm c. 10	31 ϕ 8mm c. 12
L8	0	0.611	0	0	1.206	1.8	0		23 ϕ 6.3mm c. 20		
L9	0.252	0.108	0.504	0.192	1.206	1.8	1.49E-05	14 ϕ 6.3mm c. 20	10 ϕ 6.3mm c. 20	19 ϕ 6.3mm c. 15	13 ϕ 8 mm c. 15
L10	1.946	2.165	3.53	0	1.206	1.8	0.000134	23 ϕ 8mm c. 20	28 ϕ 8mm c. 20	23 ϕ 10mm c. 20	
L11	1.24	0.739	2.524	0	1.206	1.8	0.00011	20 ϕ 6.3mm c.25	23 ϕ 6.3mm c.23	23 ϕ 8mm c.20	
L12	1.24	0.739	2.524	0	1.206	1.8	0.00011	20 ϕ 6.3mm c.25	23 ϕ 6.3mm c.23	23 ϕ 8mm c.20	
L13	1.946	2.165	3.53	0	1.206	1.8	0.000134	23 ϕ 8mm c. 20	28 ϕ 8mm c. 20	23 ϕ 10mm c. 20	
L14	0.252	0.108	0.504	0.192	1.206	1.8	3.99E-06	9 ϕ 6.3mm c. 23	12 ϕ 6.3mm c. 23	12 ϕ 6.3mm c. 17	17 ϕ 6.3mm c. 17
L15	0.252	0.108	0.504	0.192	1.206	1.8	3.99E-06	9 ϕ 6.3mm c. 23	12 ϕ 6.3mm c. 23	12 ϕ 6.3mm c. 17	17 ϕ 6.3mm c. 17

	Asx (cm ² /m)	Asy (cm ² /m)	Asxe (cm ² /m)	Asye (cm ² /m)	Asmin (cm ² /m)	Asmine (cm ² /m)	W0 (cm)	Resumo Asx	Resumo Asy	Resumo Asxe	Resumo Asye
L16	0.425	0.397	0.854	0	1.206	1.8	1.5E-05	15 φ6.3mm c. 20	19 φ6.3mm c. 20	18 φ6.3mm c. 17	
L17	0.121	0.121	0.243	0.243	1.206	1.8	1.58E-06	8 φ6.3mm c. 23	8 φ6.3mm c. 23	11 φ6.3mm c. 17	11 φ6.3mm c. 17
L18	0.121	0.121	0.243	0.243	1.206	1.8	1.58E-06	8 φ6.3mm c. 23	8 φ6.3mm c. 23	11 φ6.3mm c. 17	11 φ6.3mm c. 17
L19	0.915	0.322	1.857	0	1.206	1.8	0.000123	29 φ8mm c.16	16 φ6.3mm c.23	18 φ8mm c.26	

APÊNDICE IV

Tabela 28 Cargas referentes às vigas V1 e V4

	Trecho	Altura (m)	Peso alvenaria (kN/m ³)	Espessura (m)	Carga alvenaria (kN/m)	Rx kN/m	Ry kN/m	Rxe kN/m	Rye kN/m	Carga total (kN/m)
Pavimento Tipo	1	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	0	0	17.2525
	2	2.25	13	0.15	6.1425	5.982	0	0	0	12.1245
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	0	6.1425
	4	2.25	13	0.15	6.1425	5.982	0	0	0	12.1245
	5	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	0	0	17.2525
Cobertura	1	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	0	0	13.0665
	2	2.25	13	0.15	6.1425	4.372	0	0	0	10.5145
	3	2.25	13	0.15	6.1425	2.623	0	0	0	8.7655
	4	2.25	13	0.15	6.1425	4.372	0	0	0	10.5145
	5	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	0	0	13.0665

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 29 Cargas referentes às vigas V2 e V3

	Trecho	Altura (m)	Peso alvenaria (kN/m ³)	Espessura (m)	Carga alvenaria (kN/m)	Rx kN/m	Ry kN/m	Rxe kN/m	Rye kN/m	Carga total (kN/m)
Pavimento Tipo	1	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	0	0	17.2525
	2	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	2.221	0	19.4735
	3	2.25	13	0.15	6.1425	5.982	0	0	0	12.1245
	4	2.25	13	0.15	6.1425	5.385	0	0	0	11.5275
	5	2.25	13	0.15	6.1425	5.385	0	0	0	11.5275
	6	2.25	13	0.15	6.1425	5.982	0	0	0	12.1245
	7	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	0	0	17.2525
	8	2.25	13	0.15	6.1425	11.11	0	0	0	17.2525
Cobertura	1	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	1.357	0	14.4235
	2	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	0	0	13.0665
	3	2.25	13	0.15	6.1425	4.372	0	0	0	10.5145
	4	2.25	13	0.15	6.1425	4.326	0	0	0	10.4685
	5	2.25	13	0.15	6.1425	4.326	0	0	0	10.4685
	6	2.25	13	0.15	6.1425	4.372	0	0	0	10.5145
	7	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	0	0	13.0665
	8	2.25	13	0.15	6.1425	6.924	0	1.357	0	14.4235

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 30 referentes às vigas V5 e V10

	Trecho	Altura (m)	Peso alvenaria (kN/m ³)	Espessura (m)	Carga alvenaria (kN/m)	Rx kN/m	Ry kN/m	Rxe kN/m	Rye kN/m	Carga total (kN/m)
Pavimento Tipo	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	12.801	0	0	18.9435
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	0	6.1425
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	11.922	0	0	18.0645
Cobertura	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	7.978	0	0	14.1205
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	5.94	0	0	12.0825
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	5.94	0	0	12.0825

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 31 Cargas referentes às vigas V6 e V9

	Trecho	Altura (m)	Peso alvenaria (kN/m ³)	Espessura (m)	Carga alvenaria (kN/m)	Rx kN/m	Ry kN/m	Rxe kN/m	Rye kN/m	Carga total (kN/m)
Pavimento Tipo	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	40.033	46.1755
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	7.923	0	2.221	16.2865
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	38.798	44.9405
Cobertura	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	26.959	33.1015
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	4.8	0	0	10.9425
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	11.892	18.0345

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 32 Cargas referentes às vigas V7 e V8

	Trecho	Altura (m)	Peso alvenaria (kN/m ³)	Espessura (m)	Carga alvenaria (kN/m)	Rx kN/m	Ry kN/m	Rxe kN/m	Rye kN/m	Carga total (kN/m)
Pavimento Tipo	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	11.211	0	0	17.3535
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	11.211	0	0	17.3535
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	0	6.1425
	4	2.25	13	0.15	6.1425	0	11.881	0	0	18.0235
Cobertura	1	2.25	13	0.15	6.1425	0	8.194	0	0	14.3365
	2	2.25	13	0.15	6.1425	0	8.194	0	0	14.3365
	3	2.25	13	0.15	6.1425	0	0	0	0	6.1425
	4	2.25	13	0.15	6.1425	0	12.75	0	0	18.8925

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 33 Força do vento nos pórticos na direção x.

		Vento na direção x			
		Fvento (kN)	γq	$\psi 0$	Ffinal(kN)
Pórtico 1 e 4	Nível 1	3.904	1.4	0.6	3.279
	Nível 2	4.349	1.4	0.6	3.653
	Nível 3	4.829	1.4	0.6	4.056
	Nível 4	9.08	1.4	0.6	7.627
Pórtico 2 e 3	Nível 1	3.885	1.4	0.6	3.263
	Nível 2	4.328	1.4	0.6	3.636
	Nível 3	4.806	1.4	0.6	4.037
	Nível 4	9.037	1.4	0.6	7.591

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 34 Força do vento nos pórticos na direção y.

		Vento na direção y			
		Fvento (kN)	Fvento (kN)	Fvento (kN)	Fvento (kN)
Pórtico 5 e 10	Nível 1	6.129	1.4	0.6	5.148
	Nível 2	6.827	1.4	0.6	5.735
	Nível 3	7.584	1.4	0.6	6.371
	Nível 4	6.107	1.4	0.6	5.130
Pórtico 6 e 9	Nível 1	9.63	1.4	0.6	8.089
	Nível 2	10.726	1.4	0.6	9.010
	Nível 3	11.915	1.4	0.6	10.009
	Nível 4	9.595	1.4	0.6	8.060
Pórtico 7 e 8	Nível 1	6.156	1.4	0.6	5.171
	Nível 2	6.857	1.4	0.6	5.760
	Nível 3	7.616	1.4	0.6	6.397
	Nível 4	6.133	1.4	0.6	5.152

(Fonte: Aatoria Própria)

Tabela 35 Área da armadura para os trechos do pórtico de V1 e V4

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	36.700	268.843	0.262	4.595	0.102	2	Armadura simples	12.393	OK	0.176	1.956	1.956	0.000
	2	2.146	14.100	268.843	0.262	1.737	0.039	2	Armadura simples	7.681	OK	0.176	0.732	0.732	0.000
	3	2.146	1.600	268.843	0.262	0.195	0.004	2	Armadura simples	2.588	OK	0.176	0.082	0.176	0.000
	4	2.146	14.600	268.843	0.262	1.799	0.040	2	Armadura simples	7.816	OK	0.176	0.758	0.758	0.000
	5	2.146	37.100	268.843	0.262	4.646	0.103	2	Armadura simples	12.460	OK	0.176	1.978	1.978	0.000

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 2	1	2.146	35.000	268.843	0.262	4.377	0.097	2	Armadura simples	12.102	OK	0.176	1.861	1.861	0.000
	2	2.146	14.500	268.843	0.262	1.787	0.040	2	Armadura simples	7.790	OK	0.176	0.753	0.753	0.000
	3	2.146	1.200	268.843	0.262	0.147	0.003	2	Armadura simples	2.241	OK	0.176	0.061	0.176	0.000
	4	2.146	14.600	268.843	0.262	1.799	0.040	2	Armadura simples	7.816	OK	0.176	0.758	0.758	0.000
	5	2.146	36.100	268.843	0.262	4.518	0.100	2	Armadura simples	12.291	OK	0.176	1.922	1.922	0.000
Tipo 3	1	2.146	33.100	268.843	0.262	4.133	0.092	2	Armadura simples	11.769	OK	0.176	1.756	1.756	0.000
	2	2.146	14.800	268.843	0.262	1.824	0.041	2	Armadura simples	7.870	OK	0.176	0.769	0.769	0.000
	3	2.146	1.000	268.843	0.262	0.122	0.003	2	Armadura simples	2.046	OK	0.176	0.051	0.176	0.000
	4	2.146	14.800	268.843	0.262	1.824	0.041	2	Armadura simples	7.870	OK	0.176	0.769	0.769	0.000
	5	2.146	34.600	268.843	0.262	4.325	0.096	2	Armadura simples	12.033	OK	0.176	1.839	1.839	0.000
Cobertura	1	2.146	24.300	268.843	0.262	3.015	0.067	2	Armadura simples	10.084	OK	0.176	1.276	1.276	0.000
	2	2.146	13.400	268.843	0.262	1.650	0.037	2	Armadura simples	7.488	OK	0.176	0.695	0.695	0.000
	3	2.146	4.800	268.843	0.262	0.588	0.013	2	Armadura simples	4.482	OK	0.176	0.247	0.247	0.000
	4	2.146	13.300	268.843	0.262	1.638	0.036	2	Armadura simples	7.460	OK	0.176	0.690	0.690	0.000
	5	2.146	25.900	268.843	0.262	3.217	0.071	2	Armadura simples	10.411	OK	0.176	1.363	1.363	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 36 Área da armadura para os trechos do pórtico de V2 e V3

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	32.500	268.843	0.262	4.057	0.090	2	Armadura simples	11.662	OK	0.176	1.723	1.723	0.000
	2	2.146	30.900	268.843	0.262	3.852	0.086	2	Armadura simples	11.371	OK	0.176	1.635	1.635	0.000
	3	2.146	9.500	268.843	0.262	1.167	0.026	2	Armadura simples	6.305	OK	0.176	0.491	0.491	0.000
	4	2.146	5.200	268.843	0.262	0.637	0.014	2	Armadura simples	4.665	OK	0.176	0.267	0.267	0.000
	5	2.146	4.800	268.843	0.262	0.588	0.013	2	Armadura simples	4.482	OK	0.176	0.247	0.247	0.000
	6	2.146	10.100	268.843	0.262	1.241	0.028	2	Armadura simples	6.501	OK	0.176	0.522	0.522	0.000
	7	2.146	33.100	268.843	0.262	4.133	0.092	2	Armadura simples	11.769	OK	0.176	1.756	1.756	0.000
	8	2.146	33.100	268.843	0.262	4.133	0.092	2	Armadura simples	11.769	OK	0.176	1.756	1.756	0.000
Tipo 2	1	2.146	30.700	268.843	0.262	3.827	0.085	2	Armadura simples	11.334	OK	0.176	1.624	1.624	0.000
	2	2.146	29.700	268.843	0.262	3.700	0.082	2	Armadura simples	11.148	OK	0.176	1.570	1.570	0.000
	3	2.146	10.000	268.843	0.262	1.228	0.027	2	Armadura simples	6.469	OK	0.176	0.517	0.517	0.000
	4	2.146	4.600	268.843	0.262	0.563	0.013	2	Armadura simples	4.387	OK	0.176	0.236	0.236	0.000
	5	2.146	4.400	268.843	0.262	0.538	0.012	2	Armadura simples	4.291	OK	0.176	0.226	0.226	0.000

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 2	6	2.146	10.200	268.843	0.262	1.253	0.028	2	Armadura simples	6.533	OK	0.176	0.527	0.527	0.000
	7	2.146	32.000	268.843	0.262	3.993	0.089	2	Armadura simples	11.572	OK	0.176	1.696	1.696	0.000
	8	2.146	32.000	268.843	0.262	3.993	0.089	2	Armadura simples	11.572	OK	0.176	1.696	1.696	0.000
Tipo 3	1	2.146	30.700	268.843	0.262	3.827	0.085	2	Armadura simples	11.334	OK	0.176	1.624	1.624	0.000
	2	2.146	29.900	268.843	0.262	3.725	0.083	2	Armadura simples	11.186	OK	0.176	1.581	1.581	0.000
	3	2.146	10.000	268.843	0.262	1.228	0.027	2	Armadura simples	6.469	OK	0.176	0.517	0.517	0.000
	4	2.146	4.400	268.843	0.262	0.538	0.012	2	Armadura simples	4.291	OK	0.176	0.226	0.226	0.000
	5	2.146	4.200	268.843	0.262	0.514	0.011	2	Armadura simples	4.192	OK	0.176	0.216	0.216	0.000
	6	2.146	10.000	268.843	0.262	1.228	0.027	2	Armadura simples	6.469	OK	0.176	0.517	0.517	0.000
	7	2.146	32.300	268.843	0.262	4.031	0.090	2	Armadura simples	11.626	OK	0.176	1.712	1.712	0.000
	8	2.146	32.300	268.843	0.262	4.031	0.090	2	Armadura simples	11.626	OK	0.176	1.712	1.712	0.000
Cobertura	1	2.146	26.600	268.843	0.262	3.306	0.073	2	Armadura simples	10.550	OK	0.176	1.401	1.401	0.000
	2	2.146	24.900	268.843	0.262	3.091	0.069	2	Armadura simples	10.208	OK	0.176	1.309	1.309	0.000
	3	2.146	8.800	268.843	0.262	1.080	0.024	2	Armadura simples	6.068	OK	0.176	0.454	0.454	0.000
	4	2.146	3.500	268.843	0.262	0.428	0.010	2	Armadura simples	3.827	OK	0.176	0.180	0.180	0.000
	5	2.146	3.500	268.843	0.262	0.428	0.010	2	Armadura simples	3.827	OK	0.176	0.180	0.180	0.000
	6	2.146	8.600	268.843	0.262	1.055	0.023	2	Armadura simples	5.999	OK	0.176	0.444	0.444	0.000
	7	2.146	27.200	268.843	0.262	3.382	0.075	2	Armadura simples	10.669	OK	0.176	1.433	1.433	0.000
	8	2.146	27.800	268.843	0.262	3.458	0.077	2	Armadura simples	10.786	OK	0.176	1.466	1.466	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 37 Área da armadura para os trechos do pórtico de V5 e V10

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	28.500	268.843	0.262	3.547	0.079	2	Armadura simples	10.921	OK	0.176	1.504	1.504	0.000
	2	2.146	9.000	268.843	0.262	1.105	0.025	2	Armadura simples	6.137	OK	0.176	0.465	0.465	0.000
	3	2.146	24.300	268.843	0.262	3.015	0.067	2	Armadura simples	10.084	OK	0.176	1.276	1.276	0.000
Tipo 2	1	2.146	26.500	268.843	0.262	3.293	0.073	2	Armadura simples	10.531	OK	0.176	1.395	1.395	0.000
	2	2.146	8.800	268.843	0.262	1.080	0.024	2	Armadura simples	6.068	OK	0.176	0.454	0.454	0.000
	3	2.146	23.800	268.843	0.262	2.952	0.066	2	Armadura simples	9.980	OK	0.176	1.249	1.249	0.000
Tipo 3	1	2.146	25.900	268.843	0.262	3.217	0.071	2	Armadura simples	10.411	OK	0.176	1.363	1.363	0.000
	2	2.146	10.300	268.843	0.262	1.266	0.028	2	Armadura simples	6.565	OK	0.176	0.532	0.532	0.000
	3	2.146	24.400	268.843	0.262	3.028	0.067	2	Armadura simples	10.105	OK	0.176	1.282	1.282	0.000

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Cobertura	1	2.146	21.000	268.843	0.262	2.600	0.058	2	Armadura simples	9.374	OK	0.176	1.099	1.099	0.000
	2	2.146	7.300	268.843	0.262	0.895	0.020	2	Armadura simples	5.527	OK	0.176	0.376	0.376	0.000
	3	2.146	20.400	268.843	0.262	2.524	0.056	2	Armadura simples	9.239	OK	0.176	1.067	1.067	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 38 Área da armadura para os trechos do pórtico de V6 e V9

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	99.900	268.843	0.262	13.149	0.292	3	Armadura simples	20.446	OK	0.176	5.782	5.782	0.000
	2	2.146	4.700	268.843	0.262	0.575	0.013	2	Armadura simples	4.435	OK	0.176	0.241	0.241	0.000
	3	2.146	48.200	268.843	0.262	6.086	0.135	2	Armadura simples	14.202	OK	0.176	2.604	2.604	0.000
Tipo 2	1	2.146	87.400	268.843	0.262	11.383	0.253	2	Armadura simples	19.124	OK	0.176	4.970	4.970	0.000
	2	2.146	7.900	268.843	0.262	0.969	0.022	2	Armadura simples	5.750	OK	0.176	0.407	0.407	0.000
	3	2.146	46.000	268.843	0.262	5.799	0.129	2	Armadura simples	13.874	OK	0.176	2.479	2.479	0.000
Tipo 3	1	2.146	70.800	268.843	0.262	9.098	0.202	2	Armadura simples	17.212	OK	0.176	3.937	3.937	0.000
	2	2.146	0.900	268.843	0.262	0.110	0.002	2	Armadura simples	1.941	OK	0.176	0.046	0.176	0.000
	3	2.146	43.400	268.843	0.262	5.461	0.121	2	Armadura simples	13.476	OK	0.176	2.331	2.331	0.000
Cobertura	1	2.146	52.600	268.843	0.262	6.664	0.148	2	Armadura simples	14.836	OK	0.176	2.858	2.858	0.000
	2	2.146	13.700	268.843	0.262	1.687	0.037	2	Armadura simples	7.572	OK	0.176	0.711	0.711	0.000
	3	2.146	17.200	268.843	0.262	2.124	0.047	2	Armadura simples	8.484	OK	0.176	0.896	0.896	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 39 Área da armadura para os trechos do pórtico de V7 e V8

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	31.400	268.843	0.262	3.916	0.087	2	Armadura simples	11.463	OK	0.176	1.663	1.663	0.000
	2	2.146	22.100	268.843	0.262	2.738	0.061	2	Armadura simples	9.617	OK	0.176	1.158	1.158	0.000
	3	2.146	10.300	268.843	0.262	1.266	0.028	2	Armadura simples	6.565	OK	0.176	0.532	0.532	0.000
	4	2.146	26.900	268.843	0.262	3.344	0.074	2	Armadura simples	10.610	OK	0.176	1.417	1.417	0.000
Tipo 2	1	2.146	28.900	268.843	0.262	3.598	0.080	2	Armadura simples	10.997	OK	0.176	1.526	1.526	0.000
	2	2.146	21.400	268.843	0.262	2.650	0.059	2	Armadura simples	9.463	OK	0.176	1.120	1.120	0.000
	3	2.146	9.400	268.843	0.262	1.154	0.026	2	Armadura simples	6.272	OK	0.176	0.485	0.485	0.000
	4	2.146	26.200	268.843	0.262	3.255	0.072	2	Armadura simples	10.471	OK	0.176	1.379	1.379	0.000
Tipo 3	1	2.146	28.100	268.843	0.262	3.496	0.078	2	Armadura simples	10.844	OK	0.176	1.482	1.482	0.000
	2	2.146	21.700	268.843	0.262	2.688	0.060	2	Armadura simples	9.529	OK	0.176	1.136	1.136	0.000
	3	2.146	10.100	268.843	0.262	1.241	0.028	2	Armadura simples	6.501	OK	0.176	0.522	0.522	0.000

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin cm2	As cm2	Asadotado cm2	A's cm2
Tipo 3	4	2.146	26.600	268.843	0.262	3.306	0.073	2	Armadura simples	10.550	OK	0.176	1.401	1.401	0.000
Cobertura	1	2.146	27.000	268.843	0.262	3.357	0.075	2	Armadura simples	10.629	OK	0.176	1.422	1.422	0.000
	2	2.146	21.100	268.843	0.262	2.612	0.058	2	Armadura simples	9.397	OK	0.176	1.104	1.104	0.000
	3	2.146	12.300	268.843	0.262	1.513	0.034	2	Armadura simples	7.174	OK	0.176	0.637	0.637	0.000
	4	2.146	26.400	268.843	0.262	3.281	0.073	2	Armadura simples	10.511	OK	0.176	1.390	1.390	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 40 Área da armadura para os apoios do pórtico de V1 e V4

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm2)	As (cm2)	Asadotado (cm2)	A's (cm2)
Tipo 1	1	2.146	20.400	268.843	0.262	2.524	0.056	2	Armadura simples	9.239	OK	0.176	1.067	1.067	0.000
	2	2.146	56.800	268.843	0.262	7.219	0.160	2	Armadura simples	15.417	OK	0.176	3.102	3.102	0.000
	3	2.146	24.100	268.843	0.262	2.990	0.066	2	Armadura simples	10.042	OK	0.176	1.265	1.265	0.000
	4	2.146	19.400	268.843	0.262	2.399	0.053	2	Armadura simples	9.010	OK	0.176	1.013	1.013	0.000
	5	2.146	50.800	268.843	0.262	6.427	0.143	2	Armadura simples	14.580	OK	0.176	2.754	2.754	0.000
	6	2.146	35.200	268.843	0.262	4.402	0.098	2	Armadura simples	12.137	OK	0.176	1.872	1.872	0.000
Tipo 2	1	2.146	25.700	268.843	0.262	3.192	0.071	2	Armadura simples	10.370	OK	0.176	1.352	1.352	0.000
	2	2.146	54.100	268.843	0.262	6.862	0.152	2	Armadura simples	15.046	OK	0.176	2.945	2.945	0.000
	3	2.146	25.200	268.843	0.262	3.129	0.070	2	Armadura simples	10.269	OK	0.176	1.325	1.325	0.000
	4	2.146	18.800	268.843	0.262	2.324	0.052	2	Armadura simples	8.870	OK	0.176	0.981	0.981	0.000
	5	2.146	50.300	268.843	0.262	6.362	0.141	2	Armadura simples	14.508	OK	0.176	2.725	2.725	0.000
	6	2.146	37.600	268.843	0.262	4.711	0.105	2	Armadura simples	12.544	OK	0.176	2.006	2.006	0.000
Tipo 3	1	2.146	31.300	268.843	0.262	3.903	0.087	2	Armadura simples	11.445	OK	0.176	1.657	1.657	0.000
	2	2.146	51.600	268.843	0.262	6.533	0.145	2	Armadura simples	14.694	OK	0.176	2.800	2.800	0.000
	3	2.146	26.200	268.843	0.262	3.255	0.072	2	Armadura simples	10.471	OK	0.176	1.379	1.379	0.000
	4	2.146	21.200	268.843	0.262	2.625	0.058	2	Armadura simples	9.419	OK	0.176	1.109	1.109	0.000
	5	2.146	49.900	268.843	0.262	6.309	0.140	2	Armadura simples	14.450	OK	0.176	2.702	2.702	0.000
	6	2.146	40.900	268.843	0.262	5.137	0.114	2	Armadura simples	13.082	OK	0.176	2.190	2.190	0.000
Cobertura	1	2.146	28.200	268.843	0.262	3.509	0.078	2	Armadura simples	10.863	OK	0.176	1.488	1.488	0.000
	2	2.146	42.200	268.843	0.262	5.305	0.118	2	Armadura simples	13.289	OK	0.176	2.264	2.264	0.000
	3	2.146	23.600	268.843	0.262	2.927	0.065	2	Armadura simples	9.938	OK	0.176	1.238	1.238	0.000
	4	2.146	21.600	268.843	0.262	2.675	0.059	2	Armadura simples	9.507	OK	0.176	1.131	1.131	0.000
	5	2.146	43.200	268.843	0.262	5.435	0.121	2	Armadura simples	13.445	OK	0.176	2.320	2.320	0.000

	Trecho	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Cobertura	6	2.146	32.800	268.843	0.262	4.095	0.091	2	Armadura simples	11.716	OK	0.176	1.740	1.740	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 41 Área da armadura para os apoios do pórtico de V2 e V3

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	17.200	268.843	0.262	2.124	0.047	2	Armadura simples	8.484	OK	0.176	0.896	0.896	0.000
	2	2.146	49.600	268.843	0.262	6.270	0.139	2	Armadura simples	14.407	OK	0.176	2.685	2.685	0.000
	3	2.146	20.500	268.843	0.262	2.537	0.056	2	Armadura simples	9.262	OK	0.176	1.072	1.072	0.000
	4	2.146	18.900	268.843	0.262	2.336	0.052	2	Armadura simples	8.893	OK	0.176	0.986	0.986	0.000
	5	2.146	43.600	268.843	0.262	5.487	0.122	2	Armadura simples	13.507	OK	0.176	2.343	2.343	0.000
	6	2.146	31.700	268.843	0.262	3.954	0.088	2	Armadura simples	11.517	OK	0.176	1.679	1.679	0.000
Tipo 2	1	2.146	22.300	268.843	0.262	2.763	0.061	2	Armadura simples	9.660	OK	0.176	1.168	1.168	0.000
	2	2.146	47.300	268.843	0.262	5.969	0.133	2	Armadura simples	14.069	OK	0.176	2.553	2.553	0.000
	3	2.146	21.200	268.843	0.262	2.625	0.058	2	Armadura simples	9.419	OK	0.176	1.109	1.109	0.000
	4	2.146	18.500	268.843	0.262	2.286	0.051	2	Armadura simples	8.799	OK	0.176	0.965	0.965	0.000
	5	2.146	43.500	268.843	0.262	5.474	0.122	2	Armadura simples	13.492	OK	0.176	2.337	2.337	0.000
	6	2.146	33.900	268.843	0.262	4.236	0.094	2	Armadura simples	11.910	OK	0.176	1.800	1.800	0.000
Tipo 3	1	2.146	23.900	268.843	0.262	2.965	0.066	2	Armadura simples	10.001	OK	0.176	1.255	1.255	0.000
	2	2.146	45.600	268.843	0.262	5.747	0.128	2	Armadura simples	13.814	OK	0.176	2.456	2.456	0.000
	3	2.146	20.800	268.843	0.262	2.575	0.057	2	Armadura simples	9.330	OK	0.176	1.088	1.088	0.000
	4	2.146	17.500	268.843	0.262	2.161	0.048	2	Armadura simples	8.557	OK	0.176	0.912	0.912	0.000
	5	2.146	43.900	268.843	0.262	5.526	0.123	2	Armadura simples	13.554	OK	0.176	2.360	2.360	0.000
	6	2.146	32.800	268.843	0.262	4.095	0.091	2	Armadura simples	11.716	OK	0.176	1.740	1.740	0.000
Cobertura	1	2.146	13.000	268.843	0.262	1.600	0.036	2	Armadura simples	7.376	OK	0.176	0.674	0.674	0.000
	2	2.146	34.200	268.843	0.262	4.274	0.095	2	Armadura simples	11.963	OK	0.176	1.817	1.817	0.000
	3	2.146	16.900	268.843	0.262	2.086	0.046	2	Armadura simples	8.410	OK	0.176	0.880	0.880	0.000
	4	2.146	14.900	268.843	0.262	1.837	0.041	2	Armadura simples	7.896	OK	0.176	0.774	0.774	0.000
	5	2.146	34.300	268.843	0.262	4.287	0.095	2	Armadura simples	11.980	OK	0.176	1.823	1.823	0.000
	6	2.146	17.100	268.843	0.262	2.111	0.047	2	Armadura simples	8.459	OK	0.176	0.891	0.891	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 42 Área da armadura para os apoios do pórtico de V5 e V10

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	7.200	268.843	0.262	0.883	0.020	2	Armadura simples	5.489	OK	0.176	0.371	0.371	0.000
	2	2.146	36.100	268.843	0.262	4.518	0.100	2	Armadura simples	12.291	OK	0.176	1.922	1.922	0.000
	3	2.146	24.700	268.843	0.262	3.066	0.068	2	Armadura simples	10.167	OK	0.176	1.298	1.298	0.000
	4	2.146	28.500	268.843	0.262	3.547	0.079	2	Armadura simples	10.921	OK	0.176	1.504	1.504	0.000
Tipo 2	1	2.146	12.200	268.843	0.262	1.501	0.033	2	Armadura simples	7.145	OK	0.176	0.632	0.632	0.000
	2	2.146	34.100	268.843	0.262	4.261	0.095	2	Armadura simples	11.945	OK	0.176	1.812	1.812	0.000
	3	2.146	22.600	268.843	0.262	2.801	0.062	2	Armadura simples	9.725	OK	0.176	1.185	1.185	0.000
	4	2.146	27.900	268.843	0.262	3.471	0.077	2	Armadura simples	10.805	OK	0.176	1.471	1.471	0.000
Tipo 3	1	2.146	15.500	268.843	0.262	1.911	0.042	2	Armadura simples	8.054	OK	0.176	0.806	0.806	0.000
	2	2.146	31.400	268.843	0.262	3.916	0.087	2	Armadura simples	11.463	OK	0.176	1.663	1.663	0.000
	3	2.146	24.600	268.843	0.262	3.053	0.068	2	Armadura simples	10.146	OK	0.176	1.292	1.292	0.000
	4	2.146	24.600	268.843	0.262	3.053	0.068	2	Armadura simples	10.146	OK	0.176	1.292	1.292	0.000
Cobertura	1	2.146	8.600	268.843	0.262	1.055	0.023	2	Armadura simples	5.999	OK	0.176	0.444	0.444	0.000
	2	2.146	23.300	268.843	0.262	2.889	0.064	2	Armadura simples	9.874	OK	0.176	1.222	1.222	0.000
	3	2.146	20.800	268.843	0.262	2.575	0.057	2	Armadura simples	9.330	OK	0.176	1.088	1.088	0.000
	4	2.146	11.800	268.843	0.262	1.451	0.032	2	Armadura simples	7.027	OK	0.176	0.611	0.611	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 43 Área da armadura para os apoios do pórtico de V6 e V9

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	50.600	268.843	0.262	6.401	0.142	2	Armadura simples	14.551	OK	0.176	2.742	2.742	0.000
	2	2.146	132.700	268.843	0.262	17.987	0.400	3	Armadura simples	23.565	OK	0.176	8.073	8.073	0.000
	3	2.146	67.900	268.843	0.262	8.705	0.193	2	Armadura simples	16.856	OK	0.176	3.762	3.762	0.000
	4	2.146	217.100	268.843	0.262	32.274	0.170	3.000	Armadura dupla	30.141	OK	0.176	15.560	15.560	0.000
Tipo 2	1	2.146	28.000	268.843	0.262	3.484	0.077	2	Armadura simples	10.824	OK	0.176	1.477	1.477	0.000
	2	2.146	124.600	268.843	0.262	16.763	0.373	3	Armadura simples	22.834	OK	0.176	7.484	7.484	0.000
	3	2.146	74.800	268.843	0.262	9.642	0.214	2	Armadura simples	17.692	OK	0.176	4.182	4.182	0.000
	4	2.146	200.200	268.843	0.262	29.144	0.480	3.000	Armadura dupla	28.944	OK	0.176	13.810	13.810	0.000
Tipo 3	1	2.146	14.000	268.843	0.262	1.725	0.038	2	Armadura simples	7.654	OK	0.176	0.727	0.727	0.000
	2	2.146	99.700	268.843	0.262	13.120	0.292	3	Armadura simples	20.426	OK	0.176	5.769	5.769	0.000
	3	2.146	67.300	268.843	0.262	8.624	0.192	2	Armadura simples	16.782	OK	0.176	3.725	3.725	0.000
	4	2.146	158.300	268.843	0.262	22.003	0.489	3	Armadura dupla	25.738	OK	0.176	10.058	10.058	0.000

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Cobertura	1	2.146	15.900	268.843	0.262	1.961	0.044	2	Armadura simples	8.157	OK	0.176	0.827	0.827	0.000
	2	2.146	62.100	268.843	0.262	7.925	0.176	2	Armadura simples	16.120	OK	0.176	3.415	3.415	0.000
	3	2.146	25.400	268.843	0.262	3.154	0.070	2	Armadura simples	10.310	OK	0.176	1.336	1.336	0.000
	4	2.146	75.100	268.843	0.262	9.683	0.215	2	Armadura simples	17.727	OK	0.176	4.200	4.200	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 44 Área da armadura para os apoios do pórtico de V7 e V8

	Pilar	Msd min (kNm)	Msd (kNm)	Msd lim (kNm)	xmin (cm)	x (cm)	x/d	Domínio	Armadura	Altura útil mínima	Altura útil	Asmin (cm ²)	As (cm ²)	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)
Tipo 1	1	2.146	7.800	268.843	0.262	0.957	0.021	2	Armadura simples	5.713	OK	0.176	0.402	0.402	0.000
	2	2.146	39.900	268.843	0.262	5.007	0.111	2	Armadura simples	12.922	OK	0.176	2.134	2.134	0.000
	3	2.146	27.900	268.843	0.262	3.471	0.077	2	Armadura simples	10.805	OK	0.176	1.471	1.471	0.000
	4	2.146	30.700	268.843	0.262	3.827	0.085	2	Armadura simples	11.334	OK	0.176	1.624	1.624	0.000
Tipo 2	1	2.146	14.200	268.843	0.262	1.749	0.039	2	Armadura simples	7.709	OK	0.176	0.737	0.737	0.000
	2	2.146	37.400	268.843	0.262	4.685	0.104	2	Armadura simples	12.510	OK	0.176	1.995	1.995	0.000
	3	2.146	25.800	268.843	0.262	3.205	0.071	2	Armadura simples	10.391	OK	0.176	1.357	1.357	0.000
	4	2.146	30.000	268.843	0.262	3.738	0.083	2	Armadura simples	11.204	OK	0.176	1.586	1.586	0.000
Tipo 3	1	2.146	17.800	268.843	0.262	2.199	0.049	2	Armadura simples	8.631	OK	0.176	0.928	0.928	0.000
	2	2.146	34.800	268.843	0.262	4.351	0.097	2	Armadura simples	12.067	OK	0.176	1.850	1.850	0.000
	3	2.146	27.900	268.843	0.262	3.471	0.077	2	Armadura simples	10.805	OK	0.176	1.471	1.471	0.000
	4	2.146	27.100	268.843	0.262	3.369	0.075	2	Armadura simples	10.649	OK	0.176	1.428	1.428	0.000
Cobertura	1	2.146	10.900	268.843	0.262	1.340	0.030	2	Armadura simples	6.754	OK	0.176	0.564	0.564	0.000
	2	2.146	28.000	268.843	0.262	3.484	0.077	2	Armadura simples	10.824	OK	0.176	1.477	1.477	0.000
	3	2.146	25.500	268.843	0.262	3.167	0.070	2	Armadura simples	10.330	OK	0.176	1.341	1.341	0.000
	4	2.146	14.100	268.843	0.262	1.737	0.039	2	Armadura simples	7.681	OK	0.176	0.732	0.732	0.000

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 45 Armação das vigas no centro do vão

	Trecho	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)	Φ(cm)	nb	Resumo As	n'b	Porta estribo	
V1 e V4	Tipo 1	1	1.956	0.000	1.000	2.490	3 φ 10mm	0.000	2 φ 5mm
		2	0.732	0.000	1.000	0.932	2 φ 10mm	0.000	
		3	0.176	0.000	1.000	0.224	2 φ 10mm	0.000	
		4	0.758	0.000	1.000	0.966	2 φ 10mm	0.000	
		5	1.978	0.000	1.000	2.518	3 φ 10mm	0.000	
	Tipo 2	1	1.861	0.000	1.000	2.370	3 φ 10mm	0.000	
		2	0.753	0.000	1.000	0.959	2 φ 10mm	0.000	

		Trecho	Asadotado (cm2)	A's (cm2)	Φ(cm)	nb	Resumo As	n'b	Porta estribo	
V1 e V4	Tipo 2	3	0.176	0.000	1.000	0.224	2 φ 10mm	0.000	2 φ 5mm	
		4	0.758	0.000	1.000	0.966	2 φ 10mm	0.000		
		5	1.922	0.000	1.000	2.448	3 φ 10mm	0.000		
	Tipo 3	1	1.756	0.000	1.000	2.236	3 φ 10mm	0.000		
		2	0.769	0.000	1.000	0.979	2 φ 10mm	0.000		
		3	0.176	0.000	1.000	0.224	2 φ 10mm	0.000		
		4	0.769	0.000	1.000	0.979	2 φ 10mm	0.000		
		5	1.839	0.000	1.000	2.342	3 φ 10mm	0.000		
	Cobertura	1	1.276	0.000	1.000	1.625	2 φ 10mm	0.000		
		2	0.695	0.000	1.000	0.885	2 φ 10mm	0.000		
		3	0.247	0.000	1.000	0.314	2 φ 10mm	0.000		
		4	0.690	0.000	1.000	0.878	2 φ 10mm	0.000		
		5	1.363	0.000	1.000	1.735	2 φ 10mm	0.000		
	V2 e V3	Tipo 1	1	1.723	0.000	1.000	2.194	3 φ 10mm		0.000
			2	1.635	0.000	1.000	2.082	3 φ 10mm		0.000
3			0.491	0.000	1.000	0.625	2 φ 10mm	0.000		
4			0.267	0.000	1.000	0.340	2 φ 10mm	0.000		
5			0.247	0.000	1.000	0.314	2 φ 10mm	0.000		
6			0.522	0.000	1.000	0.665	2 φ 10mm	0.000		
7			1.756	0.000	1.000	2.236	3 φ 10mm	0.000		
8			1.756	0.000	1.000	2.236	3 φ 10mm	0.000		
Tipo 2		1	1.624	0.000	1.000	2.068	3 φ 10mm	0.000		
		2	1.570	0.000	1.000	1.998	2 φ 10mm	0.000		
		3	0.517	0.000	1.000	0.658	2 φ 10mm	0.000		
		4	0.236	0.000	1.000	0.301	2 φ 10mm	0.000		
		5	0.226	0.000	1.000	0.288	2 φ 10mm	0.000		
		6	0.527	0.000	1.000	0.671	2 φ 10mm	0.000		
		7	1.696	0.000	1.000	2.159	3 φ 10mm	0.000		
	8	1.696	0.000	1.000	2.159	3 φ 10mm	0.000			
Tipo 3	1	1.624	0.000	1.000	2.068	3 φ 10mm	0.000			
	2	1.581	0.000	1.000	2.012	3 φ 10mm	0.000			
	3	0.517	0.000	1.000	0.658	2 φ 10mm	0.000			
V2 e V3	Tipo 3	4	0.226	0.000	1.000	0.288	2 φ 10mm	0.000		
		5	0.216	0.000	1.000	0.275	2 φ 10mm	0.000		
		6	0.517	0.000	1.000	0.658	2 φ 10mm	0.000		
		7	1.712	0.000	1.000	2.180	3 φ 10mm	0.000		
		8	1.712	0.000	1.000	2.180	3 φ 10mm	0.000		
	Cobertura	1	1.401	0.000	1.000	1.783	2 φ 10mm	0.000		
		2	1.309	0.000	1.000	1.666	2 φ 10mm	0.000		
		3	0.454	0.000	1.000	0.578	2 φ 10mm	0.000		

		Trecho	Asadotado (cm2)	A's (cm2)	Φ(cm)	nb	Resumo As	n'b	Porta estribo
V2 e V3	Cobertura	4	0.180	0.000	1.000	0.229	2 φ 10mm	0.000	2 φ5mm
		5	0.180	0.000	1.000	0.229	2 φ 10mm	0.000	
		6	0.444	0.000	1.000	0.565	2 φ 10mm	0.000	
		7	1.433	0.000	1.000	1.825	2 φ 10mm	0.000	
		8	1.466	0.000	1.000	1.867	2 φ 10mm	0.000	
V5 e V10	Tipo 1	1	1.504	0.000	1.250	1.915	2 φ12.5mm	0.000	
		2	0.465	0.000	1.000	0.591	2 φ 10mm	0.000	
		3	1.276	0.000	1.000	1.625	2 φ 10mm	0.000	
	Tipo 2	1	1.395	0.000	1.000	1.777	2 φ 10mm	0.000	
		2	0.454	0.000	1.000	0.578	2 φ 10mm	0.000	
		3	1.249	0.000	1.000	1.591	2 φ 10mm	0.000	
	Tipo 3	1	1.363	0.000	1.000	1.735	2 φ 10mm	0.000	
		2	0.532	0.000	1.000	0.678	2 φ 10mm	0.000	
		3	1.282	0.000	1.000	1.632	2 φ 10mm	0.000	
	Cobertura	1	1.099	0.000	1.250	1.399	2 φ 10mm	0.000	
		2	0.376	0.000	1.000	0.479	2 φ 10mm	0.000	
		3	1.067	0.000	1.000	1.358	2 φ 10mm	0.000	
V6 e V9	Tipo 1	1	5.782	0.000	1.250	4.711	5 φ12.5mm	0.000	
		2	0.241	0.000	1.000	0.307	2 φ 10mm	0.000	
		3	2.604	0.000	1.000	3.316	4 φ 10mm	0.000	
	Tipo 2	1	4.970	0.000	1.250	4.050	5 φ 12.5mm	0.000	
		2	0.407	0.000	1.000	0.519	2 φ 10mm	0.000	
		3	2.479	0.000	1.000	3.156	4 φ 10mm	0.000	
	Tipo 3	1	3.937	0.000	1.250	3.208	4 φ 12.5mm	0.000	
		2	0.176	0.000	1.000	0.224	2 φ 10mm	0.000	
		3	2.331	0.000	1.000	2.968	3 φ 10mm	0.000	
	Cobertura	1	2.858	0.000	1.000	3.639	4 φ 10mm	0.000	
		2	0.711	0.000	1.000	0.905	2 φ 10mm	0.000	
		3	0.896	0.000	1.000	1.141	2 φ 10mm	0.000	
V7 e V8	Tipo 1	1	1.663	0.000	1.000	2.117	3 φ 10mm	0.000	
		2	1.158	0.000	1.000	1.474	2 φ 10mm	0.000	
	Tipo 1	3	0.532	0.000	1.000	0.678	2 φ10mm	0.000	
		4	1.417	0.000	1.000	1.804	2 φ10mm	0.000	
	Tipo 2	1	1.526	0.000	1.000	1.943	2 φ10mm	0.000	
		2	1.120	0.000	1.000	1.426	2 φ10mm	0.000	
		3	0.485	0.000	1.000	0.618	2 φ 10mm	0.000	
		4	1.379	0.000	1.000	1.756	2 φ 10mm	0.000	
	Tipo 3	1	1.482	0.000	1.000	1.887	2 φ 10mm	0.000	
		2	1.136	0.000	1.000	1.447	2 φ 10mm	0.000	

		Trecho	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)	Φ(cm)	nb	Resumo As	n'b	Porta estribo
V7 e V8	Tipo 3	3	0.522	0.000	1.000	0.665	2 φ 10mm	0.000	2 φ5mm
		4	1.401	0.000	1.000	1.783	2 φ 10mm	0.000	
	Cobertura	1	1.422	0.000	1.000	1.811	2 φ 10mm	0.000	
		2	1.104	0.000	1.000	1.406	2 φ 10mm	0.000	
		3	0.637	0.000	1.000	0.811	2 φ 10mm	0.000	
		4	1.390	0.000	1.000	1.770	2 φ 10mm	0.000	

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 46 Armação das vigas nas extremidades.

		Pilar	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)	Φ (cm)	nb	Resumo As	n'b	Resumo A's
V1 e V4	Tipo 1	1	1.067	0.000	1.0	1.358	2 φ 10 mm	0.000	2 φ 5mm
		2	3.102	0.000	1.0	3.950	4 φ 10 mm	0.000	
		3	1.265	0.000	1.0	1.611	2 φ 10 mm	0.000	
		4	1.013	0.000	1.0	1.290	2 φ 10 mm	0.000	
		5	2.754	0.000	1.0	3.506	4 φ 10 mm	0.000	
		6	1.872	0.000	1.0	2.384	3 φ 10 mm	0.000	
	Tipo 2	1	1.352	0.000	1.0	1.721	2 φ 10 mm	0.000	
		2	2.945	0.000	1.0	3.749	4 φ 10 mm	0.000	
		3	1.325	0.000	1.0	1.687	2 φ 10 mm	0.000	
		4	0.981	0.000	1.0	1.249	2 φ 10 mm	0.000	
		5	2.725	0.000	1.0	3.470	4 φ 10 mm	0.000	
		6	2.006	0.000	1.0	2.554	3 φ 10 mm	0.000	
	Tipo 3	1	1.657	0.000	1.0	2.110	3 φ 10 mm	0.000	
		2	2.800	0.000	1.0	3.565	4 φ 10 mm	0.000	
		3	1.379	0.000	1.0	1.756	2 φ 10 mm	0.000	
		4	1.109	0.000	1.0	1.413	2 φ 10 mm	0.000	
		5	2.702	0.000	1.0	3.440	4 φ 10 mm	0.000	
		6	2.190	0.000	1.0	2.789	3 φ 10 mm	0.000	
Cobertura	1	1.488	0.000	1.0	1.894	2 φ 10 mm	0.000		
	2	2.264	0.000	1.0	2.882	3 φ 10 mm	0.000		
V1 e V4	Cobertura	3	1.238	0.000	1.0	1.577	2 φ 10 mm	0.000	
		4	1.131	0.000	1.0	1.440	2 φ 10 mm	0.000	
		5	2.320	0.000	1.0	2.954	3 φ 10 mm	0.000	
		6	1.740	0.000	1.0	2.215	3 φ 10 mm	0.000	
V2 e V3	Tipo 1	1	0.896	0.000	1.0	1.141	2 φ 10 mm	0.000	
		2	2.685	0.000	1.0	3.418	4 φ 10 mm	0.000	
		3	1.072	0.000	1.0	1.365	2 φ 10 mm	0.000	
		4	0.986	0.000	1.0	1.256	2 φ 10 mm	0.000	
		5	2.343	0.000	1.0	2.983	3 φ 10 mm	0.000	
		6	1.679	0.000	1.0	2.138	3 φ 10 mm	0.000	

		Pilar	Asadotado (cm2)	A's (cm2)	Φ (cm)	nb	Resumo As	n'b	Resumo A's
V2 e V3	Tipo 2	1	1.168	0.000	1.0	1.488	2 ϕ 10 mm	0.000	2 ϕ 5mm
		2	2.553	0.000	1.0	3.251	4 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.109	0.000	1.0	1.413	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	0.965	0.000	1.0	1.229	2 ϕ 10 mm	0.000	
		5	2.337	0.000	1.0	2.976	3 ϕ 10 mm	0.000	
		6	1.800	0.000	1.0	2.292	3 ϕ 10 mm	0.000	
	Tipo 3	1	1.255	0.000	1.0	1.597	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	2.456	0.000	1.0	3.127	4 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.088	0.000	1.0	1.385	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	0.912	0.000	1.0	1.161	2 ϕ 10 mm	0.000	
		5	2.360	0.000	1.0	3.004	4 ϕ 10 mm	0.000	
		6	1.740	0.000	1.0	2.215	3 ϕ 10 mm	0.000	
	Cobertura	1	0.674	0.000	1.0	0.858	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	1.817	0.000	1.0	2.314	3 ϕ 10 mm	0.000	
		3	0.880	0.000	1.0	1.121	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	0.774	0.000	1.0	0.986	2 ϕ 10 mm	0.000	
		5	1.823	0.000	1.0	2.321	3 ϕ 10 mm	0.000	
		6	0.891	0.000	1.0	1.134	2 ϕ 10 mm	0.000	
V5 e V10	Tipo 1	1	0.371	0.000	1.0	0.472	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	1.922	0.000	1.0	2.448	3 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.298	0.000	1.0	1.652	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	1.504	0.000	1.0	1.915	2 ϕ 10 mm	0.000	
	Tipo 2	1	0.632	0.000	1.0	0.805	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	1.812	0.000	1.0	2.306	3 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.185	0.000	1.0	1.508	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	1.471	0.000	1.0	1.873	2 ϕ 10 mm	0.000	
	Tipo 3	1	0.806	0.000	1.0	1.026	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	1.663	0.000	1.0	2.117	3 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.292	0.000	1.0	1.646	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	1.292	0.000	1.0	1.646	2 ϕ 10 mm	0.000	
	Cobertura	1	0.444	0.000	1.0	0.565	2 ϕ 10 mm	0.000	
		2	1.222	0.000	1.0	1.556	2 ϕ 10 mm	0.000	
		3	1.088	0.000	1.0	1.385	2 ϕ 10 mm	0.000	
		4	0.611	0.000	1.0	0.778	2 ϕ 10 mm	0.000	
V9 E V6	Tipo 1	1	2.742	0.000	1.25	2.235	3 ϕ 12.5 mm	0.000	
		2	8.073	0.000	1.25	6.579	7 ϕ 12.5 mm	0.000	
		3	3.762	0.000	1.25	3.065	4 ϕ 12.5 mm	0.000	
		4	15.560	0.000	1.25	12.679	12 ϕ 12.5 mm	0.000	

		Pilar	Asadotado (cm ²)	A's (cm ²)	Φ (cm)	nb	Resumo As	n'b	Resumo A's
V9 e V6	Tipo 2	1	1.477	0.000	1.25	1.203	2 φ 12.5 mm	0.000	2 φ 5mm
		2	7.484	0.000	1.25	6.098	7 φ 12.5 mm	0.000	
		3	4.182	0.000	1.25	3.407	4 φ 12.5 mm	0.000	
		4	13.810	0.000	1.25	11.253	12 φ 12.5 mm	0.000	
	Tipo 3	1	0.727	0.000	1.25	0.592	2 φ 12.5 mm	0.000	
		2	5.769	0.000	1.25	4.701	5 φ 12.5 mm	0.000	
		3	3.725	0.000	1.25	3.036	4 φ 12.5 mm	0.000	
		4	10.058	0.000	1.25	8.196	9 φ 12.5 mm	0.000	
	Cobertura	1	0.827	0.000	1.25	0.674	2 φ 12.5 mm	0.000	
		2	3.415	0.000	1.25	2.782	3 φ 12.5 mm	0.000	
		3	1.336	0.000	1.25	1.088	2 φ 12.5 mm	0.000	
		4	4.200	0.000	1.25	3.422	4 φ 12.5 mm	0.000	
V7 e V8	Tipo 1	1	6.994	0.000	1.0	0.512	2 φ 10 mm	0.000	
		2	7.448	0.000	1.0	2.718	3 φ 10 mm	0.000	
		3	6.785	0.000	1.0	1.873	2 φ 10 mm	0.000	
		4	9.631	0.000	1.0	2.068	3 φ 10 mm	0.000	
	Tipo 2	1	4.102	0.000	1.0	0.939	2 φ 10 mm	0.000	
		2	5.643	0.000	1.0	2.540	3 φ 10 mm	0.000	
		3	5.104	0.000	1.0	1.728	2 φ 10 mm	0.000	
		4	6.764	0.000	1.0	2.019	3 φ 10 mm	0.000	
	Tipo 3	1	1.828	0.000	1.0	1.181	2 φ 10 mm	0.000	
		2	3.876	0.000	1.0	2.356	3 φ 10 mm	0.000	
		3	3.079	0.000	1.0	1.873	2 φ 10 mm	0.000	
		4	4.280	0.000	1.0	1.818	2 φ 10 mm	0.000	
	Cobertura	1	4.255	0.000	1.0	0.718	2 φ 10 mm	0.000	
		2	2.078	0.000	1.0	1.880	2 φ 10 mm	0.000	
		3	1.668	0.000	1.0	1.708	2 φ 10 mm	0.000	
		4	1.696	0.000	1.0	0.932	2 φ 10 mm	0.000	

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 47 Dimensionamento do estribo

		Trecho	Vd (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Aswmin (cm ² /m)	Asw (cm ² /m)	slmax (cm)	Aφ (cm ²)	nb	Sfinal (cm)	Resumo
V1 e V4	Tipo 1	1	62.300	84.621	- 22.321	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	φ 5 mm c. 19cm
		2	40.700	89.066	- 48.366	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	φ 5 mm c. 19cm

		Trecho	Vd (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Aswmin (cm ² /m)	Asw (cm ² /m)	slmax (cm)	A ϕ (cm ²)	nb	Sfinal (cm)	Resumo	
V1 e V4	Tipo 1	3	20.1 00	93.30 5	- 73.205	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	44.2 00	88.34 6	- 44.146	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		5	60.4 00	85.01 2	- 24.612	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Tipo 2	1	60.8 00	84.93 0	- 24.130	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	40.1 00	89.18 9	- 49.089	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	19.6 00	93.40 8	- 73.808	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	43.1 00	88.57 2	- 45.472	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		5	55.3 00	86.06 1	- 30.761	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Tipo 3	1	59.3 00	85.23 8	- 25.938	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	39.5 00	89.31 3	- 49.813	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	19.1 00	93.51 1	- 74.411	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	41.7 00	88.86 0	- 47.160	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		5	59.2 00	85.25 9	- 26.059	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
	V1 e V4	Cob ertur a	1	46.9 00	87.79 0	- 40.890	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm
			2	35.3 00	90.17 7	- 54.877	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm
3			23.0 00	92.70 8	- 69.708	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
4			36.3 00	89.97 1	- 53.671	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
5			47.9 00	87.58 4	- 39.684	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
V2 e V3	Tipo 1	1	41.4 00	88.92 2	- 47.522	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	56.5 00	85.81 4	- 29.314	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	31.5 00	90.95 9	- 59.459	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	18.6 00	93.61 4	- 75.014	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		5	23.5 00	92.60 6	- 69.106	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		6	35.1 00	90.21 8	- 55.118	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		7	54.6 00	86.20 5	- 31.605	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
		8	47.3 00	87.70 8	- 40.408	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Tipo 2	1	42.8 00	88.63 4	- 45.834	2.060	2.060	27.900	0.393	5.24 6	19.06 3	ϕ 5 mm c. 19cm	

		Trecho	Vd (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw min (cm ² /m)	Asw (cm ² /m)	slmax (cm)	A ϕ (cm ²)	nb	Sfinal (cm)	Resumo
V2 e V3	Tipo 2	2	55.100	86.103	- 31.003	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		3	30.900	91.083	- 60.183	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		4	19.100	93.511	- 74.411	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		5	23.000	92.708	- 69.708	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		6	33.900	90.465	- 56.565	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		7	54.200	86.288	- 32.088	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		8	47.700	87.625	- 39.925	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		Tipo 3	1	43.400	88.510	- 45.110	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063
	2		54.500	86.226	- 31.726	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	3		31.100	91.042	- 59.942	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	4		19.700	93.388	- 73.688	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	5		22.400	92.832	- 70.432	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	6		33.300	90.589	- 57.289	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	7		54.500	86.226	- 31.726	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	8		47.400	87.687	- 40.287	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	Cobertura	1	33.800	90.486	- 56.686	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		2	39.900	89.231	- 49.331	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		3	27.400	91.803	- 64.403	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		4	18.700	93.593	- 74.893	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		5	19.600	93.408	- 73.808	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		6	28.500	91.577	- 63.077	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		7	40.300	89.148	- 48.848	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		8	36.000	90.033	- 54.033	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	V5 e V10	Tipo 1	1	49.400	87.276	- 37.876	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063
2			13.900	94.581	- 80.681	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
3			44.800	88.222	- 43.422	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
Tipo 2		1	47.900	87.584	- 39.684	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		2	12.500	94.869	- 82.369	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm

		Trecho	Vd (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw min (cm ² /m)	Asw (cm ² /m)	slmax (cm)	A ϕ (cm ²)	nb	Sfinal (cm)	Resumo	
V5 e V10	Tipo 2	3	44.200	88.346	- 44.146	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Tipo 3	1	46.600	87.852	- 41.252	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	10.300	95.322	- 85.022	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	43.100	88.572	- 45.472	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Cobertura	1	35.400	90.157	- 54.757	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	14.100	94.540	- 80.440	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	34.100	90.424	- 56.324	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
	V6 e V9	Tipo 1	1	149.300	66.717	82.583	2.060	4.539	27.900	0.393	11.557	8.652	ϕ 5 mm c. 8cm
			2	47.900	87.584	- 39.684	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
3			157.400	65.050	92.350	2.060	5.075	27.900	0.393	12.924	7.737	ϕ 5 mm c. 7cm	
Tipo 2		1	142.600	68.096	74.504	2.060	4.095	27.900	0.393	10.427	9.591	ϕ 5 mm c. 9cm	
		2	55.800	85.959	- 30.159	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	151.600	66.244	85.356	2.060	4.691	27.900	0.393	11.946	8.371	ϕ 5 mm c. 8cm	
Tipo 3		1	127.800	71.142	56.658	2.060	3.114	27.900	0.393	7.929	12.611	ϕ 5 mm c. 12cm	
		2	49.200	87.317	- 38.117	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	137.200	69.207	67.993	2.060	3.737	27.900	0.393	9.516	10.509	ϕ 5 mm c. 10cm	
Cobertura		1	89.400	79.044	10.356	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	17.200	93.902	- 76.702	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	60.500	84.991	- 24.491	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
V7 e V8	Tipo 1	1	40.500	89.107	- 48.607	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	54.600	86.205	- 31.605	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	18.400	93.655	- 75.255	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	49.100	87.337	- 38.237	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
	Tipo 2	1	42.400	88.716	- 46.316	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		2	54.600	86.205	- 31.605	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		3	18.400	93.655	- 75.255	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	
		4	49.100	87.337	- 38.237	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm	

		Trecho	Vd (kN)	Vc (kN)	Vsw (kN)	Asw min (cm ² /m)	Asw (cm ² /m)	slmax (cm)	A ϕ (cm ²)	nb	Sfinal (cm)	Resumo
V7 e V8	Tipo 3	1	43.800	88.428	- 44.628	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		2	54.300	86.267	- 31.967	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		3	14.600	94.437	- 79.837	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		4	47.400	87.687	- 40.287	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
	Cobertura	1	36.700	89.889	- 53.189	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		2	44.300	88.325	- 44.025	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		3	12.500	94.869	- 82.369	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm
		4	43.000	88.593	- 45.593	2.060	2.060	27.900	0.393	5.246	19.063	ϕ 5 mm c. 19cm

(Fonte: Autoria Própria)

APÊNDICE V

Tabela 48 Dimensionamento dos pilares (P1, P2 ,P3,P4, P5 e P6) e (P13, P14, P15,P16, P17 e P18)

	Trecho	hx (cm)	hy (cm)	Ndx (kN)	Ndy (kN)	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	μ_x	μ_y	v	ω	As (cm ²)	n	Φ (mm)	Resumo
P1/P19	1	20.00 0	60.00 0	192.30 0	143.50 0	335.80 0	6.700	4.000	0.01 6	0.00 3	0.16 3	0.01 4	0.64 3	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	143.60 0	106.70 0	250.30 0	13.70 0	6.100	0.03 3	0.00 5	0.12 2	0.04 1	1.94 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	93.400	68.500	161.90 0	12.80 0	6.900	0.03 1	0.00 6	0.07 9	0.05 1	2.41 3	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	41.700	28.900	70.600	28.20 0	8.900	0.06 9	0.00 7	0.03 4	0.14 0	6.62 4	6	12.5	6 ϕ 12.5 mm
P2/P20	1	60.00 0	20.00 0	385.00 0	428.20 0	813.20 0	8.200	28.20 0	0.00 7	0.06 9	0.39 5	0.00 1	0.03 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	60.00 0	20.00 0	282.00 0	315.30 0	597.30 0	9.600	42.10 0	0.00 8	0.10 2	0.29 0	0.02 8	1.30 1	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	60.00 0	20.00 0	181.10 0	201.30 0	382.40 0	7.700	41.90 0	0.00 6	0.10 2	0.18 6	0.05 4	2.53 1	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	60.00 0	20.00 0	82.300	85.000	167.30 0	11.00 0	54.50 0	0.00 9	0.13 2	0.08 1	0.15 0	7.09 7	6	12.5	6 ϕ 12.5 mm
P3/P21	1	20.00 0	60.00 0	206.70 0	163.50 0	370.20 0	6.600	4.700	0.01 6	0.00 4	0.18 0	0.01 1	0.52 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	157.00 0	123.00 0	280.00 0	7.300	7.300	0.01 8	0.00 6	0.13 6	0.02 0	0.94 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	106.10 0	80.500	186.60 0	6.400	7.900	0.01 6	0.00 6	0.09 1	0.02 5	1.16 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	54.100	36.700	90.800	8.700	10.90 0	0.02 1	0.00 9	0.04 4	0.04 2	1.96 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P4/P22	1	20.00 0	60.00 0	206.70 0	163.50 0	370.20 0	6.600	4.700	0.01 6	0.00 4	0.18 0	0.01 1	0.52 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	157.00 0	123.00 0	280.00 0	7.300	7.300	0.01 8	0.00 6	0.13 6	0.02 0	0.94 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	106.10 0	80.500	186.60 0	6.400	7.900	0.01 6	0.00 6	0.09 1	0.02 5	1.16 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	54.100	36.700	90.800	8.700	10.90 0	0.02 1	0.00 9	0.04 4	0.04 2	1.96 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P5/P23	1	60.00 0	20.00 0	385.00 0	428.20 0	813.20 0	8.200	28.20 0	0.00 7	0.06 9	0.39 5	0.00 1	0.03 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	60.00 0	20.00 0	282.00 0	315.30 0	597.30 0	9.600	42.10 0	0.00 8	0.10 2	0.29 0	0.02 8	1.30 1	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	60.00 0	20.00 0	181.10 0	201.30 0	382.40 0	7.700	41.90 0	0.00 6	0.10 2	0.18 6	0.05 4	2.53 1	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	60.00 0	20.00 0	82.300	85.000	167.30 0	11.00 0	54.50 0	0.00 9	0.13 2	0.08 1	0.15 0	7.09 7	6	12.5	6 ϕ 12.5 mm
P6/P24	1	20.00 0	60.00 0	192.30 0	143.50 0	335.80 0	6.700	4.000	0.01 6	0.00 3	0.16 3	0.01 4	0.64 3	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	143.60 0	106.70 0	250.30 0	13.70 0	6.100	0.03 3	0.00 5	0.12 2	0.04 1	1.94 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	93.400	68.500	161.90 0	12.80 0	6.900	0.03 1	0.00 6	0.07 9	0.05 1	2.41 3	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	41.700	28.900	70.600	28.20 0	8.900	0.06 9	0.00 7	0.03 4	0.14 0	6.62 4	6	12.5	6 ϕ 12.5 mm

(Fonte: Autoria Própria)

Tabela 49 Dimensionamento dos pilares (P7, P8, P9,P10, P11 e P12)e (P19, P20, P21,P22, P23 e P24)

	Trecho	Hx (cm)	Hy (cm)	Ndx (kN)	Ndy(kN)	Nd (kN)	Mxd (kNm)	Myd (kNm)	μ_x	μ_y	ν	ω	As (cm ²)	n	Φ (mm)	Resumo
P7/P13	1	20.00 0	60.00 0	161.40 0	201.80 0	363.20 0	5.500	12.90 0	0.01 3	0.01 0	0.17 7	0.00 9	0.44 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	120.00 0	151.20 0	271.20 0	11.70 0	14.00 0	0.02 8	0.01 1	0.13 2	0.03 2	1.51 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	77.200	100.70 0	177.90 0	11.40 0	11.20 0	0.02 8	0.00 9	0.08 6	0.04 4	2.08 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	33.800	49.400	83.200	13.00 0	8.100	0.03 2	0.00 7	0.04 0	0.06 5	3.07 5	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P8/P14	1	20.00 0	60.00 0	326.90 0	502.60 0	829.50 0	8.400	14.60 0	0.02 0	0.01 2	0.40 3	0.00 0	0.00 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	239.00 0	357.00 0	596.00 0	9.800	22.30 0	0.02 4	0.01 8	0.29 0	0.00 7	0.31 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	153.00 0	226.10 0	379.10 0	8.400	19.00 0	0.02 0	0.01 5	0.18 4	0.01 3	0.61 5	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	67.400	103.30 0	170.70 0	7.300	16.50 0	0.01 8	0.01 3	0.08 3	0.02 9	1.37 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P9/P15	1	20.00 0	60.00 0	181.20 0	234.50 0	415.70 0	5.400	13.70 0	0.01 3	0.01 1	0.20 2	0.00 7	0.30 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	135.60 0	174.80 0	310.40 0	5.400	14.60 0	0.01 3	0.01 2	0.15 1	0.01 3	0.59 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	89.000	115.50 0	204.50 0	4.600	11.50 0	0.01 1	0.00 9	0.09 9	0.01 6	0.75 7	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	42.000	55.200	97.200	3.800	9.500	0.00 9	0.00 8	0.04 7	0.02 1	0.99 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P10/P16	1	20.00 0	60.00 0	181.20 0	234.50 0	415.70 0	5.400	13.70 0	0.01 3	0.01 1	0.20 2	0.00 7	0.30 8	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	135.60 0	174.80 0	310.40 0	5.400	14.60 0	0.01 3	0.01 2	0.15 1	0.01 3	0.59 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	89.000	115.50 0	204.50 0	4.600	11.50 0	0.01 1	0.00 9	0.09 9	0.01 6	0.75 7	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	42.000	55.200	97.200	3.800	9.500	0.00 9	0.00 8	0.04 7	0.02 1	0.99 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P11/P17	1	20.00 0	60.00 0	326.90 0	502.60 0	829.50 0	8.400	14.60 0	0.02 0	0.01 2	0.40 3	0.00 0	0.00 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	239.00 0	357.00 0	596.00 0	9.800	22.30 0	0.02 4	0.01 8	0.29 0	0.00 7	0.31 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	153.00 0	226.10 0	379.10 0	8.400	19.00 0	0.02 0	0.01 5	0.18 4	0.01 3	0.61 5	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	67.400	103.30 0	170.70 0	7.300	16.50 0	0.01 8	0.01 3	0.08 3	0.02 9	1.37 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
P12/P18	1	20.00 0	60.00 0	161.40 0	201.80 0	363.20 0	5.500	12.90 0	0.01 3	0.01 0	0.17 7	0.00 9	0.44 0	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	2	20.00 0	60.00 0	120.00 0	151.20 0	271.20 0	11.70 0	14.00 0	0.02 8	0.01 1	0.13 2	0.03 2	1.51 4	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	3	20.00 0	60.00 0	77.200	100.70 0	177.90 0	11.40 0	11.20 0	0.02 8	0.00 9	0.08 6	0.04 4	2.08 2	6	10.0	6 ϕ 10 mm
	4	20.00 0	60.00 0	33.800	49.400	83.200	13.00 0	8.100	0.03 2	0.00 7	0.04 0	0.06 5	3.07 5	6	10.0	6 ϕ 10 mm

(Fonte: Autoria Própria)

ANEXO I

Tabela 1 Laje retangular simplesmente apoiada em três lados e engastado no quarto, com carga uniformemente distribuída (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.376)

l_y/l_x	w_c	m_{xe}	m_x	m_y	r_x	r_{ye}	r_y
0,50	0,70	-16,9	9,5	27,0	216	84	51
0,55	0,97	-23,3	13,1	30,8	224	116	70
0,60	1,27	-30,6	17,2	34,0	227	153	92
0,65	1,61	-38,6	21,7	36,5	225	193	116
0,70	1,95	-46,9	26,4	38,3	219	234	141
0,75	2,30	-55,2	31,1	39,3	209	276	166
0,80	2,64	-63,2	35,6	39,5	198	316	190
0,85	2,95	-70,8	39,8	39,2	184	354	212
0,90	3,24	-77,7	43,7	38,3	170	388	233
0,95	3,49	-83,8	47,2	37,2	156	419	251
1,00	3,72	-89,3	50,2	35,7	143	446	268
1,10	4,09	-98,2	55,2	32,5	118	491	295
1,20	4,37	-104,8	59,0	29,1	97	524	314
1,30	4,57	-109,6	61,7	26,0	80	548	329
1,40	4,72	-113,2	63,7	23,1	66	566	340
1,50	4,83	-115,8	65,2	20,6	55	579	348
1,60	4,91	-117,8	66,3	18,4	46	589	353
1,70	4,97	-119,3	67,1	16,5	39	596	358
1,80	5,02	-120,4	67,7	14,9	33	602	361
1,90	5,05	-121,3	68,2	13,4	28	606	364
2,00	5,08	-122,0	68,6	12,2	24	610	366

Tabela 2 Laje retangular engastado em dois lados opostos e simplesmente apoiado nos outros, com carga uniformemente distribuída (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.377)

l_y/l_x	w_c	m_{xe}	m_x	m_y	r_x	r_y
0,50	0,62	-19,8	9,9	23,8	190	119
0,55	0,82	-26,2	13,1	25,9	189	157
0,60	1,02	-32,8	16,4	27,3	182	197
0,65	1,23	-39,3	19,7	27,9	172	236
0,70	1,42	-45,5	22,7	27,8	159	273
0,75	1,60	-51,1	25,5	27,2	145	306
0,80	1,75	-56,0	28,0	26,2	131	336
0,85	1,88	-60,2	30,1	25,0	118	361
0,90	2,00	-63,9	31,9	23,7	105	383
0,95	2,09	-66,9	33,5	22,2	94	401
1,00	2,17	-69,4	34,7	20,8	83	417
1,10	2,29	-73,3	36,7	18,2	66	440
1,20	2,38	-76,0	38,0	15,8	53	456
1,30	2,43	-77,9	38,9	13,8	43	467
1,40	2,48	-79,2	39,6	12,1	35	475
1,50	2,51	-80,2	40,1	10,7	29	481
1,60	2,53	-80,9	40,4	9,5	24	485
1,70	2,54	-81,4	40,7	8,4	20	488
1,80	2,56	-81,8	40,9	7,6	17	491
1,90	2,56	-82,1	41,0	6,8	14	492
2,00	2,57	-82,3	41,2	6,2	12	494

Tabela 3 Laje retangular engastado em três lados e simplesmente apoiado no outro, com carga uniformemente distribuída (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.379)

l_y/l_x	w_c	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_{xe}	r_x	r_y
0,50	0,29	-9,3	-27,8	4,6	15,6	278	167	56
0,55	0,40	-12,9	-32,0	6,4	18,0	291	174	77
0,60	0,54	-17,2	-35,7	8,6	20,1	298	179	103
0,65	0,69	-21,9	-38,9	11,0	21,9	299	180	132
0,70	0,84	-27,0	-41,4	13,5	23,3	296	177	162
0,75	1,01	-32,3	-43,1	16,1	24,2	287	172	194
0,80	1,17	-37,5	-44,0	18,8	24,7	275	165	225
0,85	1,33	-42,6	-44,2	21,3	24,9	260	156	255
0,90	1,48	-47,3	-43,8	23,6	24,6	243	146	284
0,95	1,61	-51,6	-42,9	25,8	24,1	226	136	310
1,00	1,74	-55,6	-41,7	27,8	23,4	208	125	333
1,10	1,94	-62,1	-38,5	31,1	21,7	175	105	373
1,20	2,10	-67,1	-35,0	33,6	19,7	146	87	403
1,30	2,22	-70,9	-31,5	35,5	17,7	121	73	426
1,40	2,30	-73,7	-28,2	36,9	15,9	101	60	442
1,50	2,37	-75,8	-25,3	37,9	14,2	84	51	455
1,60	2,42	-77,4	-22,7	38,7	12,8	71	43	465
1,70	2,46	-78,6	-20,4	39,3	11,5	60	36	472
1,80	2,49	-79,5	-18,4	39,8	10,4	51	31	477
1,90	2,51	-80,3	-16,7	40,1	9,4	44	26	482
2,00	2,53	-80,8	-15,2	40,4	8,5	38	23	485

Tabela 4 Laje retangular engastado nos quatro lados, com carga uniformemente distribuída (MILTON ARAÚJO, 2010, Vol.2, p.380)

l_y/l_x	w_c	m_{xe}	m_{ye}	m_x	m_y	r_x	r_y
0,50	0,15	-4,9	-19,6	2,5	9,8	235	29
0,55	0,22	-7,0	-23,1	3,5	11,5	252	42
0,60	0,30	-9,6	-26,6	4,8	13,3	266	57
0,65	0,39	-12,6	-29,9	6,3	14,9	276	76
0,70	0,50	-16,1	-32,9	8,1	16,5	282	97
0,75	0,63	-20,0	-35,6	10,0	17,8	285	120
0,80	0,76	-24,2	-37,8	12,1	18,9	284	145
0,85	0,89	-28,6	-39,6	14,3	19,8	279	171
0,90	1,03	-33,0	-40,8	16,5	20,4	272	198
0,95	1,17	-37,4	-41,4	18,7	20,7	262	224
1,00	1,30	-41,7	-41,7	20,8	20,8	250	250
1,10	1,55	-49,5	-40,9	24,8	20,5	223	297
1,20	1,76	-56,2	-39,0	28,1	19,5	195	337
1,30	1,93	-61,7	-36,5	30,9	18,3	169	370
1,40	2,07	-66,1	-33,7	33,1	16,9	145	397
1,50	2,17	-69,6	-30,9	34,8	15,5	124	418
1,60	2,26	-72,3	-28,2	36,2	14,1	106	434
1,70	2,33	-74,4	-25,8	37,2	12,9	91	447
1,80	2,38	-76,1	-23,5	38,0	11,7	78	457
1,90	2,42	-77,4	-21,4	38,7	10,7	68	464
2,00	2,45	-78,4	-19,6	39,2	9,8	59	471

ANEXO II

Tabela 1 Flexo-compressão Obliqua – Aço CA-50 (n=6)

Valores de ω para $\nu = 0$

		$\mu_x \downarrow$								
$\mu_y \downarrow$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	
0,00	0,00	0,24	0,49	0,74	0,99	1,24	1,49	1,74	1,99	
0,10	0,24	0,33	0,55	0,78	1,03	1,27	1,52	1,77	2,02	
0,20	0,50	0,60	0,80	1,04	1,29	1,53	1,77	2,02	2,27	
0,30	0,77	0,91	1,11	1,35	1,59	1,82	2,06	2,30	2,54	
0,40	1,13	1,26	1,44	1,68	1,93	2,17	2,41	2,64	2,88	
0,50	1,49	1,61	1,79	2,03	2,27	2,51	2,75	2,99	3,23	
0,60	1,85	1,97	2,14	2,37	2,61	2,86	3,10	3,34	3,58	
0,70	2,22	2,33	2,49	2,73	2,97	3,21	3,45	3,69	3,93	
0,80	2,59	2,69	2,84	3,08	3,32	3,56	3,80	4,04	4,28	

Valores de ω para $\nu = 0,2$

		$\mu_x \downarrow$								
$\mu_y \downarrow$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	
0,00	0,00	0,05	0,30	0,55	0,80	1,05	1,30	1,55	1,80	
0,10	0,05	0,20	0,45	0,70	0,95	1,20	1,45	1,69	1,95	
0,20	0,37	0,52	0,76	1,00	1,24	1,49	1,73	1,97	2,22	
0,30	0,72	0,86	1,09	1,34	1,58	1,83	2,07	2,31	2,55	
0,40	1,09	1,21	1,44	1,68	1,93	2,17	2,41	2,65	2,90	
0,50	1,46	1,56	1,80	2,03	2,27	2,52	2,76	3,00	3,25	
0,60	1,83	1,93	2,15	2,39	2,62	2,87	3,11	3,35	3,59	
0,70	2,20	2,29	2,51	2,74	2,98	3,22	3,46	3,70	3,95	
0,80	2,57	2,65	2,87	3,10	3,34	3,57	3,81	4,06	4,30	

Valores de ω para $\nu = 0,4$

		$\mu_x \downarrow$								
$\mu_y \downarrow$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	
0,00	0,00	0,00	0,20	0,45	0,70	0,95	1,20	1,45	1,70	
0,10	0,00	0,12	0,40	0,67	0,92	1,18	1,42	1,67	1,91	
0,20	0,30	0,48	0,72	0,98	1,24	1,49	1,74	1,99	2,24	
0,30	0,67	0,85	1,08	1,32	1,58	1,83	2,07	2,32	2,57	
0,40	1,05	1,21	1,44	1,68	1,92	2,17	2,42	2,66	2,91	
0,50	1,42	1,57	1,80	2,04	2,28	2,52	2,77	3,01	3,26	
0,60	1,80	1,93	2,16	2,40	2,64	2,88	3,12	3,36	3,61	
0,70	2,17	2,29	2,52	2,76	2,99	3,23	3,47	3,72	3,96	
0,80	2,55	2,65	2,88	3,12	3,35	3,59	3,83	4,07	4,31	