

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

Juliano Goldani Nichele

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE
ANÁLISE ESTRUTURAL:
MODELOS ISOLADO E INTEGRADO**

Porto Alegre
junho 2016

JULIANO GOLDANI NICHELE

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE
ANÁLISE ESTRUTURAL:
MODELOS ISOLADO E INTEGRADO**

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

Orientador: João Ricardo Masuero

Porto Alegre
junho 2016

JULIANO GOLDANI NICHELE

**ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE MÉTODOS DE
ANÁLISE ESTRUTURAL:
MODELOS ISOLADO E INTEGRADO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador e pela Coordenadora da atividade de ensino Trabalho de Conclusão de Curso II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 29 de junho de 2016

Prof. João Ricardo Masuero
Dr. pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

Profa. Luciani Somensi Lorenzi
Dra. pela UFRGS
Coordenadora

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Profa. Virginia M. Rosito d'Avila Bessa (UFRGS)
Dra. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Américo Campos Filho (UFRGS)
Dr. pela Universidade de São Paulo

Dedico este trabalho a meus pais, Onivaldo e Elisete, que sempre me apoiaram e especialmente durante o período do meu Curso de Graduação estiveram ao meu lado.

AGRADECIMENTOS

Agradeço à minha família, por ter sempre me apoiado e incentivado durante toda a minha vida.

Agradeço ao meu orientador, João Ricardo Masuero, pelo grande apoio e por todo conhecimento transmitido e tempo despendido para o aperfeiçoamento deste trabalho.

Agradeço à minha namorada, Camila, pelo amor e apoio incondicional. Por ser minha amiga e companheira de todas as horas.

Agradeço aos meus amigos pelo companheirismo nos incontáveis momentos de alegria e descontração, bem como nos momentos difíceis.

Aprender é a única coisa de que a mente
nunca se cansa, nunca tem medo e nunca se arrepende.

Leonardo da Vinci

RESUMO

O presente trabalho propõe a comparação entre áreas de aço, obtidas a partir dos modelos de análise estrutural Isolado, no qual as lajes foram consideradas independentes, apoiadas sobre vigas que se apoiam sobre pilares, e Integrado, no qual a estrutura é considerada como pórtico espacial. A partir da elaboração de um anteprojeto, foi feito o lançamento da estrutura de um edifício tipo residencial que apresenta cinco pavimentos, sendo esses o térreo, o segundo, o terceiro, o quarto e a cobertura (teto do quarto). Os projetos foram realizados por meio de Modelo Isolado e Modelo Integrado, de modo que foi possível analisar e discutir as dificuldades encontradas no desenvolvimento do cálculo estrutural de um edifício, a partir de ferramentas acadêmicas que utilizam modelos matemáticos simples, com elementos estruturais analisados de forma isolada, assim como realizar um estudo comparativo com os resultados apresentados pelo software comercial de cálculo estrutural CAD/TQS - frequentemente usado para desenvolver projetos de Engenharia Estrutural no âmbito profissional -, tendo, como base, um modelo integrado de pórtico espacial. Apesar das dificuldades para comparar os dois métodos de análise, ambos mostraram-se adequados para a estrutura proposta. A maior diferença entre os resultados foi encontrada para as lajes, onde o modelo Integrado, analisando as lajes através de analogia de grelhas, apresentou armaduras bastante superiores às obtidas pelo modelo Isolado, no qual as lajes foram consideradas como placas rígido-plásticas por meio do Método das Linhas de Ruptura. Para pilares e vigas, os resultados foram mais próximos, com alternância entre qual dos métodos apresentou maiores armaduras ao longo das peças estruturais, principalmente pelo efeito recíproco da interação entre vigas e pilares em flexão, intrínseco ao Método Integrado e não totalmente contemplado no Método Isolado.

Palavras-chave: Áreas de aço. Cálculo Estrutural. Concreto Armado.
Modelo Isolado. Modelo Integrado.

ABSTRACT

This paper proposes a comparison between steel areas, obtained from the structural analysis models Isolated, in which the slabs were considered independently, supported on beams, which rest on the columns, and Integrated, in which the structure is considered as a space frame. From the preparation of a draft, it was made the release of the structure of a building residential type, which has five floors, these being the ground floor, second, third, fourth and the cover (ceiling of the room). The projects were carried out through Isolated Model and Integrated Model, so that was possible to analyze and discuss the difficulties encountered on the development of the structural design of a building, from academic tools using simple mathematical models, with structural elements analyzed in isolation, as well as a comparative study with the results presented by the commercial structural calculation software CAD / TQS - often used to develop structural engineering projects in the professional field – taking, as a basis, an integrated model of space frame. Despite the difficulties to compare the two methods of analysis, both proved to be suitable for the proposed structure. The biggest difference between the results was found for the slabs, where the integrated model, analyzing the slabs by analogy grids, made quite superior reinforcement than those obtained by Isolated model, in which the slabs are considered as rigid-plastic slabs through the method of Yield Lines. For columns and beams, the results were closer, with alternation between which of the methods showed the highest reinforcement along the structural parts, especially the reciprocal effect of the interaction between beams and columns in bending, intrinsic to the Integrated Method and not fully contemplated in Isolated Method.

Keywords: Steel Areas. Structural Calculation. Reinforced Concrete.
Isolated Model. Integrated Model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama das etapas do trabalho	25
Figura 2 – Domínios de deformação	35
Figura 3 – Laje retangular engastada nas quatro bordas	45
Figura 4 – Vãos reduzidos	46
Figura 5 – Cargas lineares	47
Figura 6 – Largura de mesa colaborante	53
Figura 7 – Aproximação em apoios extremos	55
Figura 8 – Reações de apoio em lajes	59
Figura 9 – Área de influência dos pilares	74
Figura 10 – Situações de cálculo de pilares intermediários	78
Figura 11 – Situações de cálculo para as seções de extremidade de pilares de extremidade	79
Figura 12 – Situações de cálculo para a seção intermediária de pilares de extremidade .	79
Figura 13 – Situações de cálculo para as seções de extremidade de pilares de canto	80
Figura 14 – Situações de cálculo para a seção intermediária de pilares de canto	80
Figura 15 – Planta arquitetônica	83
Figura 16 – Modelo 3D do edifício	84
Figura 17 – Obtenção dos momentos fletores na Viga 1	95
Figura 18 – Diagrama de momento fletor da Viga 1	96
Figura 19 – Pórtico plano obtido pela Viga 1	96
Figura 20 – Diagrama de momento fletor da Viga 2	97
Figura 21 – Pórtico plano obtido pela Viga 2	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Classes de agressividade ambiental	30
Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal	30
Tabela 3 – Peso específico dos materiais de construção	32
Tabela 4 – Valores mínimos das cargas verticais	32
Tabela 5 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s	33
Tabela 6 – Coeficiente de ponderação das ações	34
Tabela 7 – Parâmetro em função da condição do apoio em lajes armadas em uma direção	42
Tabela 8 – Parâmetro em função da condição do apoio em lajes armadas em duas direções	42
Tabela 9 – Parâmetro em função do aço utilizado	43
Tabela 10 – Momento fletor em lajes armadas em uma direção	44
Tabela 11 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes	49
Tabela 12 – Taxas mínimas de armadura de flexão	50
Tabela 13 – Armaduras positivas nas lajes	91
Tabela 14 – Armaduras negativas nas lajes	92
Tabela 15 – Armaduras longitudinais nas vigas	93
Tabela 16 – Solicitações obtidas pelo CAD/TQS para a Viga 1	96
Tabela 17 – Solicitações obtidas pelo CAD/TQS para a Viga 2	97
Tabela 18 – Armaduras transversais nas vigas	98
Tabela 19 – Armaduras longitudinais e transversais nos pilares	99

LISTA DE SÍMBOLOS

α – parâmetro de majoração de cargas superficiais no menor vão

α^* – ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo do elemento estrutural

α_b – coeficiente de ponderação da esbeltez limite

α_c – parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão

α_E – parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade

α_i – parâmetro em função da resistência característica à compressão do concreto que influencia o módulo de deformação secante

α_{v2} – coeficiente de minoração da força resistente de cálculo

σ_2 – tensão da armadura de compressão

β – parâmetro de majoração de cargas superficiais no maior vão

λ – índice de esbeltez

λ^* – parâmetro para concretos de 50 MPa

λ_1 – valor limite para índice de esbeltez

γ_a – peso específico da alvenaria

γ_c – coeficiente de ponderação da resistência do concreto

γ_{ca} – peso específico aparente do concreto armado

γ_r – peso específico aparente do revestimento

γ_s – coeficiente de ponderação da resistência do aço

ρ_{\min} – taxa mínima de armadura

ρ_s – taxa geométrica de armadura aderente passiva

v_o – força normal adimensional

ϕ – coeficiente de ortotropia

Ψ_2 – parâmetro determinado em função das condições de apoio

Ψ_3 – parâmetro determinado em função do tipo de aço empregado nas armaduras

δ – coeficiente de redistribuição de momentos fletores

a – menor vão

a^* – distância entre seções de momento fletor nulo

a_r – vão reduzido na direção do menor vão

a_1 – menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da espessura da laje

a_2 – menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da espessura da laje

a_1^* – menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da altura da seção da viga no vão considerado

a_2^* – menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da altura da seção da viga no vão considerado

A_c – área da seção transversal de concreto

A_i – área de influência

$A_{s \text{ máx}}$ – armadura longitudinal máxima

$A_{s \text{ mín}}$ – armadura longitudinal mínima

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A_s' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

A_{sw} – área da seção transversal dos estribos

b – maior vão

b – largura da seção retangular adotada

b_f – largura colaborante da mesa de uma viga

b_r – vão reduzido na direção do maior vão

b_r^* – vão reduzido majorado na direção do maior vão

b_w – largura da alma de uma viga

B_r^* – vão reduzido com cargas lineares majorado na direção do maior vão

c – largura do apoio

d – altura útil

d' – distância do centróide de A_s' até a borda comprimida

e_a – excentricidade acidental

e_1 – excentricidade de primeira ordem

$e_{1,A}$ – excentricidade de primeira ordem no extremo A do pilar

$e_{1,B}$ – excentricidade de primeira ordem no extremo B do pilar

$e_{1,C}$ – excentricidade de primeira ordem na seção intermediária

$e_{1,\min}$ – excentricidade mínima de primeira ordem

e_2 – excentricidade de segunda ordem

f_{cd} – resistência de cálculo à compressão do concreto

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

f_{ctd} – resistência de cálculo à tração direta do concreto

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto

$f_{ct,m}$ – resistência média à tração do concreto

f_{yd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva

f_{ywd} – resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura transversal

f_{ywk} – resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal

h – altura da seção transversal do pilar

h_L – espessura da laje

h_r – espessura do revestimento

h_{vig} – altura da viga

H – altura da alvenaria

H_d – pé direito da estrutura

i – grau de engastamento

I_i – momento de inércia da seção transversal

l_e – comprimento de flambagem do pilar

l_{ef} – vão efetivo da laje

l_{ef}^* – vão efetivo da viga

l_i – comprimento do vão

l_L – menor vão da laje

l_p – distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado

l_{vig} – vão da viga

l_0 – distância entre faces de dois apoios consecutivos

l_0^* – distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar

m – momento fletor no vão

m' – momento fletor negativo no engaste

M – momento fletor

M_A – momento fletor de 1ª ordem no extremo A do pilar

M_B – momento fletor de 1ª ordem no extremo B do pilar

M_d – momento fletor resistente de cálculo

$M_{dúctil}$ – momento fletor limite dúctil resistente de cálculo

M_{eng} – momento de engastamento perfeito

M_{inf} – momento fletor no pilar inferior ao nó

M_{neg} – momento negativo máximo

M_o – momento negativo arredondado

M_{sup} – momento fletor no pilar superior ao nó

n_{pav} – número de andares

N_d – força normal resistente de cálculo

p – carga superficial

p^* – carga superficial com cargas lineares

p_a – carga linear da alvenaria no menor vão

p_b – carga linear da alvenaria no maior vão

p_{vig} – carga distribuída da viga

P_a – peso das alvenarias

P_{pL} – peso próprio da laje

P_{pPil} – peso próprio do pilar

P_{pVig} – peso próprio da viga

P_r – peso próprio do revestimento

$q_{méd}$ – média da carga no pavimento

r_i – coeficiente de rigidez do elemento i no nó considerado

r_{inf} – rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

r_{sup} – rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

r_{vig} – rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar

R – reação de apoio (carga distribuída)

s – espaçamento entre os estribos

t – espessura da alvenaria

V – esforço cortante

$V^?$ – esforço cortante minorado

V_c – parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça

V_{Rd2} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto

V_{Rd3} – força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal

V_{sd} – força cortante solicitante de cálculo

V_{sw} – parcela de força cortante resistida pela armadura transversal

x – profundidade efetiva da linha neutra

$x_{dúctil}$ – profundidade limite dúctil da linha neutra

x_{lim} – profundidade limite da linha neutra

y – profundidade relativa da linha neutra

$y_{\text{dúctil}}$ – profundidade relativa limite dúctil da linha neutra

y_{lim} – profundidade relativa limite da linha neutra

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	21
2 DIRETRIZES DA PESQUISA	23
2.1 QUESTÃO DA PESQUISA	23
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	23
2.2.1 Objetivo principal	23
2.2.2 Objetivos secundários	23
2.3 PRESSUPOSTO	23
2.4 PREMISSAS	24
2.5 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES	24
2.6 DELINEAMENTO	25
3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	27
3.1 MATERIAIS	27
3.1.1 Aço das armaduras	27
3.1.2 Concreto	28
3.1.2.1 Resistência à compressão	28
3.1.2.2 Resistência à tração	28
3.2 FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA	29
3.2.1 Agressividade do meio ambiente	29
3.2.2 Estados limites últimos (ELU)	30
3.2.3 Ações na estrutura	31
3.2.3.1 Ações permanentes	31
3.2.3.2 Ações variáveis	32
3.2.3.3 Cargas nos elementos estruturais	32
3.2.4 Resistências de cálculo	33
3.2.5 Segurança estrutural	34
3.2.6 Domínios de deformação	34
3.3 <i>SOFTWARE</i> COMERCIAL CAD/TQS	35
4 LAJES MACIÇAS	37
4.1 GENERALIDADES	37
4.1.1 Espessura mínima	37
4.1.2 Vãos efetivos	37
4.1.3 Vinculação	38
4.1.4 Classificação das lajes quanto à armação	38

4.1.4.1 Armadas em uma direção	38
4.1.4.2 Armadas em duas direções	39
4.1.4.3 Exceções	39
4.1.5 Condições de ductilidade	39
4.2 CARGAS NAS LAJES	39
4.2.1 Peso próprio da laje	39
4.2.2 Revestimento	40
4.2.3 Peso das alvenarias	40
4.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO	41
4.3.1 Pré-dimensionamento	41
4.3.2 Armadura nas lajes	43
4.3.2.1 Lajes armadas em uma direção	43
4.3.2.2 Lajes armadas em duas direções	44
4.3.2.2.1 Lajes isótropas	45
4.3.2.2.2 Lajes ortótropas	46
4.3.2.2.3 Cargas lineares	47
4.3.2.3 Momentos negativos em bordas comuns	48
4.3.2.4 Armadura mínima	49
4.3.2.5 Armadura à flexão normal simples	50
5 VIGAS	52
5.1 GENERALIDADES	52
5.1.1 Dimensão mínima	52
5.1.2 Vãos efetivos	52
5.1.3 Largura colaborante para a seção T	53
5.1.4 Observações quanto ao cálculo dos esforços	54
5.1.4.1 Modelo clássico de viga contínua	54
5.1.4.2 Consideração de alternância de cargas	55
5.1.4.3 Condições de ductilidade	56
5.1.4.4 Redistribuição dos momentos fletores	56
5.1.4.5 Cargas próximas aos apoios	57
5.2 CARGAS NAS VIGAS	57
5.2.1 Peso próprio da viga	57
5.2.2 Peso das alvenarias	58
5.2.3 Ações das lajes	58
5.2.4 Ação das vigas	59

5.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO	59
5.3.1 Pré-dimensionamento	60
5.3.2 Armadura nas vigas	60
5.3.2.1 Armadura longitudinal mínima	60
5.3.2.2 Armadura longitudinal máxima	61
5.3.2.3 Seção retangular	61
5.3.2.3.1 <i>Armadura longitudinal simples</i>	62
5.3.2.3.2 <i>Armadura longitudinal dupla</i>	62
5.3.2.4 Seção T	63
5.3.2.5 Armadura transversal mínima	64
5.3.2.6 Armadura transversal	64
5.3.2.7 Espaçamento	65
6 PILARES	67
6.1 GENERALIDADES	67
6.1.1 Dimensão mínima	67
6.1.2 Estruturas de nós fixos	68
6.1.3 Comprimento equivalente	68
6.1.4 Índice de esbeltez	68
6.1.5 Esbeltez limite	69
6.1.6 Classificação quanto à esbeltez	70
6.1.7 Classificação quanto ao tipo	70
6.1.8 Método do pilar padrão com curvatura aproximada	70
6.2 CARGAS NOS PILARES	72
6.2.1 Peso próprio do pilar	72
6.2.2 Ação das vigas	72
6.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO	72
6.3.1 Pré-dimensionamento	72
6.3.2 Excentricidades	74
6.3.2.1 Excentricidade mínima	74
6.3.2.2 Excentricidade acidental	75
6.3.2.3 Excentricidade de primeira ordem	75
6.3.2.4 Excentricidade de segunda ordem	76
6.3.3 Situações de cálculo	77
6.3.3.1 Compressão centrada	77
6.3.3.2 Flexo-compressão normal	78

6.3.3.3 Flexo-compressão oblíqua	79
6.3.4 Armadura nos pilares	80
6.3.4.1 Armadura longitudinal mínima	81
6.3.4.2 Armadura longitudinal máxima	81
6.3.4.3 Armadura transversal	82
7 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	83
7.1 ELABORAÇÃO DO ANTEPROJETO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	83
7.2 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS ATUANTES	85
7.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL	86
7.3.1 Pré-dimensionamento	86
7.3.2 Modelo Integrado	87
7.3.2.1 Limitações do <i>software</i>	87
7.3.2.2 Categoria do aço adotado nas lajes	88
7.3.3 Modelo Isolado	88
8 APRESENTAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS	90
8.1 LAJES	90
8.2 VIGAS	92
8.3 PILARES	98
9 ANÁLISE FINAL E CONCLUSÕES	101
REFERÊNCIAS	103
APÊNDICE A	105
APÊNDICE B	107
APÊNDICE C	111
APÊNDICE D	131

1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é largamente utilizado desde o início do século XX, sendo o principal material nas construções contemporâneas, em especial em edifícios. Apresentando excelentes propriedades, tais como sua resistência a efeitos térmicos, atmosféricos e desgastes mecânicos, suas principais vantagens são a adaptação a qualquer forma estrutural – atendendo a inúmeras concepções arquitetônicas, como atestam as edificações existentes – a característica econômica e a possibilidade de pré-fabricação de peças, trazendo agilidade à construção.

Para que uma estrutura em concreto armado cumpra seu propósito, distintos objetivos de projeto devem ser especificados e satisfeitos, como, por exemplo: aspectos econômicos, de durabilidade, de resistência, estéticos e funcionais. Em particular, a estrutura em concreto armado, conjunta à sua concepção estrutural, deve garantir os requisitos de qualidade e segurança durante toda sua construção e seu tempo de utilização, levando em conta a finalidade da edificação e atendendo às condições impostas pela concepção arquitetônica, sendo esta a base para a elaboração do projeto estrutural.

Outro fator de grande importância para o desenvolvimento tecnológico de edifícios é o surgimento de ferramentas computacionais que possibilitam eficiência, agilidade e praticidade no cálculo estrutural, podendo se obter uma análise muito mais completa e refinada da estrutura como um todo. A partir disso, é possível desenvolver projetos mais avançados, observados, frequentemente, na engenharia moderna.

Desta forma, o presente trabalho tem como objetivo analisar e discutir as dificuldades encontradas no desenvolvimento do cálculo estrutural de um edifício, a partir de ferramentas acadêmicas que utilizam modelos matemáticos simples, com elementos estruturais analisados de forma isolada, assim como realizar um estudo comparativo com os resultados apresentados pelo *software* comercial de cálculo estrutural CAD/TQS - frequentemente usado para desenvolver projetos de Engenharia Estrutural no âmbito profissional -, tendo como base um modelo integrado de pórtico espacial. Ainda, visa estabelecer parâmetros para futura aplicação destes conhecimentos no exercício profissional, apresentando as diversas etapas de

um projeto estrutural, desde a concepção estrutural da edificação até o dimensionamento de elementos estruturais.

A motivação para a realização do trabalho surgiu da vontade de aplicar os conhecimentos adquiridos durante o curso de Engenharia Civil e, também, agregar novos conteúdos necessários ao desenvolvimento destes. Outro motivo importante para sua realização foi adquirir prática na elaboração de projetos estruturais, conquistando, assim, conhecimento mais amplo e funcional, para se obter experiência inicial na elaboração de projetos.

2 DIRETRIZES DA PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento deste trabalho estão baseadas no problema de pesquisa e nos objetivos principais e secundários descritos a seguir.

2.1 QUESTÃO DE PESQUISA

Quais as diferenças encontradas no projeto de uma estrutura em concreto armado, comparando-se os métodos de análise de Modelo Isolado e Modelo Integrado?

2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

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

2.2.1 Objetivo principal

O objetivo principal deste trabalho é a comparação das áreas de aço obtidas a partir dos métodos de análise estrutural, Modelos Isolado e Integrado.

2.2.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- a) elaboração de diretrizes para o dimensionamento de elementos estruturais nos modelos estudados;
- b) desenvolvimento de rotina de cálculo para o Modelo Isolado, a ser utilizado na futura atividade profissional.

2.3 PRESSUPOSTO

O trabalho tem por pressuposto que são válidas as prescrições contidas nas seguintes Normas Técnicas:

- a) NBR 6120/1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;
- b) NBR 8953/1992 – Concreto para fins Estruturais – Classificação por Grupos de Resistência;
- c) NBR 8681/2003 – Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimento;
- d) NBR 7480/2007 – Aço destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado – Especificação;
- e) NBR 6118/1980-2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento.

2.4 PREMISSAS

O trabalho tem por premissa que ambos métodos de análise podem ser utilizados para o projeto de uma edificação em concreto armado.

2.5 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES

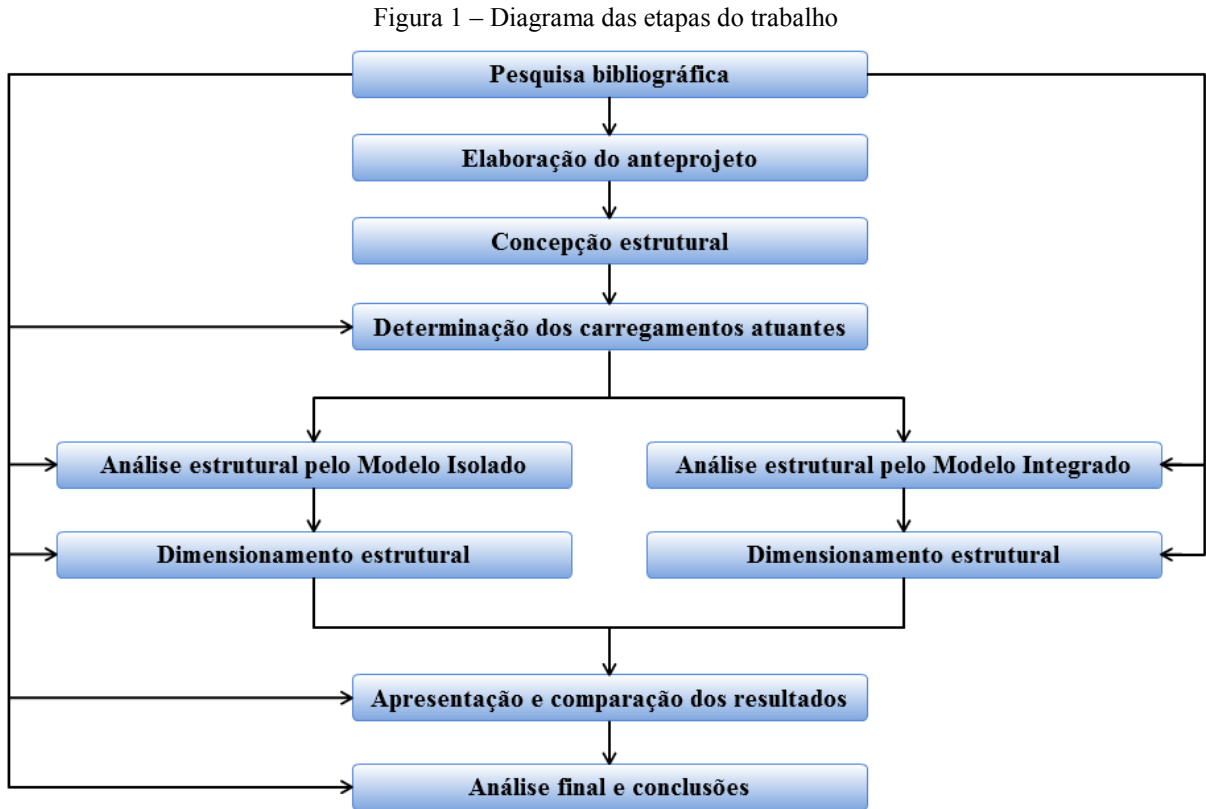
O trabalho delimita-se ao estudo e análise de dois métodos de análise de estruturas em concreto armado referentes a uma edificação multipavimentos.

São limitações do trabalho, porém:

- a) a análise limita-se aos pavimentos tipo;
- b) comparativo somente entre estruturas aperticadas de concreto armado;
- c) no Modelo Isolado modelou-se a estrutura dentro dos princípios da análise elástica linear, considerando o concreto como sendo homogêneo e isotrópico;
- d) os carregamentos empregados na análise das lajes são estáticos e distribuídos;
- e) consideração somente de esforços verticais atuantes na estrutura, não sendo considerado efeitos horizontais, provenientes da ação do vento. A comparação entre métodos é, portanto, válida somente para edifícios de baixa altura;
- f) verificação quanto aos estados-limites últimos;
- g) para a aplicação do Modelo Integrado foi utilizado somente o programa computacional CAD/TQS;
- h) para a aplicação do Modelo Isolado foi utilizado o programa computacional FTOOL, P-Calc e *Microsoft Office Excel*;
- i) no dimensionamento dos elementos, para ambos os métodos de análise estrutural, Modelo Isolado e Modelo Integrado, serão utilizados os mesmos coeficientes de segurança;
- j) utilização de concreto com resistência característica de 30 MPa;
- l) as comparações estarão limitadas a lajes, vigas e pilares de um edifício de cinco pavimentos.

2.6 DELINEAMENTO

O trabalho será realizado através das etapas apresentadas na figura 1, e são descritas nos próximos parágrafos:



(fonte: elaborado pelo autor)

Primeiramente foi realizada uma **pesquisa bibliográfica** em normas específicas de estruturas de concreto armado, apostilas disponibilizadas pelos professores ao longo do curso, livros e manuais dos *softwares* utilizados. Essa pesquisa possibilitou o embasamento teórico, definindo conceitos necessários para a realização do presente trabalho. Na etapa de **elaboração do anteprojeto**, foi definida a configuração geométrica do edifício que fosse adequada à comparação entre os métodos, como dimensões em planta, pé-direito, etc.

O lançamento da estrutura foi feito na etapa de **concepção estrutural**, sendo este o ponto de partida para qualquer projeto estrutural, visto que concede a ideia básica da estrutura e define as posições e números de lajes, vigas e pilares. Na etapa seguinte, foram **determinados os carregamentos atuantes** permanentes e variáveis, a partir das especificações contidas nas normas técnicas, segundo o tipo de edifício estudado.

As **análises estruturais** por meio dos **Modelos Isolado e Integrado** consistem na etapa mais importante na elaboração do trabalho, aonde se têm a criação dos modelos matemáticos propostos, obtendo-se a resposta da estrutura frente aos carregamentos que lhe foram aplicados. Na aplicação do Modelo Isolado, a obtenção dos esforços solicitantes se deu por meio de cálculos, nos quais os elementos estruturais foram tratados de forma isolada com os efeitos de interconexão tratados de forma limitada. No Modelo Integrado, determinou-se os esforços solicitantes tratando-se os elementos estruturais de forma conjunta, gerando um pórtico espacial. Posteriormente, o **dimensionamento estrutural** dos elementos foi feito de acordo com as particularidades de cada modelo, a partir de critérios estabelecidos e encontrados na literatura, assim como do uso do *software* comercial CAD/TQS®.

Após as etapas destacadas nos parágrafos anteriores, prosseguiu-se com a etapa **apresentação e comparação dos resultados** obtidos, que foi realizada através de tabelas. Por fim, na **análise final e conclusões**, identificou-se as consequências da aplicação de cada modelo no dimensionamento final dos elementos estruturais.

3 ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

Conforme definição da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 3), elementos de concreto armado são “[...] aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura, e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência.”.

O aço é resguardado da oxidação pelo concreto, que o protege física e quimicamente, garantindo a durabilidade e vida longa da estrutura. Esses materiais ainda apresentam coeficientes de dilatação térmica praticamente idênticos, sendo, assim, considerados de enorme confiabilidade (SÜSSEKIND, 1987, p. 3-4).

3.1 MATERIAIS

Os principais materiais utilizados em estruturas de concreto armado são:

- a) aço das armaduras;
- b) concreto.

3.1.1 Aço das armaduras

Segundo Araújo (2014a, p. 54), os aços empregados no concreto armado recebem sua nomenclatura pelo prefixo CA (concreto armado), seguidas da tensão de escoamento característica em kN/cm². Esses aços para concreto armado, de acordo com a NBR 7480 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2007, p. 2-3), podem ser classificados em barras e fios. As barras das categorias CA-25 e CA-50 possuem diâmetros mínimos de 6,3 milímetros, podendo ser lisas ou nervuradas, sendo obtidas por laminação a quente. Os fios da categoria CA-60, apresentam diâmetros máximos de 10 milímetros, podendo ser lisos, entalhados ou nervurados, obtidos por trefilação ou laminação a frio.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 29) estabelece que “Na falta de ensaios ou valores fornecidos pelo fabricante, o módulo de elasticidade do aço pode ser admitido igual a 210 GPa.”.

3.1.2 Concreto

3.1.2.1 Resistência à compressão

De acordo com a NBR 8953 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1992, p. 1), “Os concretos são classificados em grupos de resistência, grupo I e grupo II, conforme a resistência característica à compressão f_{ck} .”, sendo o grupo I composto por concretos de até 50 MPa e o grupo II por concretos superiores a 50 MPa. Dentro desses grupos, os concretos normais são designados pela letra C, seguida do valor da resistência característica à compressão, expressa em MPa.

A resistência característica à compressão do concreto é determinada através de ensaios padronizados de curta duração em corpos de prova cilíndricos, realizados na idade padrão de 28 dias. Os concretos com classe de resistência inferior à C20 não são estruturais, ou seja, não se aplicam aos concretos com armadura passiva (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 22-23).

3.1.2.2 Resistência à tração

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 23) define a resistência média à tração, para concretos de até 50 MPa, por meio da fórmula 1, dada a seguir:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3} \quad (\text{fórmula 1})$$

Sendo:

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa.

A resistência à tração tem pouca importância na capacidade de carga da estrutura e, por isso, pode ser desprezada no dimensionamento dos elementos estruturais (ARAÚJO, 2014a, p. 12). Contudo, essa resistência é utilizada na obtenção da armadura mínima de tração, levando-se em conta, também, a seção transversal bruta do concreto.

3.2 FUNDAMENTOS DE SEGURANÇA

Segundo Süsskind (1987, p. 55), as edificações devem resistir, com certa margem de segurança, a todas as solicitações originárias de carregamentos aplicados na estrutura. O objetivo do cálculo é garantir essa segurança, visando garantir, à edificação, estabilidade, conforto e durabilidade.

De acordo com Araújo (2014a, p. 85), o projeto de uma estrutura de concreto armado deverá atender, além dos aspectos econômicos e estéticos, requisitos de qualidade. Onde, dentro de um nível de segurança preestabelecido, a estrutura deverá suportar as ações que lhe são impostas durante sua vida útil, sem a ocorrência de ruptura.

3.2.1 Agressividade do meio ambiente

As ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto são decorrentes da agressividade do meio ambiente. A durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto de cobrimento da armadura. Nos projetos das estruturas, a agressividade ambiental deve ser classificada de acordo com a tabela 1, sendo avaliada segundo as condições de exposição da estrutura. As notas presentes na NBR 6118, que permitem admitir microclimas com classe de agressividade mais branda, para ambientes internos secos ou regiões de clima seco, são desconsideradas neste trabalho (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 16-17).

O cobrimento nominal, obtido a partir da classe de agressividade ambiental à qual a estrutura se encontra exposta, é determinado conforme a tabela 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 Submersa
II	Moderada	Urbana ^{a, b}	Pequeno
III	Forte	Marinha ^a Industrial ^{a, b}	Grande
IV	Muito forte	Industrial ^{a, c} Respingos de maré	Elevado

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 17)

Tabela 2 – Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental			
		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

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 20)

3.2.2 Estados limites últimos (ELU)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 4) define ELU como “[...] estado limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura.”. Segundo Araújo (2014a, p. 86):

No projeto das estruturas de concreto armado, deve-se verificar a segurança em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- b) instabilidade do equilíbrio, considerando os efeitos de segunda ordem;
- c) perda de equilíbrio da estrutura, admitida como um corpo rígido;
- d) estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em um sistema hipostático.

Na determinação dos esforços resistentes das seções de vigas, pilares e lajes submetidas a forças normais e momentos fletores, devem ser consideradas hipóteses básicas. A análise dos esforços resistentes leva em conta: que as seções transversais se mantêm planas após a deformação; que a deformação das barras de aço deve ser a mesma do concreto em seu entorno; e, que a distribuição de tensões no concreto feita de acordo com o diagrama parábola-retângulo possa ser substituída pelo diagrama retangular de profundidade $y = 0,8 x$, onde x é a profundidade da linha neutra, e 0,8 é o parâmetro considerado para concretos de até 50 MPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 120-121,156).

3.2.3 Ações na estrutura

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 2) define ações como “Causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas.”.

Conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56), “Na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura em exame, levando-se em conta os possíveis estados-limites últimos [...]”. Em função de sua variabilidade no tempo, as ações podem ser classificadas, segundo a NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS 2003, p. 2), em três categorias:

- a) ações permanentes;
- b) ações variáveis;
- c) ações excepcionais.

Ressalta-se, porém, que apenas as duas primeiras categorias são consideradas neste trabalho.

3.2.3.1 Ações permanentes

As ações permanentes ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção, sendo constituídas, principalmente, pelo peso próprio dos elementos estruturais e pelos pesos dos elementos construtivos fixos, como das instalações permanentes, dentre outros (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 3). Os pesos específicos dos materiais são explicitados na NBR 6120 e seguem na tabela 3.

Tabela 3 – Peso específico dos materiais de construção

Materiais		Peso específico aparente (kN/m ³)
Blocos artificiais	Blocos de argamassa	22
	Cimento amianto	20
	Lajotas cerâmicas	18
	Tijolos furados	13
	Tijolos maciços	18
	Tijolos sílico-calcários	20
Revestimentos e concretos	Argamassa de cal, cimento e areia	19
	Argamassa de cimento e areia	21
	Argamassa de gesso	12,5
	Concreto simples	24
	Concreto armado	25

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980a, p. 2)

3.2.3.2 Ações variáveis

Ocorrem com valores que apresentam variações significativas durante a vida da construção, atuando em função de seu uso, como as cargas acidentais presentes nas construções (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003, p. 3). As cargas acidentais mais relevantes previstas para edificações de baixa altura são as cargas verticais, descritas na NBR 6120, conforme a tabela 4.

Tabela 4 – Valores mínimos das cargas verticais

Local		Unid.: kN/m ² Carga
Corredores	Com acesso ao público	3
	Sem acesso ao público	2
Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
	Despensa, área de serviço e lavanderia	2

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980a, p. 3-4)

3.2.3.3 Cargas nos elementos estruturais

Entre as cargas permanentes atuantes nas lajes estão o peso próprio, calculado para um elemento de área unitária, os revestimentos - incluindo a pavimentação e o revestimento da

face inferior -, e o peso das alvenarias. Em função da finalidade da edificação, as cargas acidentais atuantes nas lajes referem-se ao peso de pessoas, móveis, utensílios e veículos, sendo essas cargas uniformemente distribuídas (ARAÚJO, 2014b, p. 24-26,30).

O carregamento presente em vigas é determinado por: peso próprio, considerado como uma carga linear uniformemente distribuída; peso das alvenarias; reações das lajes; e, em casos particulares, reações de apoios indiretos, como vigas secundárias e pilares apoiados em vigas de transição (ARAÚJO, 2014b, p. 202-203). A cada andar os pilares são carregados pelas reações das vigas, recebendo assim as cargas verticais dos andares superiores, e conduzindo-as até as fundações (ARAÚJO, 2014c, p. 153).

3.2.4 Resistências de cálculo

Devido às diferenças entre as resistências obtidas em laboratório e as resistências dos materiais (aço e concreto) na estrutura real, as resistências características devem ser divididas por um coeficiente de minoração, a favor da segurança, obtendo assim as resistências de cálculo destes materiais (ARAÚJO, 2014a, p. 102). Os valores para esses coeficientes parciais de segurança estão indicados na NBR 6118 e seguem na tabela 5.

Tabela 5 – Valores dos coeficientes γ_c e γ_s

Combinações	Concreto γ_c	Aço γ_s
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 71)

As resistências de cálculo do concreto devem ainda ser minoradas devido ao fato de as resistências sofrerem uma redução, em virtude da duração do carregamento. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 121), o parâmetro de redução para seções retangulares e concretos de até 50 MPa é definido como $\alpha_c = 0,85$.

3.2.5 Segurança estrutural

Segundo Araújo (2014a, p. 104), os esforços resistentes no estado limite último, obtidos a partir das resistências de cálculo, devem ser superiores aos esforços solicitantes de cálculo, tendo assim, a segurança da estrutura garantida para cada um dos esforços solicitantes (momento fletor, esforço normal, esforço cortante e momento torçor). Os coeficientes de ponderação das ações no estado-limite último, no qual as ações devem ser majoradas, são apresentados na tabela 6.

Tabela 6 – Coeficiente de ponderação das ações

Combinações de ações	Ações			
	Permanentes (<i>g</i>)		Variáveis (<i>q</i>)	
	<i>D</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>T</i>
Normais	1,4	1,0	1,4	1,2

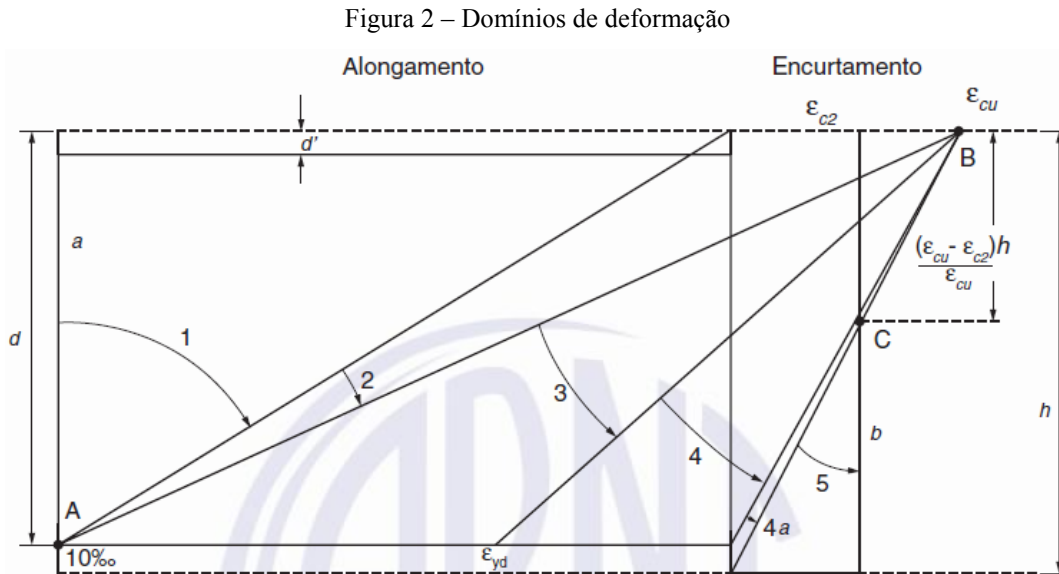
onde *D* é desfavorável, *F* é favorável, *G* representa as cargas variáveis em geral e *T* é a temperatura.

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 65)

3.2.6 Domínios de deformação

Conforme Araújo (2014a, p. 117-118), “O estado limite último, correspondente à ruína de uma seção transversal, pode ocorrer por ruptura do concreto ou por uma deformação excessiva da armadura.”. Os domínios da figura 2 caracterizam a ocorrência de diferentes tipos de ruína, dentre eles:

- a) domínio 2: estado limite último é atingido pela deformação excessiva da armadura, não havendo ruptura do concreto;
- b) domínio 3: estado limite último é atingido pela ruptura do concreto simultaneamente com o escoamento do aço;
- c) domínio 4: estado limite último é atingido pela ruptura do concreto sem que atinja a tensão de escoamento do aço;
- d) domínio 5: estado limite último é atingido pela ruptura do concreto em seções totalmente comprimidas.



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 122)

De acordo com o tipo de ruptura em flexão simples, as peças de concreto armado podem ser classificadas como subarmadas, normalmente armadas e superarmadas. As peças subarmadas rompem no domínio 2, por possuírem uma taxa de armadura muito pequena. As peças normalmente armadas rompem no domínio 3, com esmagamento do concreto e escoamento da armadura. As superarmadas são peças cuja ruptura ocorre no domínio 4, por esmagamento do concreto (ARAÚJO, 2014a, p. 120).

3.3 SOFTWARE COMERCIAL CAD/TQS

Nos dias atuais, devido à enorme produtividade e eficiência exigida pelo mercado, se torna imprescindível a utilização de ferramentas computacionais que auxiliem na elaboração de projetos estruturais. A escolha pelo sistema computacional gráfico CAD/TQS, desenvolvido e comercializado pela empresa nacional TQS Informática Ltda., se deu em virtude desse ser um dos programas mais utilizados e difundidos atualmente no mercado para projetos de estruturas de concreto armado.

Todo o desenvolvimento deste sistema computacional está baseado nas normas técnicas nacionais de concreto armado, como a NBR 6118/2014, bem como na metodologia usual de elaboração e representação de projetos estruturais empregada pelas empresas brasileiras. A ferramenta engloba todas as etapas de um projeto, desde lançamento e análise da estrutura, dimensionamento e detalhamento de armaduras, até emissão das plantas. A análise estrutural

realizada pelo CAD/TQS é baseada em um modelo integrado, composto por grelhas e pórticos espaciais.

No caso deste projeto, a versão avaliada foi a 19 com o pacote Estudante. Essa versão apresenta limitações, tais como o número de pavimentos e o número de elementos estruturais.

4 LAJES MACIÇAS

As lajes maciças são elementos bidimensionais planos que têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, que são aplicadas nos pisos, e transmiti-las às vigas. Estas lajes são usualmente apoiadas ao longo de seu contorno, tendo espessura uniforme e vãos relativamente pequenos, e são solicitadas, predominantemente, por cargas perpendiculares ao seu plano médio. O peso próprio desse tipo de laje é relativamente alto, visto que uma parte do concreto fica na zona tracionada (ARAÚJO, 2014b, p. 1-2).

4.1 GENERALIDADES

4.1.1 Espessura mínima

O limite mínimo da espessura das lajes maciças, conforme as situações previstas na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 74), é:

- 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;
- [...]

4.1.2 Vãos efetivos

O vão efetivo pode ser calculado, quando os apoios puderem ser considerados rígidos quanto à translação vertical, pela fórmula 2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 95):

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2 \quad (\text{fórmula 2})$$

Sendo:

l_{ef} = vão efetivo da laje, em m;

l_0 = distância entre faces de dois apoios consecutivos, em m;

a_1 = menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da espessura da laje, em m;

a_2 = menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da espessura da laje, em m.

Ainda, conforme Campos Filho (2014, p. 5), nas lajes em balanço, o comprimento efetivo é o comprimento da extremidade livre até o centro do apoio. Nessas lajes o vão efetivo é considerado apenas em uma direção.

4.1.3 Vinculação

Campos Filho (2014, p. 2) apresenta três tipos de vinculação para as bordas das lajes:

- a) apoiada: quando a borda da laje é continuamente suportada por vigas [...];
- b) livre: quando a borda da laje não tiver nenhuma vinculação ao longo daquele lado;
- c) engastada: quando a borda da laje tem continuidade além do apoio correspondente daquele lado (laje adjacente).

Nas lajes de lados adjacentes, a laje de espessura maior não deve ser considerada engastada à laje mais fina, quando suas espessuras apresentarem diferença superior a 2 centímetros. A laje mais fina, porém, sempre será engastada. (CAMPOS FILHO, 2014, p. 3).

4.1.4 Classificação das lajes quanto à armação

Conforme a relação entre os seus vãos, as lajes são classificadas em lajes armadas em uma ou em duas direções (armadas em cruz), pressupondo que as mesmas estejam apoiadas em apoios rígidos. Segue, abaixo, a classificação para lajes retangulares, apoiadas ou engastadas, nos seus quatro bordos.

4.1.4.1 Armadas em uma direção

Segundo Araújo (2014b, p. 7-8):

As lajes armadas em uma direção são aquelas em que a relação entre os vãos é superior a 2. Nesses casos, o momento fletor na direção do vão maior é pequeno e não necessita ser calculado, bastando adotar uma armadura de distribuição segundo essa direção.

Observa-se que, mesmo neste caso, a laje será armada nas duas direções. A diferença é que uma das armaduras é calculada e a outra (na direção do vão maior) é arbitrada.

4.1.4.2 Armadas em duas direções

De acordo com Araújo (2014b, p. 7):

As lajes armadas em cruz são aquelas em que a relação entre o vão maior e o vão menor não é superior a 2. Nesses casos, os momentos fletores nas duas direções são importantes e devem ser calculados. Para cada um deles, deve-se realizar o dimensionamento e dispor as armaduras nas direções correspondentes [...]

4.1.4.3 Exceções

As lajes podem apresentar exceções em sua classificação devido ao tipo de vinculação das bordas da laje. De acordo com Campos Filho (2014, p. 2):

Se a laje for suportada continuamente somente ao longo de duas bordas paralelas (as outras duas forem livres) ou quando tiver três bordas livres (laje em balanço), ela será também armada em uma só direção, independente da relação entre os lados.

4.1.5 Condições de ductilidade

Para dispensar a verificação explícita da capacidade de rotação plástica e garantir as condições apropriadas de ductilidade nas estruturas, quando as solicitações forem determinadas no estado limite último através do regime rígido-plástico, deve-se ter a posição da linha neutra limitada em $x/d \leq 0,25$, para concretos com resistência de 50 MPa ou inferior (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96).

4.2 CARGAS NAS LAJES

O carregamento nas lajes pode ser considerado como uniformemente distribuído e é representado pela soma da parcela permanente com a parcela variável das cargas que atuam sobre a laje.

4.2.1 Peso próprio da laje

O peso próprio da laje é calculado em função da espessura da mesma, para um elemento de área unitária, conforme explicitado pela fórmula 3 (ARAÚJO, 2014b, p. 24).

$$P_{pL} = h_L \gamma_{ca} \quad (\text{fórmula 3})$$

Sendo:

P_{pL} = peso próprio da laje, em kN/m ;

h_L = espessura da laje, em m;

γ_{ca} = peso específico aparente do concreto armado, em kN/m .

4.2.2 Revestimento

O peso do revestimento nas faces superior e inferior de uma laje depende basicamente dos materiais utilizados. O seu valor é estimado pela fórmula 4 (ARAÚJO, 2014b, p. 25).

$$P_r = h_r \gamma_r \quad (\text{fórmula 4})$$

Sendo:

P_r = peso próprio do revestimento, em kN/m ;

h_r = espessura do revestimento, em m;

γ_r = peso específico aparente do revestimento, em kN/m .

4.2.3 Peso das alvenarias

De acordo com Araújo (2014b, p. 26-27), o peso das alvenarias é calculado em função das dimensões, do tipo de tijolo utilizado e das espessuras de revestimento, conforme explicitado pela fórmula 5.

$$p_a = p_b = \gamma_a t H \quad (\text{fórmula 5})$$

Sendo:

p_a = carga linear da alvenaria no menor vão, em kN/m;

p_b = carga linear da alvenaria no maior vão, em kN/m;

γ_a = peso específico da alvenaria, em kN/m ;

t = espessura da alvenaria, em m;

H = altura da alvenaria, em m.

4.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

No dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado, submetida à flexão simples ou composta, são admitidas algumas hipóteses básicas de dimensionamento. Primeiramente, admite-se que uma seção transversal plana e normal ao eixo do elemento estrutural indeformado permaneça nessa condição após as deformações do elemento.

Em segundo lugar, considera-se a existência de uma aderência perfeita entre o concreto e o aço. Dessa forma, as armaduras vão estar sujeitas às mesmas deformações do concreto que as envolve.

Por fim, despreza-se totalmente a resistência à tração do concreto. Com isso, todo o esforço de tração é resistido pelas armaduras, visto que, no estado limite último, para o qual se faz o dimensionamento, o concreto tracionado colabora minimamente para a resistência (ARAÚJO, 2014a, p. 111-112).

4.3.1 Pré-dimensionamento

A estimativa da altura da laje foi obtida pela metodologia presente na antiga norma NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980b), não mais vigente nos dias atuais, por meio da fórmula 6 e com o auxílio das tabelas 7, 8 e 9. Apesar desta estimativa ter surgido para o cálculo da altura útil das lajes, esta indicação de pré-dimensionamento é bastante conservadora e, portanto, é comum adotar-se a expressão para a altura total da laje. É necessário, para isso, o conhecimento do vão mínimo da laje, das condições de apoio e do tipo de aço empregado nas armaduras.

$$h_L \geq l_L / (\Psi_2 \Psi_3) \quad (\text{fórmula 6})$$

Sendo:

h_L = espessura da laje, em cm;



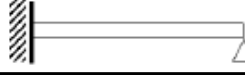

l_L = menor vão da laje, em cm;

Ψ_2 = parâmetro determinado em função das condições de apoio;

Ψ_3 = parâmetro determinado em função do tipo de aço empregado nas armaduras.

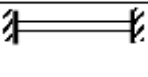
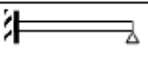
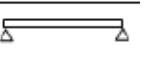





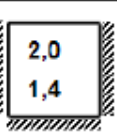
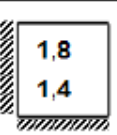


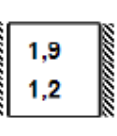

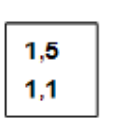
Para o uso das tabelas 7 e 8, fez-se necessário o conhecimento das dimensões dos vãos da laje nas duas direções, sendo, estes vãos, admitidos, em um primeiro momento, como a distância entre os centros dos apoios.

Tabela 7 – Parâmetro em função da condição do apoio em lajes armadas em uma direção

		Ψ_2
Em balanço		0,5
Simplemente apoiadas		1,0
Contínua		1,2
Duplamente engastada		1,7

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 8 – Parâmetro em função da condição do apoio em lajes armadas em duas direções

Ψ_2			
			
			
			

(fonte: elaborado pelo autor)

Uma vez que a obtenção do parâmetro Ψ_2 depende da vinculação da laje, tem-se, por regra geral, iniciar o processo de determinação das alturas das lajes sempre pela laje que apresenta menor vão, pois esta apresenta menor carga, devendo assim resultar em uma menor espessura. Essa regra se deve ao fato de que lajes de menor espessura sempre se engastam em lajes de maior espessura. Iniciar pelas lajes mais finas diminui a necessidade de recálculo em função de engastamentos que venham a não se concretizar.

Tabela 9 – Parâmetro em função do aço utilizado

Aço	Ψ_3	
	Vigas e lajes nervuradas	Lajes maciças
CA-25	25	35
CA-32	22	33
CA-40	20	30
CA-50	17	25
CA-60	15	20

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas situações em que as lajes apresentam os vínculos de apoio e engaste ao longo de um mesmo bordo, deverá considerar-se o lado como apoiado, salvo se a situação de engastamento for superior a 85 % do comprimento do lado (CAMPOS FILHO, 2014, p. 3).

4.3.2 Armadura nas lajes

No dimensionamento da armadura das lajes, devem ser empregados os momentos fletores determinados, considerando-se o regime rígido-plástico, sendo este regime utilizado pelo método das linhas de ruptura (CAMPOS FILHO, 2014, p. 27).

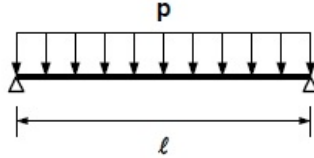
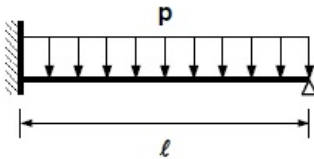
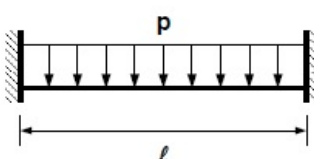
4.3.2.1 Lajes armadas em uma direção

De acordo com Campos Filho (2014, p. 16), “As lajes armadas em uma só direção são dimensionadas como se fossem vigas. A vinculação é definida segundo o vão menor [...]”. O momento fletor solicitante de cálculo, para a vinculação de apoio em suas extremidades, é obtido pela tabela 10.

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158), nas lajes armadas em uma direção, a armadura de distribuição por metro de largura da

laje deve ter seção transversal de área igual ou superior a um quinto da área da armadura principal, metade da armadura mínima, ou um mínimo de 0,9 cm , como visto na tabela 11.

Tabela 10 – Momento fletor em lajes armadas em uma direção

vinculação	regime rígido-plástico
	$m_V = p\ell^2/8$
	$m_E = -p\ell^2/8,88$ $m_V = p\ell^2/13,32$
	$m_E = -3p\ell^2/40$ $m_V = p\ell^2/20$

(fonte: adaptada de CAMPOS FILHO, 2014, p. 16)

4.3.2.2 Lajes armadas em duas direções

Conforme o método das linhas de ruptura, para uma laje retangular engastada nos quatro bordos, apresentada na figura 3, o momento fletor negativo nos engastes será dado pela fórmula 7 (CAMPOS FILHO, 2014, p. 27).

$$m' = -i m \quad (\text{fórmula 7})$$

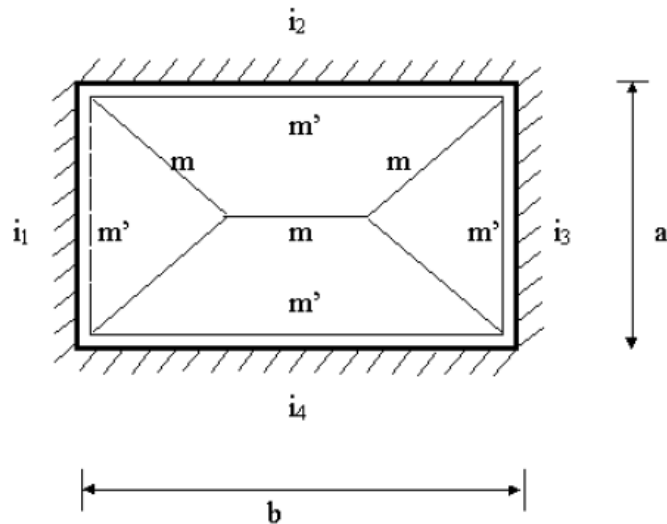
Sendo:

m' = momento fletor negativo no engaste, em kN m/m;

i = grau de engastamento;

m = momento fletor no vão, em kN m/m.

Figura 3 – Laje retangular engastada nas quatro bordas



(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 27)

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96) recomenda que o grau de engastamento para bordas engastadas seja igual ou superior a 1,5 e para bordas apoiadas igual a 0.

4.3.2.2.1 Lajes isótropas

Lajes isótropas são aquelas cujos momentos de plastificação no vão e, conseqüentemente, armaduras, são iguais nas duas direções. Para tal, a relação entre o lado menor e o maior deve ser $0,8 \leq a/b \leq 1$ (PINHEIRO, 1988, p. 94).

A seguir, são apresentadas a fórmula 8 e a figura 4, que definem o momento no vão (CAMPOS FILHO, 2014, p. 29).

$$m = (p a_r b_r) / (8 (1 + a_r/b_r + b_r/a_r)) \quad (\text{fórmula 8})$$

Onde:

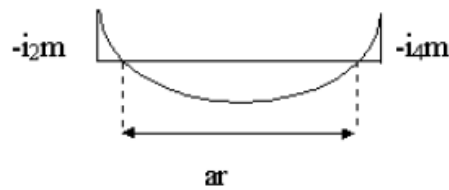
m = momento fletor no vão, em kN m/m;

p = carga superficial, em kN/m ;

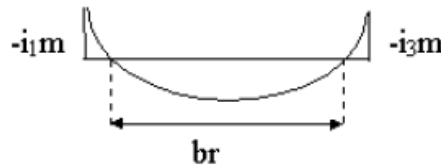
a_r = vão reduzido na direção do menor vão, em m;

b_r = vão reduzido na direção do maior vão, em m.

Figura 4 – Vãos reduzidos



$$a_r = \frac{2a}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}}$$



$$b_r = \frac{2b}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}}$$

(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 30)

4.3.2.2 Lajes ortótropas

Lajes ortótropas são aquelas cujos momentos de plastificação no vão e, conseqüentemente, armaduras, não são iguais nas duas direções, porém existe uma relação idêntica entre os momentos de plastificação positivos e negativos. Para tal, a relação entre o lado menor e o maior deve ser $0,5 \leq a/b \leq 0,8$ (PINHEIRO, 1988, p. 95).

As lajes ortótropas são calculadas pelas mesmas fórmulas das isotrópicas, sendo diferenciadas apenas pelo coeficiente de ortotropia, que é definido pela razão entre o momento fletor maior e o menor. Este coeficiente pode ser calculado pela fórmula 9 (CAMPOS FILHO, 2014, p. 30).

$$\varphi = ((12 - i_2 - i_4)/(12 - i_1 - i_3)) (a/b)^{1,7} \quad (\text{fórmula 9})$$

Onde:

φ = coeficiente de ortotropia;

i = grau de engastamento;

a = menor vão, em m;

b = maior vão, em m.

O momento no vão é estimado pela fórmula 8, a exemplo das lajes isotrópicas, com a diferença que o vão reduzido na direção do maior vão é majorado, como mostra a fórmula 10.

$$b_r^* = b_r / \sqrt{\varphi} \quad (\text{fórmula 10})$$

Sendo:

b_r^* = vão reduzido majorado na direção do maior vão, em m;

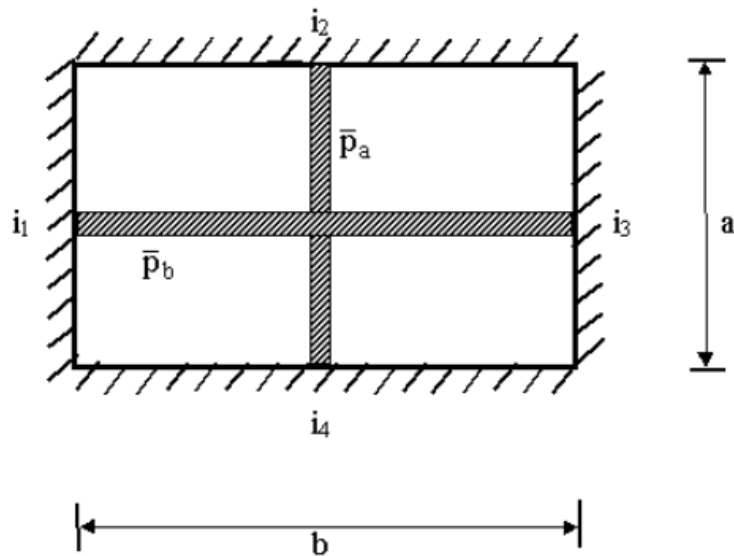
b_r = vão reduzido na direção do maior vão, em m;

φ = coeficiente de ortotropia.

4.3.2.2.3 Cargas lineares

Segundo Campos Filho (2014, p. 31), a partir do método das linhas de ruptura, é definido um formulário para a pior situação de posição da parede, com seu comprimento paralelo e ao longo de todo o vão da laje, como representado na figura 5. Este formulário é apresentado a seguir, através das fórmulas 11, 12, 13, 14 e 15.

Figura 5 – Cargas lineares



(fonte: CAMPOS FILHO, 2014, p. 31)

$$\alpha = p_a / (p b) \quad (\text{fórmula 11})$$

$$\beta = p_b / (p a) \quad (\text{fórmula 12})$$

$$p^* = p (1 + \alpha + 2 \beta) \quad (\text{fórmula 13})$$

$$B_r^* = (1/\sqrt{\varphi}) \sqrt{((1 + \alpha + 2 \beta)/(1 + 3 \beta))} 2 b / (\sqrt{(1 + i_1)} + \sqrt{(1 + i_3)}) \quad (\text{fórmula 14})$$

$$m = (p^* a_r B_r^*) / (8 (1 + a_r/B_r^* + B_r^*/a_r)) \quad (\text{fórmula 15})$$

Onde:

α = parâmetro de majoração de cargas superficiais no menor vão;

β = parâmetro de majoração de cargas superficiais no maior vão;

p_a = carga linear da alvenaria no menor vão, em kN/m;

p_b = carga linear da alvenaria no maior vão, em kN/m;

p = carga superficial, em kN/m ;

a = menor vão, em m;

b = maior vão, em m;

B_r^* = vão reduzido com cargas lineares majorado na direção do maior vão, em m;

m = momento fletor no vão, em kN m/m;

p^* = carga superficial com cargas lineares, em kN/m ;

φ = coeficiente de ortotropia;

i = grau de engastamento;

a_r = vão reduzido na direção do menor vão, em m.

4.3.2.3 Momentos negativos em bordas comuns

De acordo com Campos Filho (2014, p. 32):

[...] as lajes são calculadas separadamente, mas devem ter uma armadura única de continuidade ao longo da borda comum que foi considerada engastada. Para isto,

deve-se dimensionar a armadura para o maior entre os dois momentos de engastamento e a menor das alturas úteis.

4.3.2.4 Armadura mínima

Após o dimensionamento da estrutura considerada, a armadura de aço obtida deve ser comparada com a armadura mínima, a fim de melhorar o desempenho e a ductilidade à flexão. Por esta razão, a armadura deve atender os valores mínimos indicados na tabela 11 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 157).

Tabela 11 – Valores mínimos para armaduras passivas aderentes

Armadura	Elementos estruturais sem armaduras ativas
Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armaduras negativas de bordas sem continuidade	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$
Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$A_s/s \geq 20\%$ da armadura principal $A_s/s \geq 0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$ $\rho_s \geq 0,5 \rho_{\min}$

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 158)

Onde o valor de ρ_s é apresentado na fórmula 16:

$$\rho_s = A_s / (100 h_L) \quad (\text{fórmula 16})$$

Sendo:

ρ_s = taxa geométrica de armadura aderente passiva, em %;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração, em cm² ;

h_L = espessura da laje, em cm.

Por sua vez, o valor de ρ_{\min} é apresentado na tabela 12 e depende tanto da resistência característica do concreto adotado quanto do tipo de aço utilizado. Os valores estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso do aço CA-50.

Tabela 12 – Taxas mínimas de armadura de flexão

Forma da seção	Valores de $\rho_{\min}^a (A_{s,\min}/A_c)$ %														
	20	25	30	35	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90
Retangular	0,150	0,150	0,150	0,164	0,179	0,194	0,208	0,211	0,219	0,226	0,233	0,239	0,245	0,251	0,256

(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130)

4.3.2.5 Armadura à flexão normal simples

O dimensionamento de uma seção retangular submetida à flexão simples com armadura simples deve ser feito pelas fórmulas 17 e 18 (CAMPOS FILHO, 2014, p. 13).

$$x = (d/\lambda^*) (1 - \sqrt{1 - 2 M_d/\alpha_c f_{cd} b^* d}) \quad (\text{fórmula 17})$$

$$A_s = (\alpha_c \lambda^* f_{cd} b^* x) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 18})$$

Sendo:

x = profundidade efetiva da linha neutra, em cm;

d = altura útil, em cm;

λ^* = parâmetro para concretos de 50 MPa;

M_d = momento fletor resistente de cálculo, em kN cm;

α_c = parâmetro de redução da resistência do concreto na compressão;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm ;

b^* = largura da seção retangular adotada, em cm;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração, em cm /m;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em kN/cm .

5 VIGAS

Segundo definição da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 83), vigas são “Elementos lineares em que a flexão é preponderante.”.

5.1 GENERALIDADES

5.1.1 Dimensão mínima

Conforme especificado pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73), a largura mínima da seção transversal das vigas não pode apresentar valor inferior a 12 centímetros.

5.1.2 Vãos efetivos

O vão efetivo das vigas é calculado pela fórmula 19 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 89):

$$l_{ef}^* = l_0 + a_1^* + a_2^* \quad (\text{fórmula 19})$$

Sendo:

l_{ef}^* = vão efetivo da viga, em m;

l_0 = distância entre faces de dois apoios consecutivos, em m;

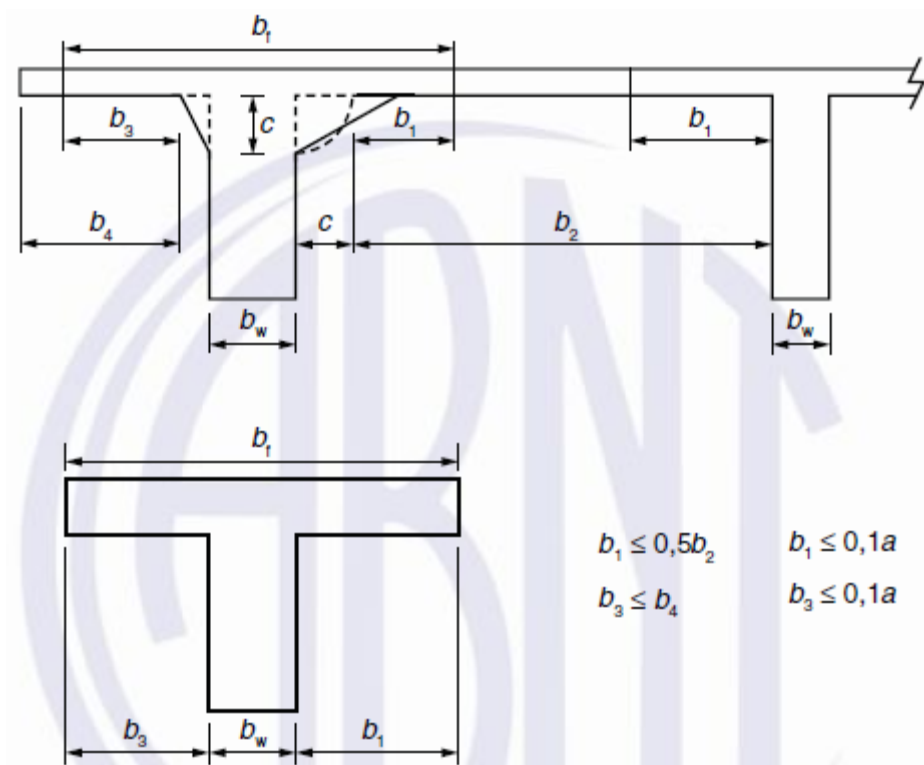
a_1^* = menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da altura da seção da viga no vão considerado, em m;

a_2^* = menor valor entre 1/2 do comprimento do apoio e 30 % da altura da seção da viga no vão considerado, em m.

5.1.3 Largura colaborante para seção T

O efeito da ação conjunta de lajes e vigas, trazendo uma forma mais realista, pode ser considerado pela adoção de uma largura colaborante da laje associada à viga, constituindo uma seção transversal T. A largura colaborante, conforme a figura 6, é definida como a soma da largura da viga com no máximo 10 % da distância entre pontos de momento fletor nulo, para cada lado da viga em que haja laje colaborante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 87).

Figura 6 – Largura de mesa colaborante



(fonte: adaptada de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 88)

Sendo:

b_f = largura colaborante da mesa de uma viga, em cm;

b_w = largura da alma de uma viga, em cm;

a^* = distância entre seções de momento fletor nulo, em cm.

Conforme especificado na NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 88):

No caso de vigas contínuas, permite-se calculá-las com uma largura colaborante única para todas as seções, inclusive nos apoios sob momentos negativos, desde que essa largura seja calculada a partir do trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima.

5.1.4 Observações quanto ao cálculo dos esforços

A seguir estão descritas simplificações e correções permitidas por norma.

5.1.4.1 Modelo clássico de viga contínua

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93) destaca que são necessárias correções para a utilização do modelo clássico de viga contínua (simplesmente apoiadas nos pilares), para o estudo das cargas verticais. Essas correções são apresentadas a seguir:

- a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;
- c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos.

A correção considerada no último item é estabelecida pelas fórmulas 20 e 21, que seguem o comprimento do vão conforme a figura 7 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93):

$$M = M_{\text{eng}} (r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) / (r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) \quad (\text{fórmula 20})$$

$$r_i = I_i / l_i \quad (\text{fórmula 21})$$

Sendo:

M = momento fletor, em kN m;

M_{eng} = momento de engastamento perfeito, em kN m;

r_{inf} = rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 ;

r_{sup} = rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 ;

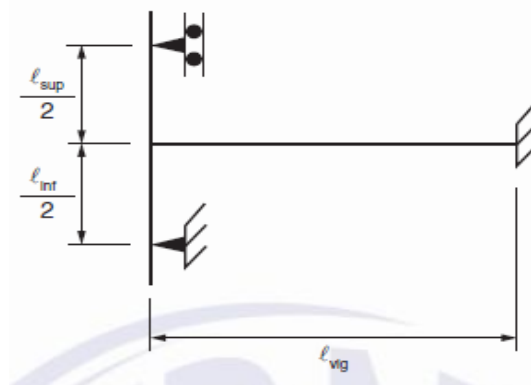
r_{vig} = rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 ;

r_i = coeficiente de rigidez do elemento i no nó considerado, em cm^3 ;

I_i = momento de inércia da seção transversal, em cm^4 ;

l_i = comprimento do vão, em cm.

Figura 7 – Aproximação em apoios extremos



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94)

Em outras palavras, Araújo (2014b, p. 204) enfatiza que deve-se fazer dois cálculos para determinar os momentos positivos nos vãos e que o maior deles será usado para o dimensionamento. Um cálculo como viga contínua e outro cálculo considerando-se que os apoios internos sejam engastes perfeitos.

5.1.4.2 Consideração de alternância de cargas

Considerando que, na maioria dos edifícios, a carga acidental nas vigas é muito menor que a carga permanente, não há necessidade de verificar as posições mais desfavoráveis para a carga acidental por meio de combinações de carregamento. Para efeito de dimensionamento, os esforços solicitantes são calculados uma única vez, com o carregamento total determinado, não levando em conta a variabilidade do carregamento (ARAÚJO, 2014b, p. 208-209). Isso foi especificado pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94), definindo que “Para estruturas de edifícios em que a carga variável seja de até 5

kN/m e que seja no máximo igual a 50 % da carga total, a análise estrutural pode ser realizada sem a consideração de alternância de cargas.”.

5.1.4.3 Condições de ductilidade

A relação x/d é limitada para proporcionar o adequado comportamento dúctil das vigas, inclusive nas regiões de apoio ou de ligações com outros elementos estruturais, garantindo que a ruptura da peça seja precedida de uma fissuração intensa, de modo a permitir o escoramento e a execução do reforço estrutural necessário. A posição da linha neutra no estado limite último deve obedecer ao limite de $x \leq x_{dúctil} = 0,45d$, para concretos de até 50 MPa (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91).

5.1.4.4 Redistribuição dos momentos fletores

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91) permite modificar a distribuição dos momentos fletores de M para δM , alterando-se a posição da linha de fechamento, através de uma redução nos valores dos momentos sobre os apoios. Com isto, pode-se evitar uma concentração excessiva de armadura sobre os apoios intermediários das vigas contínuas. A profundidade da linha neutra, porém, sofre uma limitação, dada pela fórmula 22, para concretos de até 50 MPa.

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25 \quad (\text{fórmula 22})$$

Em qualquer caso, o coeficiente de redistribuição deve obedecer aos seguintes limites (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 91):

- a) $\delta \geq 0,90$, para estruturas de nós móveis;
- b) $\delta \geq 0,75$, para qualquer outro caso.

A redução dos momentos negativos levará a um consequente aumento dos momentos positivos nos vãos e, ainda, à plastificação das seções sobre os apoios. As reações de apoio e os esforços cortantes também serão afetados (ARAÚJO, 2014b, p. 210).

5.1.4.5 Cargas próximas aos apoios

Para os casos de apoio direto, em que a carga e a reação de apoio forem aplicadas em faces opostas do elemento estrutural, comprimindo-o, a força cortante devida a uma carga concentrada pode ser reduzida para o cálculo da armadura transversal. Essa redução leva em conta a altura útil da viga e a distância da carga ao centro do apoio e é calculada pela fórmula 23 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 134).

$$V' = V - ((c + d)/2) p_{vig} \quad (\text{fórmula 23})$$

Onde:

V' = esforço cortante minorado, em kN;

V = esforço cortante, em kN;

c = largura do apoio, em cm;

d = altura útil, em cm;

p_{vig} = carga distribuída da viga, em kN/cm.

5.2 CARGAS NAS VIGAS

As cargas mais frequentes no estudo das vigas são o peso próprio, o peso das alvenarias, as ações das lajes e a ação de vigas secundárias.

5.2.1 Peso próprio da viga

O peso próprio da viga é calculado em função da área da seção transversal da mesma, sendo considerado como uma carga linear uniformemente distribuída, e é dado pela fórmula 24 (ARAÚJO, 2014b, p. 202).

$$P_{pVig} = A_c \gamma_{ca} \quad (\text{fórmula 24})$$

Sendo:

P_{pVig} = peso próprio da viga, em kN/m;

A_c = área da seção transversal de concreto, em m² ;

γ_{ca} = peso específico aparente do concreto armado, em kN/m³ .

5.2.2 Peso das alvenarias

O peso das alvenarias presentes em cima das vigas também é considerado como uma carga linear, uniformemente distribuída, e é estimado pela fórmula 25 (ARAÚJO, 2014b, p. 202).

$$P_a = \gamma_a t H \quad (\text{fórmula 25})$$

Sendo:

P_a = peso das alvenarias, em kN/m;

γ_a = peso específico da alvenaria, em kN/m³ ;

t = espessura da alvenaria, em m;

H = altura da alvenaria, em m.

5.2.3 Ações das lajes

Considerando-se que as reações de apoio das lajes são tidas como uniformemente distribuídas sobre as vigas que lhes servem de apoio, as reações podem ser calculadas através da figura 8, levando-se em conta o tipo de vinculação, as dimensões e o carregamento atuante nas lajes (ARAÚJO, 2014b, p. 202). Ressalta-se, porém, que a figura 8 expressa as considerações feitas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96) de modo a facilitar o cálculo das reações de apoio das lajes.

Figura 8 – Reações de apoio em lajes

Tipo		K_x	K_y	Reações
$l_y > l_x$		$k_x = 1 - k_y$	$k_y = \frac{0,5}{\lambda}$	$R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y p$ $R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x p$
	$\lambda \geq 0,733$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,366/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y p$ $R_2 = 0,63 k_x l_x p$
	$\lambda \leq 0,733$	$k_x = 0,683\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	$R_4 = 0,37 k_x l_x p$
	$l_y > l_x$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = \frac{0,5}{\lambda}$	$R_1 = 0,63 k_y l_y p$ $R_3 = 0,37 k_y l_y p$ $R_2 = 0,63 k_x l_x p$ $R_4 = 0,37 k_x l_x p$
	$\lambda \geq 0,578$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,289/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 k_y l_y p$ $R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x p$
	$\lambda \leq 0,578$	$k_x = 0,866\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	
	$\lambda \geq 0,789$	$k_x = 1 - k_y$	$k_y = 0,394/\lambda$	$R_1 = 0,63 k_y l_y p$ $R_3 = 0,37 k_y l_y p$
	$\lambda \leq 0,789$	$k_x = 0,634\lambda$	$k_y = 1 - k_x$	$R_2 = R_4 = 0,5 k_x l_x p$

$$\lambda = l_y / l_x$$

(fonte: adaptada de BESSA, 2014)

5.2.4 Ação das vigas

De acordo com Araújo (2014b, p. 203), “Nos casos de apoios indiretos, a viga principal recebe uma carga concentrada de valor igual à reação de apoio da viga secundária”.

Para apoios indiretos, recomenda-se que a viga apoiada tenha altura menor ou igual à viga que serve de apoio. A rigidez dos elementos deve ser levada em consideração, para se evitar deformações excessivas.

5.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

Conforme descrito no subitem 4.3, o dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado, submetida à flexão simples ou composta, obedece à algumas hipóteses básicas de dimensionamento. Essas hipóteses também são válidas para o dimensionamento de vigas.

5.3.1 Pré-dimensionamento

A altura das vigas, apoiadas em suas extremidades obedece uma estimativa, feita por Lança (2006, p.16), e é apresentada pela fórmula 26 para vigas isostáticas e pela fórmula 27 para vigas hiperestáticas. Existem, ainda, outras formas para se estimar a altura das vigas, como por exemplo, a citada na NBR 6118/1980, mas não serão consideradas neste trabalho.

$$h_{\text{vig}} = l_{\text{vig}}/10 \quad (\text{fórmula 26})$$

$$h_{\text{vig}} = l_{\text{vig}}/12 \quad (\text{fórmula 27})$$

Onde:

h_{vig} = altura da viga, em cm;

l_{vig} = vão da viga, em cm.

5.3.2 Armadura nas vigas

As vigas são compostas por diferentes tipos de armadura. Entre as principais, encontram-se as armaduras longitudinais, que resistem aos esforços de momento fletor, e as armaduras transversais que resistem aos esforços cortantes.

5.3.2.1 Armadura longitudinal mínima

A armadura longitudinal mínima para vigas é atendida se forem respeitadas as mesmas taxas mínimas de armadura consideradas para lajes, apresentadas na tabela 10, e dada pela fórmula 28 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 130).

$$A_{s \text{ min}} = \rho_{\text{min}} A_c \quad (\text{fórmula 28})$$

Onde:

$A_{s \text{ min}}$ = armadura longitudinal mínima, em cm² ;

ρ_{\min} = taxa mínima de armadura;

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm .

5.3.2.2 Armadura longitudinal máxima

Garantidas as condições de ductilidade, a armadura máxima, composta pela soma das armaduras de tração e compressão, não pode ter um valor superior a quatro por cento da área da seção transversal de concreto, calculada na região fora da zona de emendas (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132).

5.3.2.3 Seção retangular

Definidas a geometria da seção transversal da viga, as resistências dos materiais e as solicitações, o próximo passo é determinar a armadura longitudinal para os máximos momentos positivos nos vãos e para os momentos negativos sobre os apoios da viga. (ARAÚJO, 2014b, p. 211).

A posição da linha neutra deverá atender a condição dada pelas fórmulas 29 e 30, para concretos de até 50 MPa. Atendida esta condição, a seção trabalhará nos domínios 2 e 3.

$$y \leq y_{\lim} = 0,8 x_{\lim} \quad (\text{fórmula 29})$$

$$x_{\lim} = d / (1 + 1,36 \cdot 10^{-3} f_{yd}) \quad (\text{fórmula 30})$$

Onde:

y = profundidade relativa da linha neutra, em cm;

y_{\lim} = profundidade relativa limite da linha neutra, em cm;

x_{\lim} = profundidade limite da linha neutra, em cm;

d = altura útil, em cm;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em MPa.

Entretanto, de acordo com as últimas recomendações da NBR 6118/2014, as condições de ductilidade impõem limites que se sobrepõem aos limites estipulados nas fórmulas 29 e 30,

sendo, assim, predominantes no dimensionamento das armaduras. A relação entre o $y_{dúctil}$ e o $x_{dúctil}$ é a mesma que a imposta na fórmula 29, sendo apresentada na fórmula 31.

$$y \leq y_{dúctil} = 0,8 x_{dúctil} \quad (\text{fórmula 31})$$

5.3.2.3.1 Armadura longitudinal simples

Pelas equações de equilíbrio de momentos e de forças na seção transversal e utilizando o diagrama simplificado para as tensões do concreto, pode-se estabelecer o equilíbrio das forças de tração no aço e de compressão no concreto, determinando, assim, as equações para obter a área de aço da armadura longitudinal. As fórmulas 32 e 33, a seguir, foram adaptadas de modo a simplificar sua aplicação (ARAÚJO, 2014a, p. 132-133).

$$M_d = 0,85 b_w y f_{cd} (d - 0,5 y) \quad (\text{fórmula 32})$$

$$A_s = (0,85 b_w y f_{cd})/f_{yd} \quad (\text{fórmula 33})$$

Onde:

M_d = momento fletor resistente de cálculo, em kN cm;

b_w = largura da alma de uma viga, em cm;

y = profundidade relativa da linha neutra, em cm;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm ;

d = altura útil, em cm;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração, em cm ;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em kN/cm .

5.3.2.3.2 Armadura longitudinal dupla

A fim de evitar uma ruptura frágil, com o esmagamento repentino do concreto, visto que a seção pode vir a trabalhar no domínio 4 ou ter uma condição de ductilidade desfavorável, é conveniente projetar uma armadura dupla. Nesse caso, além da armadura tracionada, é

prevista uma armadura comprimida, que absorve a diferença entre o momento fletor resistente e o momento limite dúctil. O momento limite dúctil é obtido por meio da fórmula 32, com o y sendo substituído pelo $y_{dúctil}$, definido pela fórmula 31, para a qual o $x_{dúctil}$ será estimado pelo subitem 5.1.4.3, para vigas sem redistribuição de momentos, e pelo subitem 5.1.4.4, para apoios de vigas com redistribuição. As fórmulas 34 e 35 fornecem as áreas da seção transversal da armadura longitudinal dupla (ARAÚJO, 2014a, p. 134-139).

$$M_d = M_{dúctil} + A_s' \sigma_2 (d - d') \quad (\text{fórmula 34})$$

$$A_s = (0,85 b_w y_{dúctil} f_{cd} + A_s' \sigma_2) / f_{yd} \quad (\text{fórmula 35})$$

Onde:

M_d = momento fletor resistente de cálculo, em kN cm;

$M_{dúctil}$ = momento fletor limite dúctil resistente de cálculo, em kN cm;

A_s' = área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão, em cm² ;

σ_2 = tensão da armadura de compressão, em kN/cm² ;

d' = distância do centróide de A_s' até a borda comprimida, em cm;

d = altura útil, em cm;

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal de tração, em cm² ;

b_w = largura da alma de uma viga, em cm;

$y_{dúctil}$ = profundidade relativa limite dúctil da linha neutra, em cm;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm² ;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em kN/cm² .

5.3.2.4 Seção T

O funcionamento das seções T, neste trabalho, se limitam apenas à compressão da mesa e à tração da nervura, ou seja, estas seções só se aplicam a momentos fletores positivos, do contrário, o que se tem é uma seção retangular. O cálculo da armadura longitudinal simples, em uma viga de seção T, segue o mesmo procedimento adotado para a seção retangular, diferenciando-se apenas a largura da região comprimida, pois é adotada a largura colaborante da mesa da viga (ARAÚJO, 2014a, p. 158).

5.3.2.5 Armadura transversal mínima

A grande maioria dos elementos lineares submetidos a força cortante devem conter armadura transversal mínima constituída por estribos, obtida pela fórmula 36 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 133).

$$A_{sw}/(b_w s \sen \alpha) \geq 0,2 f_{ct,m}/f_{yw} \quad (\text{fórmula 36})$$

Onde:

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos, em cm ;

b_w = largura da alma de uma viga, em cm;

s = espaçamento entre os estribos, em cm;

$f_{ct,m}$ = resistência média à tração do concreto, em MPa;

f_{yw} = resistência característica ao escoamento do aço da armadura transversal, em MPa.

5.3.2.6 Armadura transversal

A área de aço da armadura transversal para o esforço cortante é estimada pelas fórmulas 38, 39, 40 e 41, desde que a resistência do elemento estrutural seja satisfatória quando verificada a compressão diagonal do concreto, imposta pela fórmula 37. Ainda, segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 135-136), o modelo I “admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e admite ainda que a parcela complementar V_c tenha valor constante, independentemente de V_{sd} .”

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} = 0,27 \alpha_{v2} f_{cd} b_w d \quad (\text{fórmula 37})$$

$$\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250) \quad (\text{fórmula 38})$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (\text{fórmula 39})$$

$$V_c = 0,6 f_{ctd} b_w d \quad (\text{fórmula 40})$$

$$V_{sw} = (A_{sw/s}) 0,9 d f_{ywd} (\text{sen } \alpha^* + \text{cos } \alpha^*) \quad (\text{fórmula 41})$$

Sendo:

V_{sd} = força cortante solicitante de cálculo, em kN;

V_{Rd2} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas do concreto, em kN;

α_{v2} = coeficiente de minoração da força resistente de cálculo;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm ;

b_w = largura da alma de uma viga, em cm;

d = altura útil, em cm;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

V_{Rd3} = força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal, em kN;

V_c = parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça, em kN;

V_{sw} = parcela de força cortante resistida pela armadura transversal, em kN;

f_{ctd} = resistência de cálculo à tração direta do concreto, em MPa;

A_{sw} = área da seção transversal dos estribos, em cm ;

s = espaçamento entre os estribos, em cm;

f_{ywd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura transversal, ≤ 435 MPa;

α^* = ângulo de inclinação da armadura transversal em relação ao eixo do elemento estrutural.

5.3.2.7 Espaçamento

Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 149), o espaçamento mínimo entre os estribos deve ser suficiente para permitir a passagem do vibrador. O espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

- a) $V_{sd} \leq 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm}$;
- b) $V_{sd} > 0,67 V_{Rd2}$, então $s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}$.

6 PILARES

Segundo definição da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 84), pilares são “Elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes.”. Esses elementos têm como função principal receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até a fundação.

Leonhardt e Mönnig (1977, p. 75) esclarecem que os pilares carregados axialmente poderiam ser executados sem armaduras, visto que não surgem tensões de tração. No entanto, devido ao fato de lajes e vigas de apoio estarem rigidamente ligadas aos pilares, os pilares acabam recebendo parte de seus momentos fletores, por conta do efeito de pórtico, de modo que os pilares serão armados em sua direção longitudinal. Os autores ainda enfatizam que tais barras devem ser protegidas por meio de estribos que as contornem, protegendo-as contra flambagem.

6.1 GENERALIDADES

Neste projeto, dispensou-se a consideração dos esforços globais de 2ª ordem, classificando a estrutura como de nós fixos, sem a necessidade de cálculos rigorosos. Em uma situação real de projeto, é imprescindível a verificação da possibilidade de dispensa desses efeitos, por meio de processos aproximados dados por norma, tais como o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104). Vale lembrar ainda que a análise do pilar isolado é feita independentemente do tipo de análise global feita na estrutura.

6.1.1 Dimensão mínima

Conforme especificado, a dimensão mínima da seção transversal de um pilar maciço, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar valor inferior a 19 centímetros (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73).

6.1.2 Estruturas de nós fixos

Quando os deslocamentos horizontais dos nós são pequenos, as estruturas são consideradas de nós fixos, tendo os efeitos globais de 2ª ordem desprezados, considerando-se apenas os efeitos locais e os localizados de 2ª ordem. Nessas estruturas, o cálculo pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente como barra vinculada nas extremidades aos demais elementos estruturais que ali concorrem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 103,105).

6.1.3 Comprimento equivalente

O comprimento equivalente do pilar, suposto vinculado em ambas as extremidades, deve ser o menor dos valores dados pela fórmula 42 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105):

$$l_e = l_0^* + h \leq l_p \quad (\text{fórmula 42})$$

Sendo:

l_e = comprimento de flambagem do pilar, em m;

l_0^* = distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar, em m;

h = altura da seção transversal do pilar, em m;

l_p = distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado, em m.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107) especifica que, para pilares engastados na base e livre no topo, o valor de l_e é igual a $2l_p$.

6.1.4 Índice de esbeltez

O índice de esbeltez dos pilares é definido pela fórmula 43, não podendo ser superior a 200 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105):

$$\lambda = l_e \sqrt{12/h} \quad (\text{fórmula 43})$$

Sendo:

λ = índice de esbeltez;

l_e = comprimento de flambagem do pilar, em m;

h = altura da seção transversal do pilar, em m.

6.1.5 Esbeltez limite

Para os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados serem desprezados, o índice de esbeltez terá que ser menor que o valor limite λ_1 , estabelecido pela fórmula 44. Este valor-limite depende de diversos fatores, tais como a vinculação dos extremos da coluna isolada, a excentricidade relativa de 1ª ordem na extremidade do pilar e a forma do diagrama de momentos de 1ª ordem (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 107-108).

$$\lambda_1 = (25 + 12,5 e_1/h)/\alpha_b, \text{ onde } 35 \leq \lambda_1 \leq 90 \quad (\text{fórmula 44})$$

Sendo:

λ_1 = valor limite para índice de esbeltez;

e_1 = excentricidade de primeira ordem, em cm;

h = altura da seção transversal do pilar, em cm;

α_b = coeficiente de ponderação da esbeltez limite.

O valor do coeficiente α_b deve ser obtido para pilares biapoiados sem cargas transversais, conforme definido pela fórmula 45 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 108):

$$\alpha_b = 0,60 + 0,40 M_B/M_A, \text{ onde } 1,0 \geq \alpha_b \geq 0,4 \quad (\text{f\u00f3rmula 45})$$

Sendo:

α_b = coeficiente de pondera\u00e7\u00e3o da esbeltez limite;

M_A = momento fletor de 1^a ordem no extremo A do pilar, em kN m;

M_B = momento fletor de 1^a ordem no extremo B do pilar, em kN m.

6.1.6 Classifica\u00e7\u00e3o quanto \u00e0 esbeltez

Ara\u00fajo (2014c, p. 91) enfatiza que a grande maioria dos pilares presentes nas edifica\u00e7\u00f5es se enquadram nas categorias de pilares curtos ou moderadamente esbeltos e os classifica, em fun\u00e7\u00e3o da import\u00e2ncia dos efeitos de segunda ordem, como:

- a) pilares curtos: os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados, se o \u00edndice de esbeltez for menor que o valor de esbeltez limite;
- b) pilares moderadamente esbeltos: os efeitos de segunda ordem n\u00e3o podem ser desprezados, por\u00e9m permite-se o emprego de um processo simplificado, tendo, como crit\u00e9rio para sua classifica\u00e7\u00e3o, o valor do \u00edndice de esbeltez dentro do intervalo $\lambda_1 < \lambda \leq 90$;
- c) pilares esbeltos: os efeitos de segunda ordem t\u00eam que ser considerados por meio de algum processo que leve em conta as n\u00e3o linearidades f\u00edsica e geom\u00e9trica, exigindo uma an\u00e1lise rigorosa, onde o intervalo $90 < \lambda \leq 140$ define sua considera\u00e7\u00e3o.

6.1.7 Classifica\u00e7\u00e3o quanto ao tipo

Segundo Ara\u00fajo (2014c, p. 154), os pilares podem ser classificados, dependendo do seu posicionamento na estrutura, como pilares intermedi\u00e1rios, pilares de extremidade ou pilares de canto. Os pilares intermedi\u00e1rios correspondem a apoios intermedi\u00e1rios para as vigas, podendo-se admitir compress\u00e3o simples, ou seja, que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas, admitindo-se que os momentos fletores transmitidos ao pilar s\u00e3o pequenos e desprez\u00edveis. Os pilares de extremidade correspondem a apoios de extremidade para as vigas, onde as solicita\u00e7\u00f5es iniciais correspondem a flexo-compress\u00e3o normal, decorrente da n\u00e3o continuidade da viga, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma dire\u00e7\u00e3o. Neste caso, os momentos transmitidos s\u00e3o considerados e a NBR 6118 (ASSOCIA\u00c7\u00c3O BRASILEIRA DE

NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93) permite que se faça um cálculo aproximado, adotando-se a distribuição de momentos nos nós dos pórticos expressos pelas fórmulas 46 e 47:

$$M_{\text{inf}} = M_{\text{eng}} r_{\text{inf}} / (r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) \quad (\text{fórmula 46})$$

$$M_{\text{sup}} = M_{\text{eng}} r_{\text{sup}} / (r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}) \quad (\text{fórmula 47})$$

Sendo:

M_{inf} = momento fletor no pilar inferior ao nó, em kN m;

M_{sup} = momento fletor no pilar superior ao nó, em kN m;

M_{eng} = momento de engastamento perfeito, em kN m;

r_{inf} = rigidez de tramo inferior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 ;

r_{sup} = rigidez de tramo superior de pilar em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 ;

r_{vig} = rigidez de uma viga em uma ligação tramo inferior de pilar-viga-tramo superior de pilar, em cm^3 .

Pilares de canto são submetidos à flexo-compressão oblíqua, decorrente da não continuidade das vigas apoiadas no pilar. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas e as fórmulas 46 e 47 podem ser empregadas para as duas direções (ARAÚJO, 2014c, p. 156).

6.1.8 Método do pilar padrão com curvatura aproximada

Segunda a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 109), este método:

Pode ser empregado apenas no cálculo de pilares com $\lambda \leq 90$, com seção constante e armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo. A não linearidade geométrica é considerada de forma aproximada, supondo-se que a deformação da barra seja senoidal. A não linearidade física é considerada através de uma expressão aproximada da curvatura na seção crítica.

6.2 CARGAS NOS PILARES

Apresenta-se, a seguir, o carregamento existente no estudo dos pilares.

6.2.1 Peso próprio do pilar

O peso próprio é calculado em função da área da seção transversal do pilar e do pé direito adotado na estrutura, sendo considerado como uma carga pontual, conforme apresentado na fórmula 48.

$$P_{pPil} = A_c H_d \gamma_{ca} \quad (\text{fórmula 48})$$

Sendo:

P_{pPil} = peso próprio do pilar, em kN;

A_c = área da seção transversal de concreto, em m² ;

H_d = pé direito da estrutura, em m;

γ_{ca} = peso específico aparente do concreto armado, em kN/m³ .

6.2.2 Ação das vigas

As reações de apoio das vigas sobre os pilares são compostas por momentos fletores e esforços normais de compressão (ARAÚJO, 2014c, p. 21).

6.3 DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO

Algumas considerações para o dimensionamento de uma seção transversal de concreto armado à flexo-compressão serão apresentadas neste tópico.

6.3.1 Pré-dimensionamento

O pré-dimensionamento da seção transversal dos pilares, obtido por métodos empíricos, é estimado através da fórmula 49 para pilares intermediários e da fórmula 50 para pilares de canto ou de extremidade.

$$A_c = N_d / (0,6 f_{ck} + 0,42) \quad (\text{fórmula 49})$$

$$A_c = 1,45 N_d / (0,6 f_{ck} + 0,42) \quad (\text{fórmula 50})$$

Onde:

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm ;

N_d = força normal resistente de cálculo, em kN;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em kN/cm .

A carga suportada pelo pilar é representada pela força normal de cálculo, sendo estimada pela média da carga em todo o pavimento multiplicada pela área de influência do pilar em questão, dada pela fórmula 51. A área de influência é determinada a partir de figuras geométricas, a exemplo da figura 9.

$$N_d = A_i q_{\text{méd}} \gamma_c (n_{\text{and}} + 1) \quad (\text{fórmula 51})$$

Sendo:

N_d = força normal resistente de cálculo, em kN;

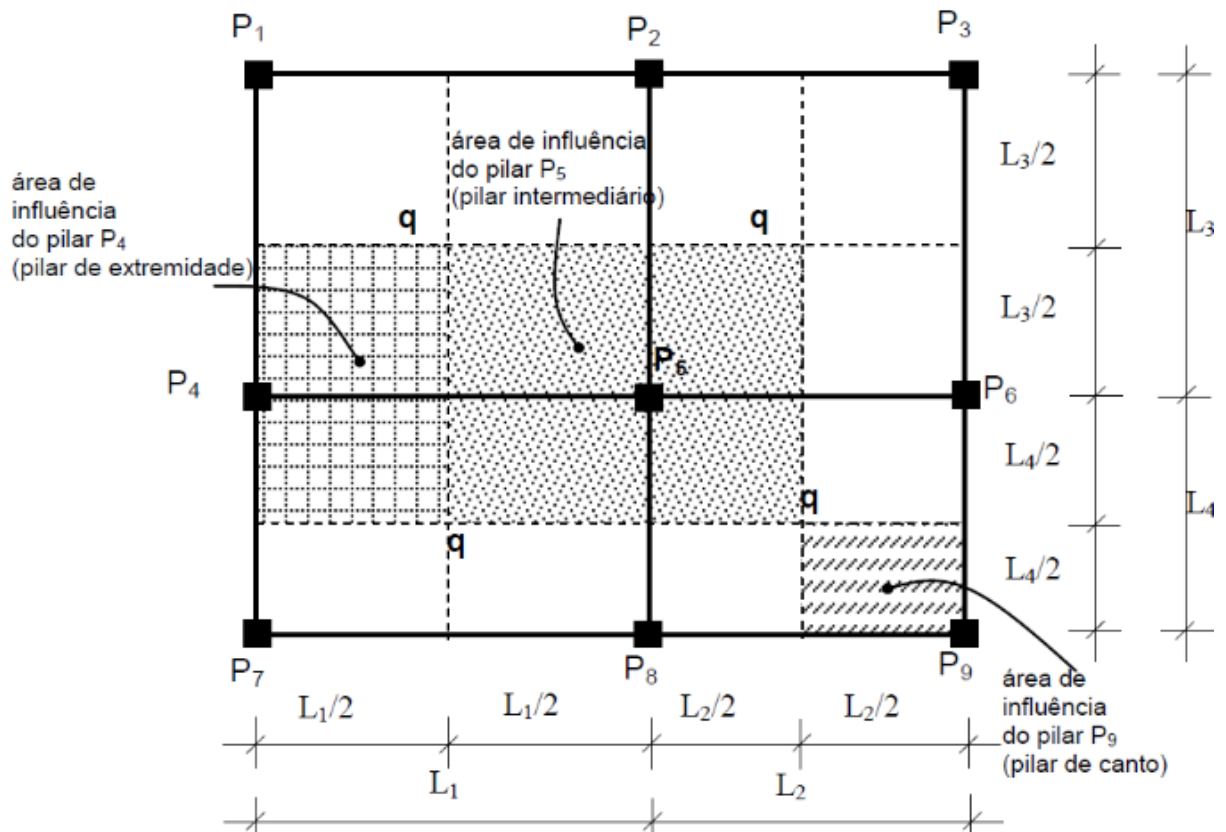
A_i = área de influência, em m ;

$q_{\text{méd}}$ = média da carga no pavimento, em kN/m ;

γ_c = coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

n_{and} = número de andares.

Figura 9 – Área de influência dos pilares



(fonte: DE MELO, 2013, p. 35)

6.3.2 Excentricidades

A seguir são apresentadas as excentricidades causadas pela descontinuidade de vigas; imperfeições geométricas e imperfeições do eixo do pilar, ambas geradas por problemas de execução; e efeitos de segunda ordem, presentes em pilares esbeltos.

6.3.2.1 Excentricidade mínima

Devido às imperfeições geométricas presentes na execução, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 60) exige a consideração de uma excentricidade mínima de primeira ordem, dada pela fórmula 52.

$$e_{1,\min} = 1,5 + 0,03 h \quad (\text{fórmula 52})$$

Onde:

$e_{1,\text{mín}}$ = excentricidade mínima de primeira ordem, em cm;

h = altura da seção transversal do pilar, em cm.

6.3.2.2 Excentricidade accidental

Essa excentricidade leva em conta possíveis imperfeições do eixo do pilar que causam efeitos de desaprumo ou falta de retilineidade, sendo estimada pela fórmula 53 (ARAÚJO, 2014c, p. 159). Sua exigência não é estabelecida por norma, porém foi adotada conforme bibliografia, à favor da segurança.

$$e_a = l_e/400 \quad \text{(fórmula 53)}$$

Onde:

e_a = excentricidade accidental, em cm;

l_e = comprimento de flambagem do pilar, em cm.

6.3.2.3 Excentricidade de primeira ordem

Em pilares de extremidade e de canto, a atuação de momentos fletores transmitidos pelas vigas pode ser admitida como uma força normal de cálculo atuando nos eixos com excentricidades iniciais. As excentricidades, calculadas nos extremos do pilar, são obtidas com o emprego da fórmula 54 (ARAÚJO, 2014c, p. 22, 163).

$$M_d = N_d e_1 \quad \text{(fórmula 54)}$$

Onde:

M_d = momento fletor resistente de cálculo, em kN cm;

N_d = força normal resistente de cálculo, em kN;

e_1 = excentricidade de primeira ordem, em cm.

Nas seções intermediárias, contudo, a excentricidade inicial a ser adotada é a maior dos valores dados pela fórmula 55 (ARAÚJO, 2014c, p. 164).

$$e_{1,C} = 0,6 e_{1,A} + 0,4 e_{1,B} ; e_{1,C} = 0,4 e_{1,A} \quad (\text{fórmula 55})$$

Sendo:

$e_{1,C}$ = excentricidade de primeira ordem na seção intermediária, em cm;

$e_{1,A}$ = excentricidade de primeira ordem no extremo A do pilar, em cm;

$e_{1,B}$ = excentricidade de primeira ordem no extremo B do pilar, em cm.

Para efeito deste trabalho, o extremo A do pilar é sempre a seção que apresenta maior momento fletor em valor absoluto e as excentricidades dos extremos A e B apresentam sempre sinais opostos.

6.3.2.4 Excentricidade de segunda ordem

Através de um processo simplificado adotado pela NBR 6118, os efeitos de segunda ordem considerados em pilares mais esbeltos são introduzidos através de uma excentricidade, comumente chamada de excentricidade de segunda ordem, que pode ser estimada pelas fórmulas 56 e 57 (ARAÚJO, 2014c, p. 111).

$$e_2 = (l_e^2 0,005)/(10 (v_o + 0,5) h) \quad (\text{fórmula 56})$$

$$v_o = N_d/(A_c f_{cd}) \geq 0,5 \quad (\text{fórmula 57})$$

Onde:

e_2 = excentricidade de segunda ordem, em cm;

l_e = comprimento de flambagem do pilar, em cm;

v_o = força normal adimensional;

h = altura da seção transversal do pilar, em cm;

N_d = força normal resistente de cálculo, em kN;

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm² ;

f_{cd} = resistência de cálculo à compressão do concreto, em kN/cm² .

Em seções de extremidade de pilares, não são consideradas excentricidades de segunda ordem, visto que, por hipótese, o pilar é indeslocável nos seus extremos.

6.3.3 Situações de cálculo

Para efeitos de projeto, os pilares dos edifícios podem ser classificados em três categorias: pilares intermediários, de extremidade e de canto. A seguir, são apresentadas as situações de projeto e de cálculo para cada categoria de pilares, embasadas, majoritariamente, na literatura de José Milton de Araújo (2014).

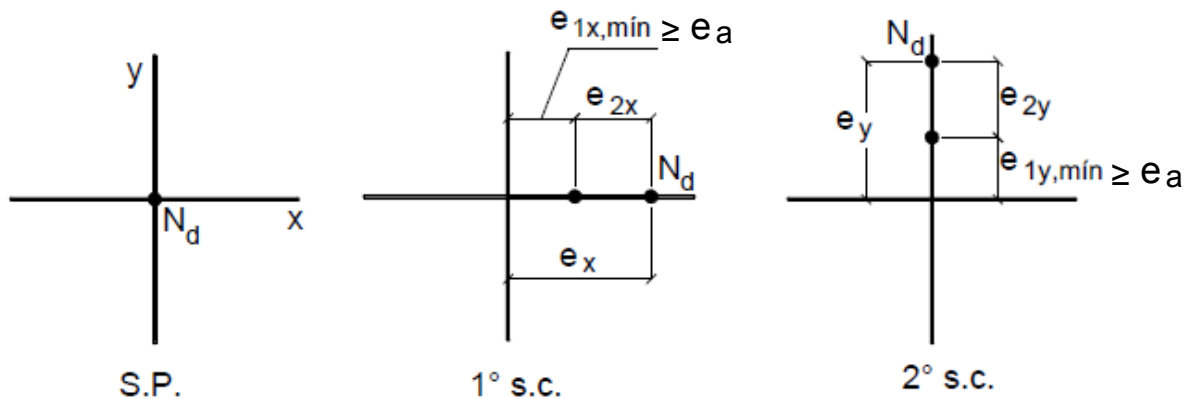
Não considerou-se nessas situações, observações da NBR 6118/2014 que admitem, para seções intermediárias, que as excentricidades de segunda ordem atuem concomitantemente nas direções X e Y.

6.3.3.1 Compressão centrada

Em pilares intermediários, os momentos transmitidos pelas vigas podem ser desprezados, portanto a situação de projeto dos pilares é de compressão centrada. Entretanto, a NBR 6118 exige a consideração de uma excentricidade acidental e de uma excentricidade mínima de primeira ordem em todos os casos. Assim, mesmo estando em uma situação de projeto de compressão centrada, os pilares intermediários devem ser dimensionados à flexo-compressão.

Esses pilares devem ser dimensionados considerando a força normal aplicada nos dois eixos de forma independente, como mostra a figura 10. As respectivas excentricidades são obtidas através da soma do maior valor entre a excentricidade mínima de primeira ordem e a excentricidade acidental com a excentricidade de segunda ordem. A armadura a ser adotada é a maior obtida nos dois dimensionamentos, ou seja, não é feita a superposição das armaduras (ARAÚJO, 2014c, p. 158-160).

Figura 10 – Situações de cálculo de pilares intermediários



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015, p. 27)

6.3.3.2 Flexo-compressão normal

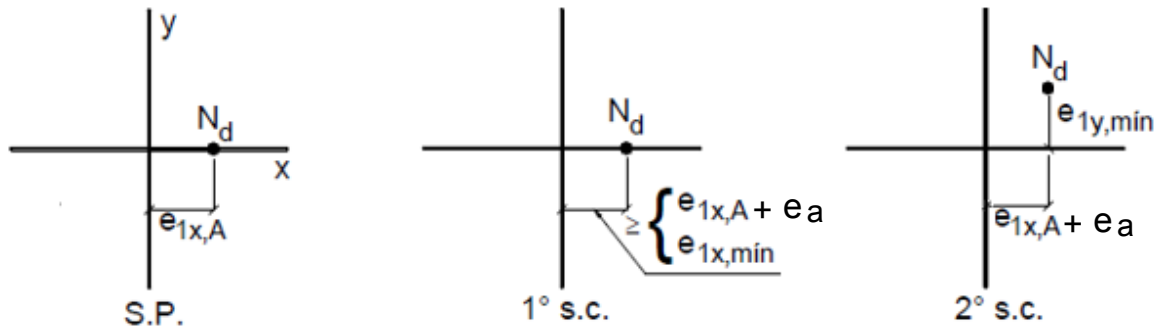
Para os pilares de extremidade, onde há descontinuidade de viga e a sollicitação é composta por um momento fletor em um plano contendo os eixos de simetria das seções transversais do elemento estrutural, e, por um esforço normal de compressão, a situação de projeto é a de flexo-compressão normal. A situação de projeto indicada nas figuras 11 e 12 admite que a força normal de cálculo atue no eixo “x”, com uma excentricidade inicial no respectivo eixo, devido a um momento fletor transmitido por uma viga descontinua.

Em seções de extremidade, na 1ª situação de cálculo, a excentricidade deve ser a soma da excentricidade de primeira ordem com a excentricidade acidental, desde que tal soma seja superior a excentricidade mínima de primeira ordem. Na 2ª situação de cálculo, tem-se a excentricidade mínima de primeira ordem na direção “y”. Todavia, como há excentricidade devido à viga descontinua, como mostrado na situação de projeto, haverá uma parcela de excentricidade na direção “x”, expressa pela soma da excentricidade de primeira ordem na seção de extremidade com a excentricidade acidental.

Na seção intermediária, na 1ª situação de cálculo, a excentricidade deve ser a soma da excentricidade de primeira ordem com a excentricidade acidental, respeitando a excentricidade mínima de primeira ordem, somada à excentricidade de segunda ordem. Na 2ª situação de cálculo, as excentricidades atuam nos dois eixos de forma simultânea, sendo a excentricidade mínima de primeira ordem somada à excentricidade de segunda ordem na direção “y”, e, a soma da excentricidade de primeira ordem na seção intermediária com a excentricidade acidental na direção “x”, tendo, assim, uma situação de flexo-compressão

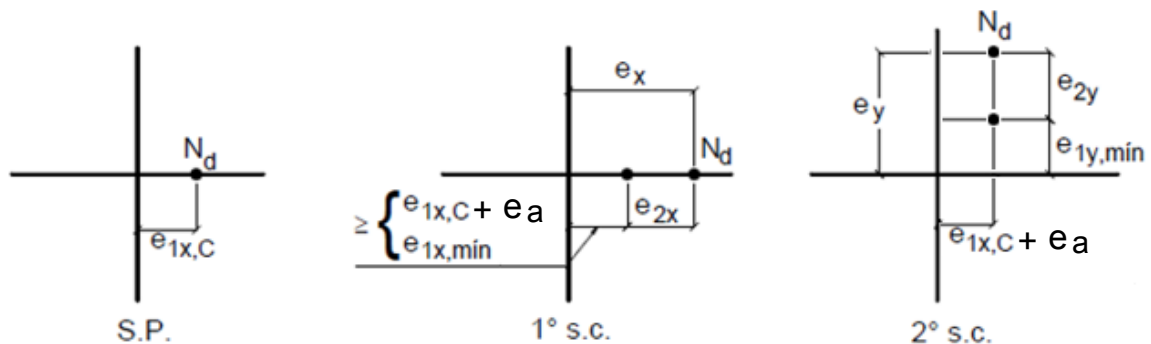
oblíqua, com o esforço normal de compressão atuando fora dos eixos de simetria da seção transversal (ARAÚJO, 2014c, p. 21, 162-164).

Figura 11 – Situações de cálculo para as seções de extremidade de pilares de extremidade



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015, p. 28)

Figura 12 – Situações de cálculo para a seção intermediária de pilares de extremidade



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015, p. 28)

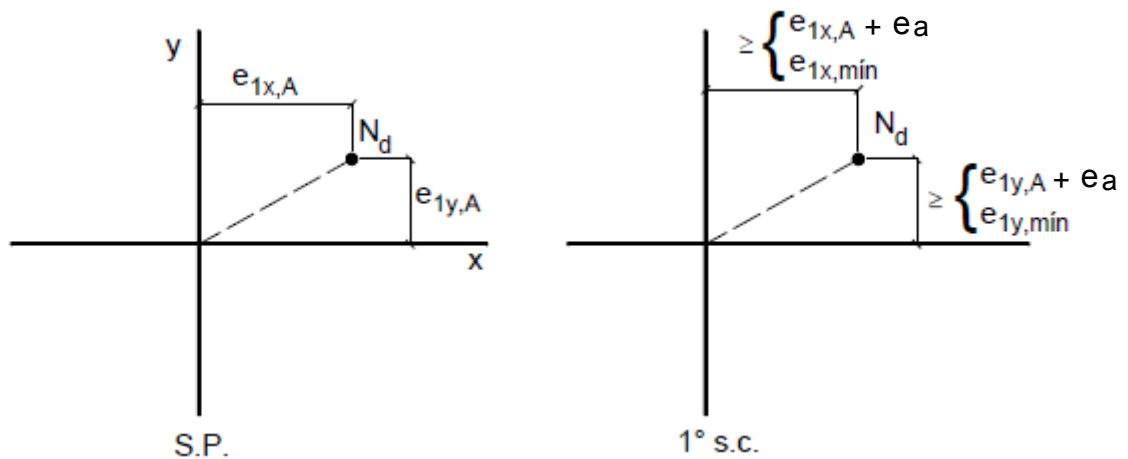
6.3.3.3 Flexo-compressão oblíqua

Nos pilares de canto, a situação de projeto é a de flexo-compressão oblíqua. Essa situação está indicada nas figuras 13 e 14 e deve considerar momentos iniciais transmitidos pelas vigas que nele terminam, segundo as duas direções.

A situação de cálculo para a seção de extremidade é similar à de flexo-compressão normal (1ª situação de cálculo). Porém, as excentricidades atuam nos dois eixos de forma simultânea, visto que, na flexo-compressão oblíqua, o esforço normal de compressão atua fora dos eixos de simetria da seção transversal.

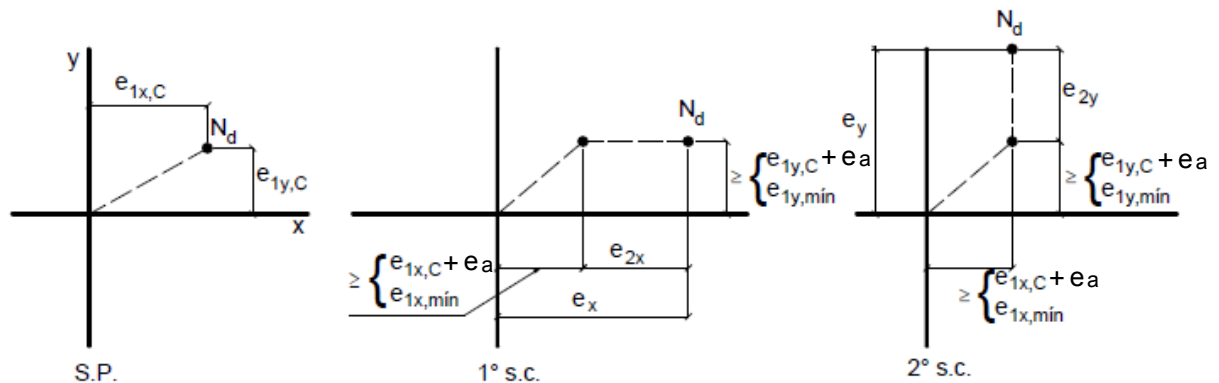
Na seção intermediária a situação também é similar a de flexo-compressão normal (1ª situação de cálculo). Porém, como o esforço normal de compressão atua fora dos eixos, haverá uma parcela de excentricidade na direção secundária expressa pelo maior valor entre a excentricidade de primeira ordem na seção intermediária e a excentricidade mínima de primeira ordem (ARAÚJO, 2014c, p. 59, 165-169).

Figura 13 – Situações de cálculo para as seções de extremidade de pilares de canto



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015, p. 28)

Figura 14 – Situações de cálculo para a seção intermediária de pilares de canto



(fonte: adaptada de BASTOS, 2015, p. 29)

6.3.4 Armadura nos pilares

No dimensionamento da armadura nos pilares, são levados em conta as solicitações de momento fletor e esforço normal de compressão atuantes no pilar. Entre as armaduras presentes, encontram-se as longitudinais que resistem aos esforços de momento fletor e as transversais que resistem aos esforços cortantes.

As armaduras longitudinais devem ser dispostas na seção transversal, de forma a garantir a resistência adequada do elemento estrutural, de forma que exista pelo menos uma barra em cada vértice em seções poligonais. O espaço livre entre duas barras, fora da região de emendas, deve ser maior ou igual a 2 centímetros e o diâmetro das barras (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 151).

6.3.4.1 Armadura longitudinal mínima

A armadura longitudinal mínima para pilares é obtida pela fórmula 58, tendo ainda que respeitar o limite mínimo de 10 milímetros no diâmetro das barras longitudinais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132).

$$A_{s \min} = (0,15 N_d / f_{yd}) \geq 0,004 A_c \quad (\text{fórmula 58})$$

Onde:

$A_{s \min}$ = armadura longitudinal mínima, em cm ;

N_d = força normal resistente de cálculo, em kN;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva, em kN/cm ;

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm .

6.3.4.2 Armadura longitudinal máxima

O diâmetro das barras longitudinais não pode ser superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal do pilar e tem como máxima armadura permitida o disposto na fórmula 59, devendo ser considerada, inclusive, a sobreposição de armadura existente em regiões de emenda (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 132).

$$A_{s \max} = 0,08 A_c \quad (\text{fórmula 59})$$

Onde:

$A_{s \max}$ = armadura longitudinal máxima, em cm ;

A_c = área da seção transversal de concreto, em cm .

6.3.4.3 Armadura transversal

Constituída por estribos, a armadura transversal deve ser colocada em toda a altura do pilar, inclusive nas regiões de cruzamento com vigas e lajes. O diâmetro dos estribos em pilares não pode ser inferior a 5 milímetros nem a 1/4 do diâmetro da barra utilizada e, ainda, para garantir o posicionamento e impedir a flambagem das barras longitudinais, o espaçamento longitudinal entre os estribos deve ser igual ou inferior ao menor dos valores a seguir (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 151):

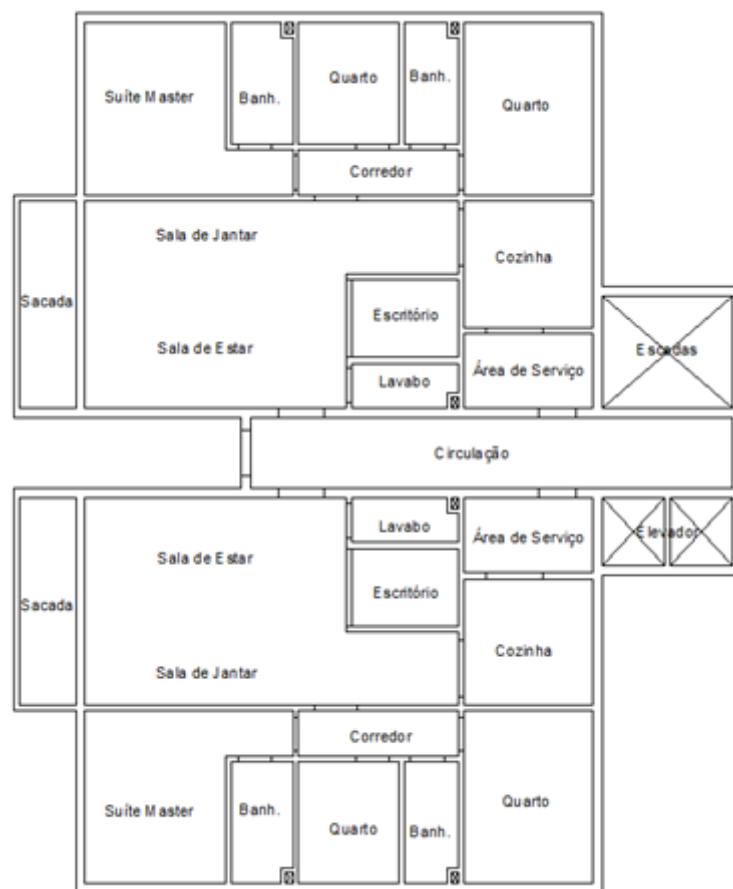
- a) 200 mm;
- b) menor dimensão da seção;
- c) 12ϕ .

7 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

7.1 ELABORAÇÃO DO ANTEPROJETO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

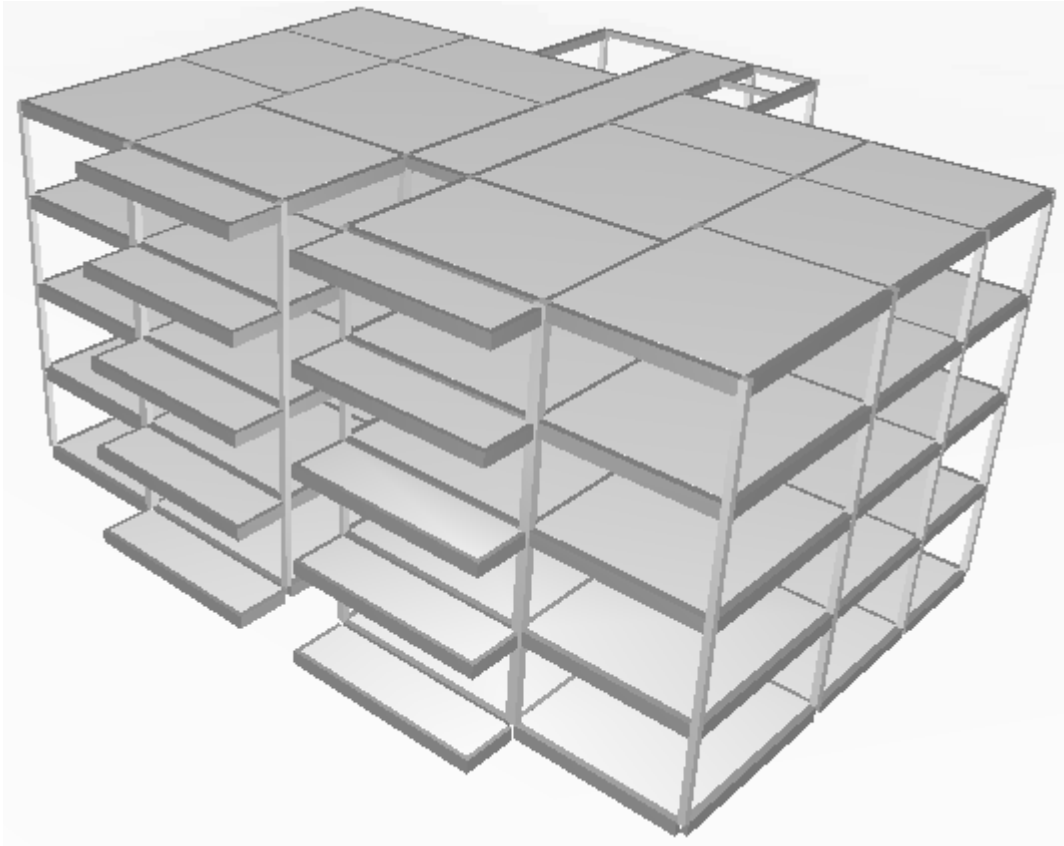
Para fazer a análise comparativa entre os métodos de dimensionamento estrutural, foi elaborada uma planta arquitetônica de um pavimento tipo residencial, composto por dois apartamentos simétricos, tendo eles três dormitórios, três banheiros, sendo um deles lavabo, sala de jantar e de estar com sacada, escritório, cozinha e área de serviço, como mostra a figura 15. O pavimento tipo ainda apresenta espaço para dois elevadores, escada e área de circulação, tendo, assim, dimensões em planta de 19,35 por 23,50 m e pé direito de 2,80 m (laje a laje), totalizando altura de 11,20 m. O edifício modelado apresenta 4 andares, com 5 pavimentos, como mostra a figura 16.

Figura 15 – Planta arquitetônica



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 16 – Modelo 3D do edifício



(fonte: elaborado pelo autor)

A partir da planta arquitetônica, foram dispostos os elementos estruturais. As vigas foram dispostas em todas as paredes externas, no contorno das sacadas e em algumas paredes internas, conforme a planta de fôrmas no Apêndice A. A escolha do posicionamento das vigas nas paredes internas se deu buscando reduzir os vãos das lajes, evitando, dessa forma, lajes superarmadas, visto que lajes maciças não comportam grandes vãos.

Todas as vigas sob paredes internas devem, a princípio, ficar escondidas, de modo que não interfiram na estética dos ambientes. Contudo, a viga 13, por ficar evidenciada, representa um rebaixo no ambiente das salas, de modo a minimizar o prejuízo à estética do ambiente.

A largura das vigas, tanto sob paredes externas, como internas, foi definida de acordo com a espessura da parede. Para as vigas sob as paredes externas, de 25 cm de espessura com alvenaria de tijolos cerâmicos furados de 19 x 19 x 29 cm, revestimento externo de 4 cm e interno de 2 cm, foi prevista a largura de 19 cm. Já nas vigas sob paredes internas, com

alvenaria de tijolos cerâmicos furados de 11,5 x 19 x 29 cm, revestimento de 1 cm em cada face, a largura da viga foi definida em 13 cm. A altura das vigas foi definida e varia de acordo com o comprimento de seus vãos, respeitando o pé-direito dos pavimentos e a altura das esquadrias e, também, evitando a existência de contravergas ou taipás de pequena espessura sobre esquadrias de grandes dimensões.

Procurou-se, sempre que possível, apoiar as vigas diretamente nos pilares, de modo a evitar descarregar uma viga sobre outra. Porém, fez-se necessário apoiar a viga 13 sobre as vigas 2 e 7, e as vigas 9 e 10 sobre as vigas 2, 4, 5 e 7. A partir das vigas devidamente lançadas, são formadas as lajes do pavimento. Todas as lajes maciças são contornadas por vigas, onde suas vinculações seguem a classificação imposta no subitem 4.1.3, tendo, como particularidades, o desnível de 10 cm nas lajes 4 e 9 em relação às demais – trazendo, desse modo, uma vinculação de apoio entre essas lajes e as lajes vizinhas, como também das lajes vizinhas em relação a elas – e as duas situações de vinculação (apoiado e engastado) na laje 8, onde, a favor da segurança, considera-se todo o lado como apoiado. Para o cálculo dos elementos, não foram consideradas aberturas nas lajes.

Tendo em vista que não existe uma única solução para a definição do número e posição dos pilares, optou-se por distribuí-los conforme a planta de fôrmas, apresentada no Apêndice A, onde procurou-se dispor os pilares nos encontros de vigas e nos cantos das peças, evitando, assim, interferências no projeto arquitetônico. A dimensão mínima do pilar foi considerada como 20 cm, tendo como fixa essa dimensão em uma das direções, de modo a evitar ao máximo a saliência de pilares sobre paredes. Por se tratar de um prédio baixo, de apenas 4 andares, a seção de concreto dos pilares se manteve constante, variando apenas a taxa de armadura.

A estrutura foi modelada com 30 pilares, sendo 6 deles intermediários, 18 de extremidade e 6 de canto; 21 vigas, sendo 7 isostáticas e 14 hiperestáticas; e 15 lajes, sendo 2 armadas em uma direção e as demais armadas em duas direções.

7.2 DETERMINAÇÃO DOS CARREGAMENTOS ATUANTES

O edifício modelado apresenta cinco pavimentos, sendo esses o térreo, o segundo, o terceiro, o quarto e a cobertura (teto do quarto). A cobertura não tem paredes sobre as vigas, ao passo que os demais sim, porém, para simplificar, todos os pavimentos foram considerados com o

mesmo carregamento. Os carregamentos permanentes considerados foram os carregamentos usuais da estrutura, como peso próprio e peso de elementos construtivos fixos, todos definidos através de seus pesos específicos. Foi considerada a utilização de piso cerâmico com 1 cm de espessura, de contrapiso e argamassa colante de 4 cm de espessura, valor resultante da soma dos dois, – prevenindo, dessa forma, inclusive erros de nivelamento que venham a ocorrer durante a execução -, de reboco do forro com 1 cm de espessura e de forro de gesso com 1 cm de espessura. Considerou-se, também, as alvenarias com tijolos cerâmicos furados e argamassas de revestimento, onde as cargas foram compostas pela combinação dos dois, sem o desconto das aberturas (portas e janelas) existentes nas alvenarias. Não foram considerados enchimentos nas lajes dos banheiros, da cozinha e da área de serviço, tendo sido adotado um forro falso para esconder as tubulações de água e esgoto, que ficam na parte de baixo da laje. Os valores dos pesos específicos utilizados são resumidos na tabela 3.

As cargas acidentais nas lajes foram consideradas de 1,50 kN/m para dormitórios, salas, banheiros e sacada e 2,00 kN/m para o corredor. Nas lajes 7 e 12, compostas pela cozinha e área de serviço, foi considerada, a favor da segurança, a carga acidental de 2,00 kN/m .

7.3 APLICAÇÃO DOS MÉTODOS E DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

A agressividade do meio ambiente adotado é moderada, visto que o tipo de ambiente considerado, para efeitos de projeto, foi o urbano, com pequeno risco de deterioração da estrutura. Portanto, a classe de agressividade ambiental considerada foi a classe II, com cobertura nominal de 25 mm para lajes e 30 mm para vigas e pilares.

Os materiais utilizados no projeto foram o concreto C30 para todos os elementos estruturais, aço CA-50 para armaduras longitudinais de lajes, vigas e pilares e aço CA-60 para armaduras transversais de vigas e pilares.

7.3.1 Pré-dimensionamento

Foi necessário escolher as dimensões preliminares das seções dos elementos estruturais, visto que os *softwares* de cálculo estrutural não conseguem definir essas dimensões. Para a escolha, porém, não existem normas, mas sim recomendações práticas baseadas na experiência dos calculistas estruturais. O pré-dimensionamento da espessura das lajes foi feito de acordo com

o subitem 4.3.1, onde a espessura é obtida em função dos vínculos nas bordas e dos comprimentos dos vãos. A altura das vigas foi definida a partir de seus vãos, de acordo com o subitem 5.3.1. A estimativa das seções transversais dos pilares foi feita de acordo com o subitem 6.3.1, mediante as áreas de influência de cada pilar, como estabelecido pela figura 9, levando-se em conta figuras geométricas e considerando-se a média da carga no pavimento igual a 10 kN/m .

As dimensões dadas por estes pré-dimensionamentos foram modeladas no CAD/TQS, e, após um primeiro processamento, concluiu-se que a maioria das seções estavam superdimensionadas. Após constantes processamentos e análises estruturais, sendo avaliadas as flechas das lajes e vigas, a partir de grelhas não-lineares, assim como a armadura máxima nas seções, foi feita uma redução considerável destas seções, de modo a otimizar as seções de concreto e do aço utilizado, visando o melhor rendimento conjunto entre os materiais.

7.3.2 Modelo Integrado

As análises integradas em *softwares* comerciais podem ser feitas de inúmeras formas, sendo que, para a comparação proposta no trabalho, utilizou-se o Modelo IV da TQS Informática, modelo flexibilizado de pórtico espacial de vigas e pilares, com grelhas sendo analisadas em separado.

7.3.2.1 Limitações do software

As limitações do *software* CAD/TQS versão Estudante que interferem no presente trabalho estão listadas a seguir:

- a) dimensionamento de no máximo 5 pavimentos;
- b) máximo de 35 pilares por edifício;
- c) um carregamento adotado por viga, independente dos vãos;
- d) não dimensionamento da armadura de suspensão.

De acordo com a alínea c, só pode ser definido um carregamento por viga. Devido a essa limitação, estimou-se o maior carregamento de alvenaria sobre vigas presente nos vãos e definiu-se este carregamento para toda a viga. Esse processo foi adotado também para o Modelo Isolado, de forma a homogeneizar os métodos.

7.3.2.2 Categoria do aço adotado nas lajes

Com as dimensões das seções transversais definidas, fez-se o processamento global da estrutura no CAD/TQS, obtendo-se as áreas de armaduras necessárias. No dimensionamento das lajes com os aços CA-50 e CA-60, a grande maioria das lajes apresentou bitolas de 6,3 mm, portanto, optou-se por padronizar todas as lajes com aço CA-50, para a correta comparação entre os métodos.

7.3.3 Modelo Isolado

A partir dos carregamentos definidos, partiu-se para o dimensionamento das lajes pelo método das linhas de ruptura, onde, no cálculo das solicitações, considerou-se o concreto armado um material rígido-plástico, como aproximação para o comportamento das lajes na ruptura. A consideração das alvenarias sobre as lajes segue o disposto no subitem 4.3.2.2.3, onde as cargas foram consideradas na pior situação de posição das paredes, ou seja, na região central da laje e dispostas ao longo de todo o vão naquela direção. Porém, como algumas paredes não estão dispostas ao longo de todo o vão, mas sim em partes dele, as cargas foram diluídas, dividindo-se o peso total da parede efetivamente existente pelo comprimento de todo o vão, considerando-se, dessa forma, uma carga equivalente de mesma resultante. Nas lajes engastadas, adotou-se o maior valor de momento negativo entre lajes vizinhas, ao invés de equilibrar os momentos de lajes diferentes em bordas comuns. Segundo recomendações da NBR 6118/2014, o grau de engastamento de bordas engastadas foi definido como 1,5.

As reações de apoio das lajes sobre as vigas foram obtidas através de charneiras aproximadas, por retas inclinadas, a partir dos vértices, com ângulos de 45° entre apoios do mesmo tipo e 60° a partir do apoio engastado entre apoios diferentes. O fator de redução de momentos negativos nos apoios intermediários utilizado foi de 0,85 em vigas contínuas, evitando o excesso de armadura nesses apoios. Armadura de pele foi desconsiderada, visto que as vigas têm alturas de até 60 cm.

No dimensionamento de pilares, as estruturas foram consideradas como de nós fixos, tendo sido os efeitos globais de segunda ordem desprezados. A partir da determinação das piores situações de cálculo conforme o tipo de pilar, foi utilizado o *software* P-Calc, onde adotou-se o método de cálculo de pilar padrão com curvatura aproximada, levando-se em consideração

que as seções são constantes com armaduras simétricas e evitando, assim, a inversão das armaduras no momento da execução.

8 APRESENTAÇÃO E COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS

A seguir, são apresentados os resultados e a comparação das armaduras efetivas de aço dos modelos de análise estrutural para todos os elementos estruturais. A diferença entre os modelos foi feita pela razão entre o Modelo Integrado e o Modelo Isolado. Procurou-se evidenciar essa diferença com a cor azul, quando as áreas de aço do Modelo Integrado foram superiores, e com a cor vermelha, caso contrário.

8.1 LAJES

A partir da comparação entre os resultados do Modelo Integrado e do Modelo Isolado, chegou-se a conclusão de que todas as áreas de armadura positiva do Modelo Integrado são superiores às do Modelo Isolado. Essa discrepância atinge valores de até 163,76 %, deixando evidente que há uma diferença de métodos utilizados entre as duas análises. No Modelo Integrado, é adotado um modelo composto por grelhas, onde o cálculo de momentos é feito por um processo elástico e o dimensionamento da armadura é feito para o maior momento fletor existente na malha. No Modelo Isolado, é adotado o método das linhas de ruptura, onde admite-se que o concreto armado apresente um comportamento rígido-plástico, desprezando-se totalmente a contribuição das deformações elásticas. Neste processo, os momentos são equalizados ao longo da linha de ruptura (momento constante ao longo da linha), fazendo que os momentos estimados sejam menores que os máximos pontuais obtidos por uma análise no regime elástico.

Tabela 13 – Armaduras positivas nas lajes

Laje	Direção	Modelo Integrado	Modelo Isolado	Integrado/Isolado (%)
1 = 13	Principal	2,79 cm /m	1,84 cm /m	51,63 %
	Secundária	2,52 cm /m		36,96 %
2 = 14	Principal	2,29 cm /m	1,49 cm /m	53,69 %
	Secundária	2,40 cm /m		61,07 %
3 = 15	Principal	1,73 cm /m	1,20 cm /m	44,17 %
	Secundária	2,01 cm /m	1,04 cm /m	67,50 %
4 = 9	Principal	1,73 cm /m	1,36 cm /m	27,21 %
	Secundária	1,95 cm /m	1,04 cm /m	87,50 %
5 = 10	Principal	2,79 cm /m	1,83 cm /m	52,46 %
	Secundária	2,79 cm /m	1,83 cm /m	52,46 %
6 = 11	Principal	2,60 cm /m	1,49 cm /m	74,50 %
	Secundária	3,93 cm /m		163,76 %
7 = 12	Principal	2,52 cm /m	1,73 cm /m	45,66 %
	Secundária	2,19 cm /m	1,04 cm /m	110,58 %
8	Principal	2,52 cm /m	1,56 cm /m	61,54 %
	Secundária	2,01 cm /m	1,04 cm /m	93,27 %

(fonte: elaborado pelo autor)

Nas armaduras negativas, as diferenças nas áreas de aço entre os dois modelos tiveram comportamento semelhante, onde o Modelo Integrado apresentou valores até 150,60 % superiores ao Modelo Isolado. Há, porém, uma exceção nas lajes 6 e 11, adjacentes a laje 8, onde a área de aço no Modelo Integrado foi inferior. As lajes 6 e 11, armadas nas duas direções, são simétricas e foram consideradas isotrópicas no Modelo Isolado, visto que apresentam as mesmas dimensões nas duas direções. O cálculo da armadura entre as lajes foi feito para o maior momento de engastamento, proveniente das lajes adjacentes, ou seja, do momento de engastamento da laje 6 e da laje 11 - visto que a laje 8 foi considerada apoiada nos quatro bordos - com a espessura da laje 8.

Na obtenção das armaduras efetivas, foram desconsideradas as condições impostas pela NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 169) para espaçamentos máximos permitidos entre as barras de aço. Esta desconsideração se deu para que as áreas de aço efetivas ficassem o mais perto possível das áreas de aço calculadas, não sendo imposto um espaçamento máximo que as uniformizasse.

Tabela 14 – Armaduras negativas nas lajes

Lajes adjacentes	Modelo Integrado	Modelo Isolado	Integrado/Isolado (%)
Laje 1 (Esquerda) = Laje 13 (Esquerda)	2,50 cm /m	1,25 cm /m	100,00 %
Laje 1 (Cima) = Laje 13 (Baixo)	2,08 cm /m	1,25 cm /m	66,40 %
Laje 1 - Laje 2 = Laje 13 - Laje 14	3,12 cm /m	2,96 cm /m	5,41 %
Laje 1 - Laje 6 = Laje 13 - Laje 11	6,29 cm /m	2,65 cm /m	137,36 %
Laje 1 - Laje 5 = Laje 13 - Laje 10	4,49 cm /m	2,65 cm /m	69,43 %
Laje 2 (Cima) = Laje 14 (Baixo)	2,08 cm /m	1,15 cm /m	80,87 %
Laje 2 - Laje 3 = Laje 14 - Laje 15	3,12 cm /m	2,39 cm /m	30,54 %
Laje 2 - Laje 6 = Laje 14 - Laje 11	6,29 cm /m	2,51 cm /m	150,60 %
Laje 3 (Cima) = Laje 15 (Baixo)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 3 (Direita) = Laje 15 (Direita)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 3 - Laje 7 = Laje 15 - Laje 12	2,50 cm /m	1,56 cm /m	60,26 %
Laje 4 (Esquerda) = Laje 9 (Esquerda)	1,56 cm /m	1,04 cm /m	50,00 %
Laje 4 (Cima) = Laje 9 (Baixo)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 4 (Direita) = Laje 9 (Direita)	1,56 cm /m	1,04 cm /m	50,00 %
Laje 5 (Esquerda) = Laje 10 (Esquerda)	2,08 cm /m	1,25 cm /m	66,40 %
Laje 4 (Baixo) = Laje 9 (Cima)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 5 - Laje 6 = Laje 10 - Laje 11	2,50 cm /m	2,19 cm /m	14,16 %
Laje 5 (Baixo) = Laje 10 (Cima)	2,50 cm /m	1,25 cm /m	100,00 %
Laje 6 - Laje 7 = Laje 11 - Laje 12	4,03 cm /m	2,79 cm /m	44,44 %
Laje 6 - Laje 8 = Laje 11 - Laje 8	2,08 cm /m	2,96 cm /m	-29,73 %
Laje 7 (Direita) = Laje 12 (Direita)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 7 - Laje 8 = Laje 12 - Laje 8	2,08 cm /m	1,56 cm /m	33,33 %
Laje 8 (Esquerda)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 8 (Direita)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 8 (Escada)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %
Laje 8 (Elevador)	2,08 cm /m	1,04 cm /m	100,00 %

(fonte: elaborado pelo autor)

8.2 VIGAS

Nas vigas, a armadura longitudinal apresenta uma diferença entre os modelos sem um padrão definido, onde, em algumas situações, o Modelo Integrado tem armadura superior ao Modelo Isolado e, em outras situações, armadura inferior.

Tabela 15 – Armaduras longitudinais nas vigas

Viga	Vão/Apoio	Modelo Integrado		Modelo Isolado		Integrado/Isolado (%)
		Armadura Positiva	Armadura Negativo	Armadura Positiva	Armadura Negativo	Armadura Longitudinal
1 = 8	A	-	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	0,00%
	AB	4 Ø 12,5	-	2 Ø 16	-	22,14%
	B	-	3 Ø 16	-	2 Ø 16 + 1 Ø 12,5	14,86%
	BC	2 Ø 10	-	3 Ø 10	-	-33,47%
	C	-	3 Ø 12,5	-	3 Ø 10	55,93%
	CD	2 Ø 10	-	2 Ø 10	-	0,00%
	D	-	2 Ø 8	-	2 Ø 8	0,00%
2 = 7	Balanço	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	-	4 Ø 12,5	13,85%
	A	-	4 Ø 12,5	-	4 Ø 12,5	0,00%
	AB	4 Ø 12,5	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	-	-12,16%
	B	-	2 Ø 20 + 2 Ø 16	-	2 Ø 20	64,01%
	BC	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	-	0,00%
	C	-	4 Ø 10	-	2 Ø 10	100,00%
	CD	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	-	0,00%
3	D	-	2 Ø 10	-	2 Ø 8	55,45%
	A	-	2 Ø 10	-	2 Ø 8	55,45%
	AB	2 Ø 10	-	2 Ø 10	-	0,00%
4	B	-	2 Ø 8	-	2 Ø 8	0,00%
	Balanço	-	2 Ø 16 + 2 Ø 12,5	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	15,74%
	A	-	4 Ø 12,5	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	-12,16%
	AB	2 Ø 10	-	2 Ø 10	2 Ø 8	-39,15%
	B	-	2 Ø 12,5 + 3 Ø 10	-	3 Ø 12,5	30,71%
	BC	2 Ø 16	-	3 Ø 16	-	-33,33%
	C	-	2 Ø 12,5 + 3 Ø 10	-	3 Ø 16	-20,23%
	CD	2 Ø 10	-	2 Ø 10	-	0,00%
	D	-	3 Ø 12,5	-	3 Ø 10	55,93%
5	DE	2 Ø 10	-	3 Ø 10	-	-33,47%
	E	-	2 Ø 10	-	2 Ø 10	0,00%
	Balanço	-	2 Ø 16 + 2 Ø 12,5	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	15,74%
	A	-	4 Ø 12,5	-	2 Ø 16 + 2 Ø 10	-12,16%
	AB	2 Ø 10	-	2 Ø 10	2 Ø 8	-39,15%
	B	-	2 Ø 12,5 + 3 Ø 10	-	3 Ø 12,5	30,71%
	BC	2 Ø 16	-	3 Ø 16	-	-33,33%
	C	-	2 Ø 12,5 + 3 Ø 10	-	3 Ø 16	-20,23%
	CD	2 Ø 10	-	2 Ø 10	-	0,00%
6	D	-	3 Ø 12,5	-	3 Ø 10	55,93%
	DE	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	-	0,00%
	E	-	2 Ø 10	-	3 Ø 10	-33,47%
9	A	-	2 Ø 12,5	-	2 Ø 8	142,57%
	AB	2 Ø 12,5	-	3 Ø 10	-	3,81%
	B	-	2 Ø 10	-	2 Ø 8	55,45%
10	A	-	-	-	-	-
	AB	4 Ø 10	-	2 Ø 12,5	-	28,16%
	B	-	-	-	-	-
11	A	-	-	-	-	-
	AB	4 Ø 10	-	2 Ø 12,5	-	28,16%
	B	-	-	-	-	-
	A	-	-	-	-	-
	AB	4 Ø 10	-	2 Ø 12,5	-	28,16%
12	B	-	-	-	-	-
	A	-	2 Ø 10	-	2 Ø 10	0,00%
	AB	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	-	0,00%
	B	-	3 Ø 16 + 2 Ø 8	-	4 Ø 12,5	43,38%
	BC	2 Ø 16	-	2 Ø 16	-	0,00%
12	C	-	2 Ø 10	-	2 Ø 12,5	-35,92%
	A	-	2 Ø 10	-	2 Ø 12,5	-35,92%
	AB	2 Ø 16	-	2 Ø 16	-	0,00%
	B	-	3 Ø 16 + 2 Ø 8	-	4 Ø 12,5	43,38%
	BC	2 Ø 12,5	-	2 Ø 12,5	-	0,00%
C	-	2 Ø 10	-	2 Ø 10	0,00%	

continua

continuação

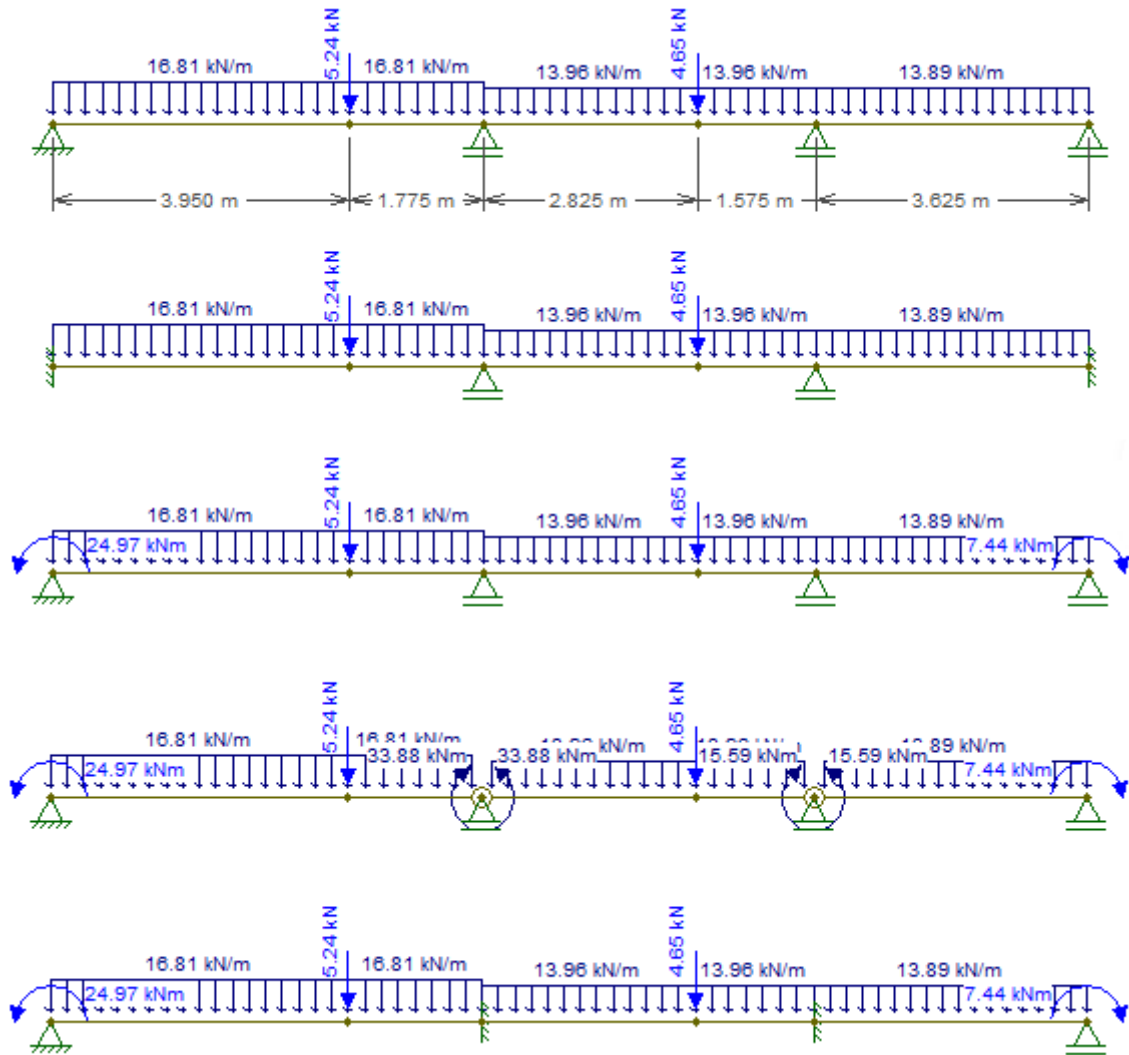
Viga	Vão/Apoio	Modelo Integrado		Modelo Isolado		Integrado/Isolado (%)
		Armadura Positiva	Armadura Negativo	Armadura Positiva	Armadura Negativo	Armadura Longitudinal
13	A	-	2 \varnothing 12,5	-	-	7,75%
	AB	2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 20	-	
	B	-	2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 12,5	2 \varnothing 10	2 \varnothing 20 + 1 \varnothing 10	-10,88%
	BC	2 \varnothing 8	2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 12,5	2 \varnothing 8	3 \varnothing 16	23,72%
	C	-	2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 12,5	2 \varnothing 10	2 \varnothing 20 + 1 \varnothing 10	-10,88%
	CD	2 \varnothing 16 + 3 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 20	-	7,75%
D	-	2 \varnothing 12,5	-	-		
14	A	-	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 12,5	-35,92%
	AB	4 \varnothing 12,5	-	4 \varnothing 12,5	-	0,00%
	B	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 16	-39,05%
15	A	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 16	-39,05%
	AB	4 \varnothing 12,5	-	4 \varnothing 12,5	-	0,00%
	B	-	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 12,5	-35,92%
16	A	-	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 10	0,00%
	AB	2 \varnothing 12,5	-	4 \varnothing 10	-	-21,97%
	B	-	2 \varnothing 20 + 2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 20	39,01%
	BC	2 \varnothing 16 + 2 \varnothing 10	-	4 \varnothing 12,5	-	13,85%
	C	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 12,5	0,00%
17	A	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 12,5	0,00%
	AB	2 \varnothing 16 + 2 \varnothing 10	-	4 \varnothing 12,5	-	13,85%
	B	-	2 \varnothing 20 + 2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 20	39,01%
	BC	2 \varnothing 12,5	-	4 \varnothing 10	-	-21,97%
	C	-	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 10	0,00%
18	A	-	2 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 12,5	-33,42%
	AB	3 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 12,5	-	0,00%
	B	-	2 \varnothing 16	-	3 \varnothing 12,5	9,24%
	BC	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	-	0,00%
	C	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 10	56,05%
	CD	2 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 10	-	3,81%
	D	-	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 10	0,00%
19	A	-	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	0,00%
	AB	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	-	0,00%
	B	-	3 \varnothing 10	-	2 \varnothing 10	50,32%
	BC	2 \varnothing 10	-	2 \varnothing 10	-	0,00%
	C	-	2 \varnothing 16 + 1 \varnothing 12,5	-	3 \varnothing 12,5	42,66%
	CD	2 \varnothing 12,5 + 1 \varnothing 8	-	2 \varnothing 12,5 + 1 \varnothing 8	-	0,00%
	D	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 12,5 + 1 \varnothing 8	-16,95%
20	A	-	-	-	-	-
	AB	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	-	0,00%
	B	-	-	-	-	-
21	A	-	2 \varnothing 10	-	3 \varnothing 10	-33,47%
	AB	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 10	-	-35,67%
	B	-	2 \varnothing 12,5	-	2 \varnothing 10	56,05%
	BC	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	-	0,00%
	C	-	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	0,00%
	CD	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	-	0,00%
	D	-	2 \varnothing 8	-	2 \varnothing 8	0,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

A obtenção dos momentos fletores para o Modelo Isolado é indicada pela viga 1, como ilustrado na figura 17. O processo de determinação estabelece-se a partir do modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares. Gera-se, então, um efeito de apertamento, com engastes perfeitos nas extremidades e, após, minoram-se os momentos de engastamento perfeito, a partir das rigidezes dos pilares e das vigas. A seguir, são obtidos os

momentos negativos nos apoios internos, para que sejam, então, reduzidos em 15 % e estabelecidos, por meio de rótulas e pares de momentos, sobre os apoios internos. Por fim, são engastados os apoios internos para comparar, com a viga obtida, os momentos positivos máximos nos vãos.

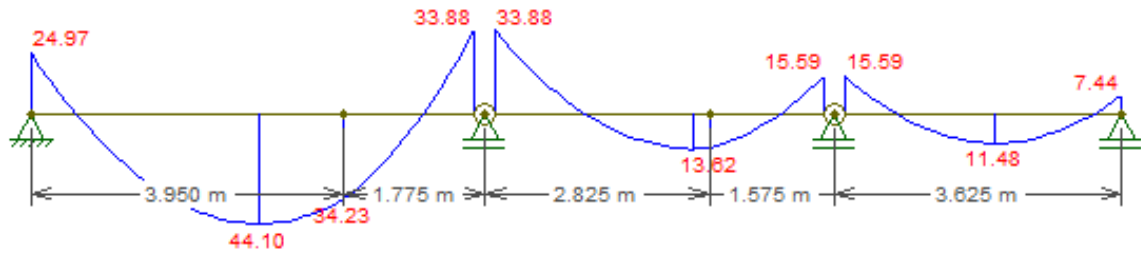
Figura 17 – Obtenção dos momentos fletores na Viga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

A fim de entender como é o comportamento dos dois modelos e ver com melhor clareza as solicitações, é apresentado o diagrama de momento fletor das vigas 1 e 2. Nas figuras 18 e 20, são mostrados os diagramas de viga contínua, com as reduções nos momentos, obtidos na análise e utilizados no dimensionamento feito pelo Modelo Isolado.

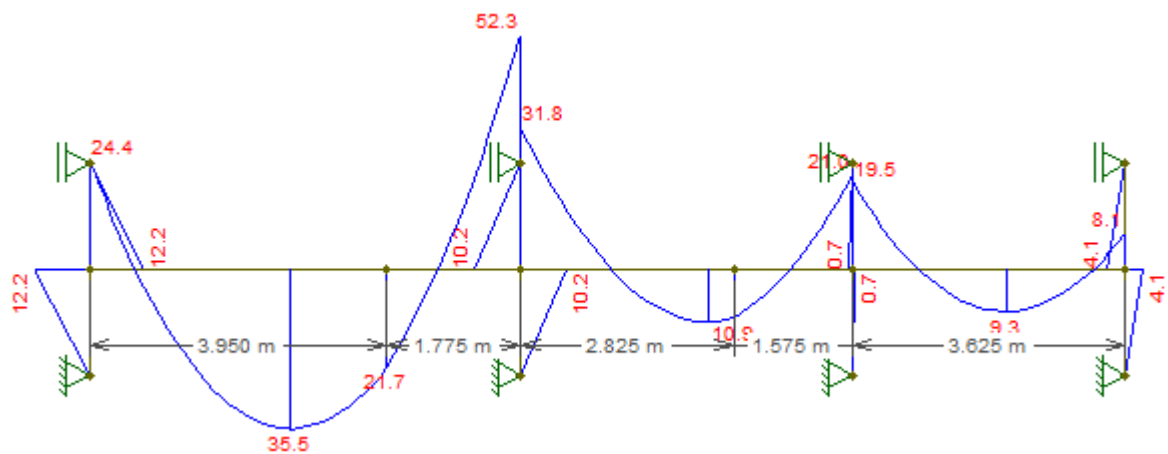
Figura 18 – Diagrama de momento fletor da Viga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

Nos diagramas das figuras 19 e 21, porém, foram estabelecidos pórticos planos, de maneira a aproximar os dois modelos. O comportamento dos momentos fletores, no pórtico plano da figura 19, se aproxima dos valores estabelecidos pelo *software* CAD/TQS, dados pela tabela 16. Nota-se, ainda, que o *software* estabelece a armadura sempre para o maior momento negativo presente nos apoios internos, gerando uma discrepância entre as armaduras nos dois modelos.

Figura 19 – Pórtico plano obtido pela Viga 1



(fonte: elaborado pelo autor)

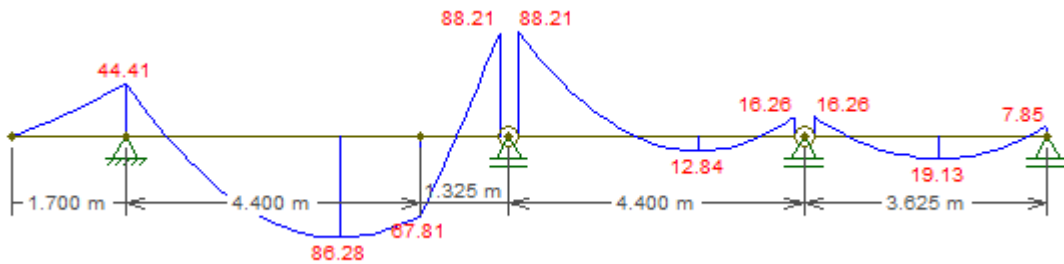
Tabela 16 – Solicitações obtidas pelo CAD/TQS para a Viga 1

Momentos fletores da Viga 1 [kN m]						
A	AB	B	BC	C	CD	D
21,57	44,13	52,96	11,77	19,61	10,79	5,88
		38,25		21,57		

(fonte: elaborado pelo autor)

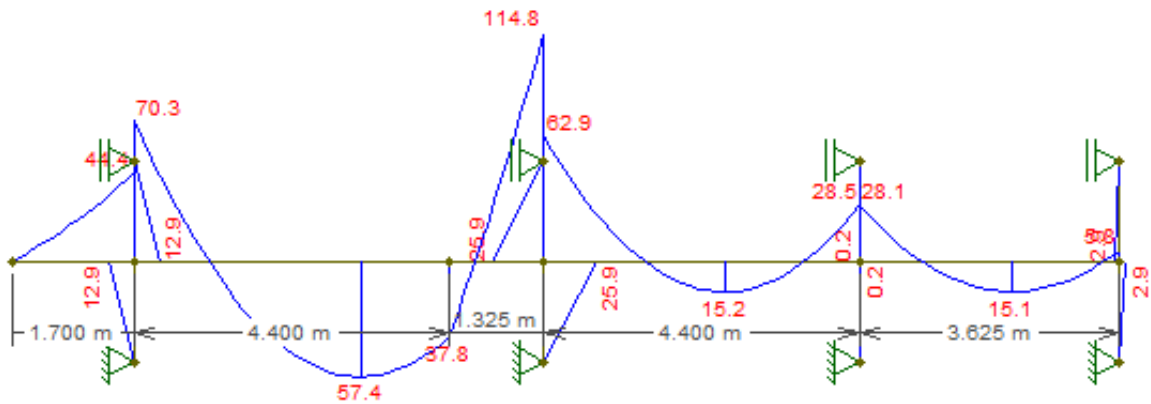
O comportamento do pórtico plano, obtido por meio da Viga 2, é semelhante ao comportamento do pórtico espacial, contudo, há maior discrepância entre as solicitações, como pode ser visto na tabela 17. Isso se dá pelas diferenças que ocorrem, devido a uma melhor distribuição dos esforços no pórtico espacial em relação aos modelos aproximados, e, principalmente, devido à interação entre os elementos estruturais e às ligações flexibilizadas entre vigas e pilares.

Figura 20 – Diagrama de momento fletor da Viga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 21 – Pórtico plano obtido pela Viga 2



(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 17 – Solicitações obtidas pelo CAD/TQS para a Viga 2

Momentos fletores da Viga 2 [kN m]							
Balanco	A	AB	B	BC	C	CD	D
43,93	64,72	71,59	118,66	22,56	26,48	17,65	1,96
			97,09		34,32		

(fonte: elaborado pelo autor)

As armaduras transversais seguem a mesma linha das armaduras longitudinais, sem ter um padrão, pois dependem da distribuição dos esforços em cada modelo.

Tabela 18 – Armaduras transversais nas vigas

Viga	Vão	Modelo Integrado	Modelo Isolado	Integrado/Isolado (%)
		Armadura Transversal		
1 = 8	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	CD	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
2 = 7	Balanço	Ø 5 c/22	Ø 5 c/20	-9,18%
	AB	Ø 6,3 c/25 - Ø 6,3 c/30 - Ø 6,3 c/10	Ø 5 c/19 - Ø 5 c/26 - Ø 5 c/8	20,29% - 37,75% - 26,88%
	BC	Ø 5 c/12 - Ø 5 c/25	Ø 5 c/26	116,56% - 3,97%
	CD	Ø 5 c/25	Ø 5 c/26	3,97%
3	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
4	Balanço	Ø 5 c/22	Ø 5 c/21	-4,81%
	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	CD	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	DE	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
5	Balanço	Ø 5 c/22	Ø 5 c/21	-4,81%
	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	CD	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	DE	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
6	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
9	AB	Ø 5 c/22	Ø 5 c/21	-4,81%
10	AB	Ø 5 c/22	Ø 5 c/21	-4,81%
11	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
12	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/21	40,11%
13	AB	Ø 6,3 c/22 - Ø 6,3 c/12	Ø 6,3 c/19 - Ø 6,3 c/21 - Ø 6,3 c/10	-13,72% - -4,71% - -16,53%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	CD	Ø 6,3 c/12 - Ø 6,3 c/22	Ø 6,3 c/10 - Ø 6,3 c/21 - Ø 6,3 c/19	-16,53% - -4,71% - -13,72%
14	AB	Ø 5 c/25	Ø 5 c/17 - Ø 5 c/23 - Ø 5 c/12	-32,03% - -8,19% - -51,99%
15	AB	Ø 5 c/25	Ø 5 c/12 - Ø 5 c/23 - Ø 5 c/17	-51,99% - -8,19% - -32,03%
16	AB	Ø 5 c/25 - Ø 5 c/12	Ø 5 c/26 - Ø 5 c/15	3,97% - 24,81%
	BC	Ø 5 c/15 - Ø 5 c/25	Ø 5 c/17 - Ø 5 c/30 - Ø 5 c/24	13,42% - 19,85% - -4,27%
17	AB	Ø 5 c/25 - Ø 5 c/15	Ø 5 c/24 - Ø 5 c/30 - Ø 5 c/17	-4,27% - 19,85% - 13,42%
	BC	Ø 5 c/12 - Ø 5 c/25	Ø 5 c/15 - Ø 5 c/26	24,81% - 3,97%
18	AB	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	CD	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
19	AB	Ø 5 c/10	Ø 5 c/9	-9,86%
	BC	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
	CD	Ø 5 c/15	Ø 5 c/15	0,00%
20	AB	Ø 5 c/10	Ø 5 c/9	-9,86%
21	AB	Ø 5 c/10	Ø 5 c/9	-9,86%
	BC	Ø 5 c/10	Ø 5 c/9	-9,86%
	CD	Ø 5 c/10	Ø 5 c/9	-9,86%

(fonte: elaborado pelo autor)

8.3 PILARES

Analisando a armadura longitudinal, observa-se que a maioria dos pilares apresentou armadura superior no Modelo Isolado. As diferenças, assim como nas vigas, ocorrem devido à diferença de distribuição dos esforços nos dois modelos, à interação entre os elementos

estruturais e às ligações flexibilizadas entre vigas e pilares no Modelo Integrado, onde são adotadas molas com o objetivo de representar a seção do trecho de pilar que, efetivamente, engasta a viga em cada uma das ligações, fazendo que os momentos transmitidos aos pilares – e às extremidades de vigas – sejam reduzidos.

O espaçamento das armaduras transversais depende da bitola utilizada na armadura longitudinal, portanto, as diferenças se resumem basicamente à escolha desta bitola, visto que a bitola da armadura transversal, no Modelo Isolado, é de 5 mm em todos os casos.

Tabela 19 – Armaduras longitudinais e transversais nos pilares

Pilar	Lance	Modelo Integrado		Modelo Isolado		Integrado/Isolado (%)	
		Arm. Longitudinal	Arm. Transversal	Arm. Longitudinal	Arm. Transversal	Arm. Longitudinal	Arm. Transversal
1 = 27	1	4 Ø 10	Ø 5 c/12	6 Ø 16	Ø 5 c/15	-73,96%	24,81%
	2	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	3	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	6 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-33,29%	0,00%
2 = 28	1	4 Ø 20	Ø 5 c/20	4 Ø 20	Ø 5 c/20	0,00%	0,00%
	2	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	3	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
3 = 29	1	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	4 Ø 20	Ø 5 c/20	-60,94%	33,67%
	2	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
4	1	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	2 e 3	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	8 Ø 10	Ø 5 c/12	-21,82%	-19,88%
5 = 23	1	8 Ø 12,5	Ø 5 c/15	6 Ø 16	Ø 5 c/19	-18,57%	26,57%
	2	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	4 Ø 10	Ø 5 c/12	56,37%	-19,88%
	3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
6 = 24	1	6 Ø 25	Ø 6,3 c/20	8 Ø 20	Ø 5 c/20	17,19%	59,18%
	2	6 Ø 16	Ø 5 c/19	8 Ø 12,5	Ø 5 c/15	22,81%	-20,99%
	3	6 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	50,00%	0,00%
	4	6 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-4,07%	24,81%
7 = 25	1	8 Ø 20	Ø 5 c/20	8 Ø 20	Ø 5 c/20	0,00%	0,00%
	2	6 Ø 16	Ø 5 c/19	6 Ø 16	Ø 5 c/19	0,00%	0,00%
	3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
8	1	4 Ø 10	Ø 5 c/12	6 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-57,34%	24,81%
	2, 3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
9	1, 2, 3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
10	1, 2, 3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
11 = 16	1	4 Ø 20	Ø 5 c/20	4 Ø 20	Ø 5 c/20	0,00%	0,00%
	2	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	3	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	6 Ø 12,5	Ø 5 c/15	-57,34%	24,81%
12 = 17	1	6 Ø 20	Ø 5 c/20	4 Ø 20 + 2 Ø 25	Ø 5 c/20	-15,81%	0,00%
	2	6 Ø 16	Ø 5 c/19	6 Ø 16	Ø 5 c/19	0,00%	0,00%
	3	6 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	50,00%	0,00%
	4	6 Ø 12,5	Ø 5 c/15	4 Ø 10	Ø 5 c/12	134,39%	-19,88%
13	1	8 Ø 12,5	Ø 5 c/15	8 Ø 16	Ø 5 c/19	-38,93%	26,57%
	2	4 Ø 10	Ø 5 c/12	6 Ø 10	Ø 5 c/12	-33,33%	0,00%
	3	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	6 Ø 10	Ø 5 c/12	-33,33%	0,00%
14	1	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 16	Ø 5 c/19	-60,95%	57,97%
	2, 3 e 4	4 Ø 10	Ø 5 c/12	4 Ø 10	Ø 5 c/12	0,00%	0,00%

continua

continuação

Pilar	Lance	Modelo Integrado		Modelo Isolado		Integrado/Isolado (%)	
		Arm. Longitudinal	Arm. Transversal	Arm. Longitudinal	Arm. Transversal	Arm. Longitudinal	Arm. Transversal
15	1, 2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
18	1	4 ø 16	ø 5 c/19	8 ø 16	ø 5 c/19	-50,00%	0,00%
	2	4 ø 10	ø 5 c/12	6 ø 10	ø 5 c/12	-33,33%	0,00%
	3	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 ø 10	ø 5 c/12	6 ø 10	ø 5 c/12	-33,33%	0,00%
19	1	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 12,5	ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
20	1, 2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
21	1, 2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
22	1, 2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
26	1	4 ø 12,5	ø 5 c/15	6 ø 16	ø 5 c/19	-59,29%	26,57%
	2, 3 e 4	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
30	1	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 12,5	ø 5 c/15	-36,05%	24,81%
	2 e 3	4 ø 10	ø 5 c/12	4 ø 10	ø 5 c/12	0,00%	0,00%
	4	4 ø 12,5	ø 5 c/15	8 ø 10	ø 5 c/12	-21,82%	-19,88%

(fonte: elaborado pelo autor)

9 ANÁLISE FINAL E CONCLUSÕES

Na comparação geral entre os resultados dos modelos propostos, as lajes apresentaram os resultados mais discrepantes, com o Modelo Integrado apresentando taxas de armadura superiores às obtidas pelo Modelo Isolado. A discrepância entre os valores obtidos deixa evidente que há uma diferença de métodos utilizados entre as duas análises, onde, no Modelo Integrado, as lajes foram analisadas através da analogia de grelhas em regime elástico linear, com o dimensionamento sendo feito pelo valor do momento máximo obtido em uma das barras da grelha. No Modelo Isolado, contudo, foi adotado o método das linhas de ruptura, com o concreto armado tendo um comportamento rígido-plástico, com momentos constantes ao longo de toda a linha de ruptura. O efeito é equivalente a um momento médio ao longo de grandes extensões da laje, que tende a ser menor que o momento máximo que ocorre em um único ponto em uma análise elástica linear.

Nas vigas e nos pilares a diferença entre as áreas de aço nos modelos não segue um padrão definido, ora um modelo apresenta armadura superior ora outro. Ou seja, os momentos se distribuem de forma diferente entre os modelos, sem que os resultados de um sejam sempre preponderantes sobre os do outro, como acontece nas lajes. Isso se dá pela interação entre as rigidezes de vigas e pilares, que é parte intrínseca do Modelo Integrado e que somente é parcialmente contemplado pelo Modelo Isolado, limitando-se ao aperticamento dos apoios de extremidade das vigas.

A análise integrada dos diversos componentes estruturais fornece um resultado mais coerente com o comportamento de conjunto da estrutura real, sendo, portanto, desejável em relação à análise da estrutura, considerando elementos estruturais isolados. No entanto, tal modelo também oferece dificuldades, em especial na avaliação do comportamento das lajes. Visando a facilidade de interpretação dos esforços e do detalhamento correspondente das armaduras, muitas vezes são utilizadas, pelos programas comerciais, aproximações, como a analogia de grelha, para comportamento de placas que talvez seriam melhor analisadas com o uso do Método dos Elementos Finitos, mas com maiores dificuldades para o detalhamento. Como em ambos os métodos os momentos fletores variam de ponto para ponto da laje, a consequência para o detalhamento é o uso de um número muito grande de faixas com taxas de armaduras

diferentes, ou o uso das taxas máximas para toda a laje. Neste aspecto, o Método das Linhas de Ruptura oferece uma solução mais equalizada, de fácil detalhamento, coerente com o comportamento das lajes em estado limite último e cuja segurança é atestada pelo grande número de estruturas dimensionadas através dele. Esta solução mostrou-se mais econômica no caso em estudo.

O Método Isolado, em que os elementos estruturais são considerados de forma desacoplada, oferece maior facilidade de previsão de comportamento estrutural, sendo mais adequado para a concepção estrutural e para uma primeira análise da estrutura.

Como sugestão para trabalho futuro, indica-se uma análise mais detalhada do comportamento das lajes nos dois modelos, estudando o comportamento nos dois métodos utilizados, para diferentes vinculações e espessuras, com a presença ou não de alvenarias, de forma a comprovar tanto a segurança quanto a economia dos modelos empregados.

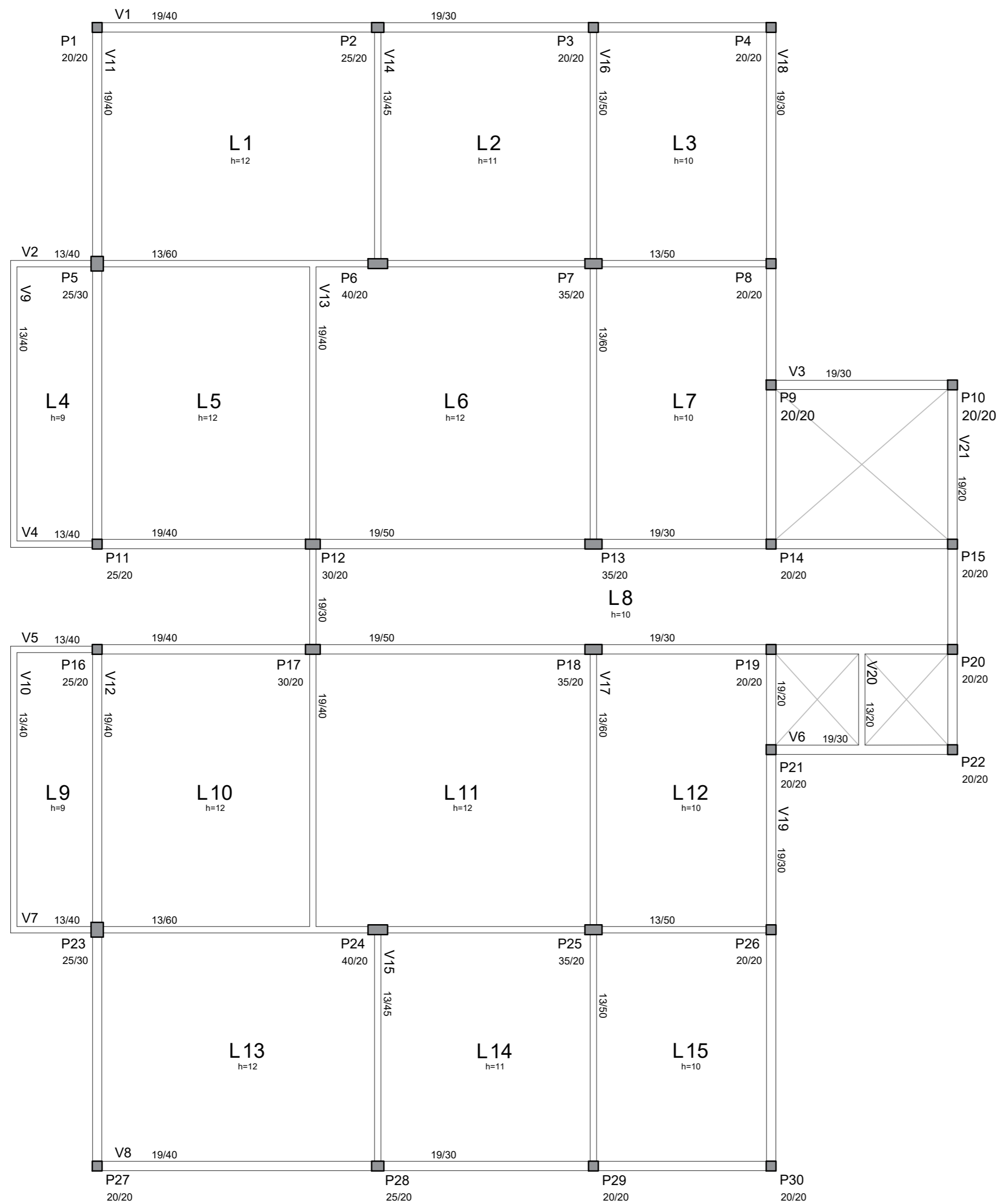
REFERÊNCIAS

- ARAÚJO, J. M. de. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014a. v.1.
- _____. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014b. v.2.
- _____. **Curso de concreto armado**. 4. ed. Rio Grande: Dunas, 2014c. v.3.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980a.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 1980b.
- _____. **NBR 8953**: concreto para fins estruturais – classificação por grupos de resistência. Rio de Janeiro, 1992.
- _____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- _____. **NBR 7480**: aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- BASTOS, P. S. dos S. **Pilares de Concreto Armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto II. Disponível em: <<https://http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto2/Pilares.pdf>>. Acesso em: 4 abril. 2016.
- BESSA, V. M. R. D. **Estruturas de Concreto Armado I**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I.
- CAMPOS FILHO, A. **Projeto de Lajes Maciças de Concreto Armado**. Porto Alegre: Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2014. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em: 9 nov. 2014.
- DE MELO, P. R. **Pré-dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal do Uberlândia, Uberlândia, 2013.
- LANÇA, P. **Processos de construção**: pré-dimensionamento de elementos estruturais em betão armado. Beja: Escola Superior de Tecnologia e Gestão em Beja, Instituto Politécnico de Beja, 2006.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. **Construções de concreto**: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 1. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 1977. v. 1.

PINHEIRO, L. M.; MUZARDO, C. D.; SANTOS, S. P. **Pré-dimensionamento**. Campinas: Universidade Estadual de Campinas, 2003. Apostila da disciplina de Concreto Armado II. Disponível em: <https://www.fec.unicamp.br/~almeida/ec802/Lancamento/Pre-dimensionamento_EESC.pdf>. Acesso em: 13 dez. 2015.

SÜSSEKIND, J. C. **Curso de concreto**: concreto armado. 5. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1987. v. 1.

APÊNDICE A – Planta de fôrmas do pavimento tipo



CLIENTE	Escola de Engenharia	OBRA Nº	001
OBRA	Edifício TCC	DES. Nº	001
CONCRETO	fck = 30 MPa	REV. Nº	001
TITULO	PLANTA DE FÔRMAS PAVIMENTO TIPO		
DATA	29/06/2016	ESCALA	1:75
		ALUNO	JULIANO GOLDANI NICHELE

APÊNDICE B – Tabelas de dimensionamento das lajes

Neste apêndice estão representadas todas as tabelas referentes ao dimensionamento das lajes, incluindo a tabela de cargas e de dimensões.

Cargas nas lajes								
Laje	1 = 13	2 = 14	3 = 15	4 = 9	5 = 10	6 = 11	7 = 12	8
hL adotado [cm]	12,00	11,00	10,00	9,00	12,00	12,00	10,00	10,00
Peso próprio (PpL) [kN/m]	3,00	2,75	2,50	2,25	3,00	3,00	2,50	2,50
Carga acidental [kN/m]	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	1,50	2,00	2,00
Reboco (1 cm) [kN/m]	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19	0,19
Forro de gesso (1 cm) [kN/m]	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13	0,13
Argamassa de assentamento [kN/m]	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84	0,84
Piso cerâmico (1 cm) [kN/m]	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18	0,18
Carga Total [kN/m]	5,84	5,59	5,34	5,09	5,84	5,84	5,84	5,84
Parede em x [kN/m]	1,67	5,66	-	-	-	2,93	5,68	-
Parede em y [kN/m]	3,88	3,82	-	-	-	1,48	-	-
α	0,12	0,22	-	-	-	0,18	0,17	-
β	0,06	0,16	-	-	-	0,05	0,00	-
Carga Total /Parede (p*) [kN/m]	7,24	8,56	-	-	-	7,41	6,85	-

Vão efetivos								
Laje	1 = 13	2 = 14	3 = 15	4 = 9	5 = 10	6 = 11	7 = 12	8
a [m]	4,70	4,32	3,49	1,55	4,22	5,60	3,49	1,96
b[m]	5,60	4,69	4,69	5,58	5,60	5,60	5,59	12,91

Cálculo de lajes armadas em uma direção		
Laje	4 = 9	8
Carga [kN/m]	5,09	5,84
Comprimento [m]	1,55	1,96
Vinculação	Apoio-Apoio	Apoio-Apoio
Momento no vão [kN.m/m]	1,53	2,80
Momento no engaste [kN.m/m]	-	-
h [cm]	9,00	10,00
d [cm]	5,50	6,50
d' [cm]	6,00	7,00
Armadura no Vão		
x [cm]	0,27	0,43
$x/d \leq 0,25$	0,05	0,07
Armadura necessária		
As [cm /m]	0,92	1,43
As _{min} [cm /m]	1,35	1,50
As Distribuição [cm /m]	0,90	0,90
Armadura efetiva		
As [cm /m]	Ø 6,3 c/ 23 cm 1,36	Ø 6,3 c/ 20 cm 1,56
As Distribuição [cm /m]	Ø 6,3 c/ 30 cm 1,04	Ø 6,3 c/ 30 cm 1,04

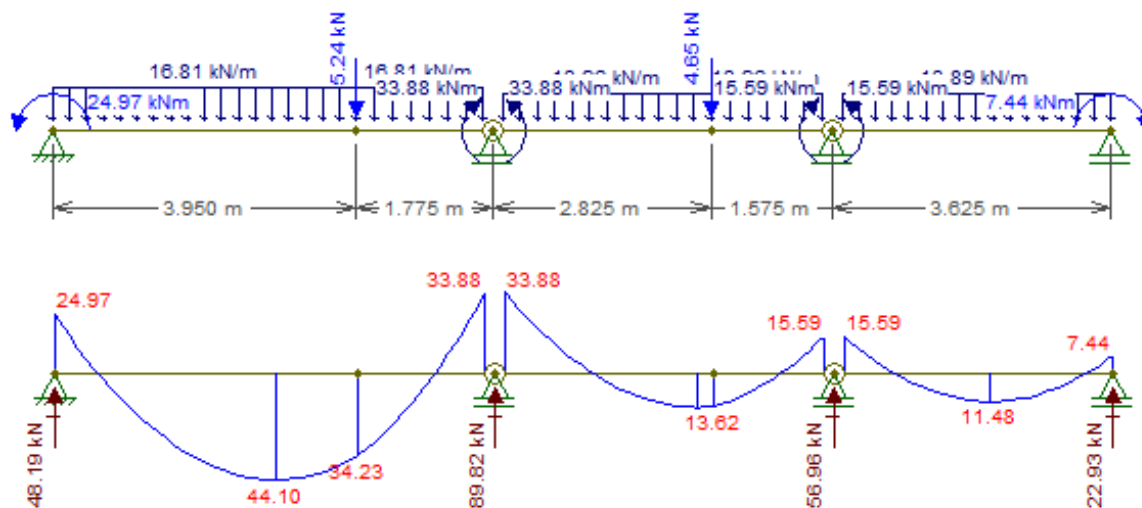
Cálculo de lajes armadas em duas direções - Isótropa			
Laje	1 = 13	2 = 14	6 = 11
Carga [kN/m]	7,24	8,56	7,41
h [cm]	12,00	11,00	12,00
d [cm]	9,00	8,00	9,00
d' [cm]	9,50	8,50	9,50
a [cm]	4,70	4,32	5,60
b [cm]	5,60	4,69	5,60
a/b	0,84	0,92	1,00
ar [cm]	3,64	2,73	3,54
br [cm]	4,34	3,63	3,54
br* [cm]	4,44	3,71	3,74
Momento no vão			
m=ma=mb [kN.m/m]	4,81	3,50	4,09
Armadura no Vão			
x [cm]	0,53	0,43	0,45
x/d ≤ 0,25	0,06	0,05	0,05
Armadura necessária			
Asa=Asb [cm /m]	1,76	1,44	1,49
As_{min} [cm /m]	1,21	1,11	1,21
Armadura efetiva			
As [cm /m]	Ø 6,3 c/ 17 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm
	1,84	1,49	1,49
Momento no engaste			
m1' [kN.m/m]	0,00	0,00	-6,13
m2' [kN.m/m]	0,00	-5,25	-6,13
m3' [kN.m/m]	-7,22	-5,25	-6,13
m4' [kN.m/m]	-7,22	-5,25	-6,13
Armadura no Engaste			
x1 [cm]	0,00	0,00	0,72
x2 [cm]	0,00	0,70	0,82
x3 [cm]	0,85	0,61	0,89
x4 [cm]	0,75	0,61	0,64
x/d ≤ 0,25	0,09	0,09	0,10
Armadura necessária			
As1 [cm /m]	0,00	0,00	2,40
As2 [cm /m]	0,00	2,34	2,75
As3 [cm /m]	2,85	2,05	2,97
As4 [cm /m]	2,53	2,05	2,13
As_{min} [cm /m]	1,80	1,65	1,80

Cálculo de lajes armadas em duas direções - Ortótropa			
Laje	3 = 15	5 = 10	7 = 12
Carga [kN/m]	5,34	5,84	6,85
h [cm]	10,00	12,00	10,00
da [cm]	7,00	9,00	7,00
db [cm]	6,50	8,50	6,50
d' [cm]	7,50	9,50	7,50
a [cm]	3,49	4,22	3,49
b [cm]	4,69	5,60	5,59
a/b	0,74	0,75	0,62
ar [cm]	2,70	3,27	2,70
br [cm]	3,63	4,34	3,53
φ	0,60	0,62	0,52
br* [cm]	4,67	5,51	5,29
Momento no vão			
ma=m [kN.m/m]	2,54	4,01	3,53
mb = φ m [kN.m/m]	1,54	2,48	1,85
Armadura no Vão			
xa [cm]	0,36	0,44	0,50
xb [cm]	0,23	0,28	0,28
x/d ≤ 0,25	0,05	0,05	0,08
Armadura necessária			
Asa [cm /m]	1,19	1,46	1,67
Asb [cm /m]	0,77	0,95	0,93
As_{min} [cm /m]	1,01	1,80	1,01
Armadura efetiva			
Asa [cm /m]	Ø 6,3 c/ 26 cm	Ø 6,3 c/ 17 cm	Ø 6,3 c/ 18 cm
	1,20	1,83	1,73
Asb [cm /m]	Ø 6,3 c/ 30 cm	Ø 6,3 c/ 17 cm	Ø 6,3 c/ 30 cm
	1,04	1,83	1,04
Momento no engaste			
m1' [kN.m/m]	0,00	-3,73	-2,77
m2' [kN.m/m]	0,00	-6,02	0,00
m3' [kN.m/m]	-2,31	0,00	-2,77
m4' [kN.m/m]	-3,81	0,00	-5,29
Armadura no Engaste			
x1 [cm]	0,00	0,38	0,36
x2 [cm]	0,00	0,62	0,00
x3 [cm]	0,30	0,00	0,39
x4 [cm]	0,50	0,00	0,70
x/d ≤ 0,25	0,08	0,07	0,11
Armadura necessária			
As1 [cm /m]	0,00	1,28	1,21
As2 [cm /m]	0,00	2,09	0,00
As3 [cm /m]	1,01	0,00	1,30
As4 [cm /m]	1,68	0,00	2,36
As_{min} [cm /m]	1,50	1,80	1,50

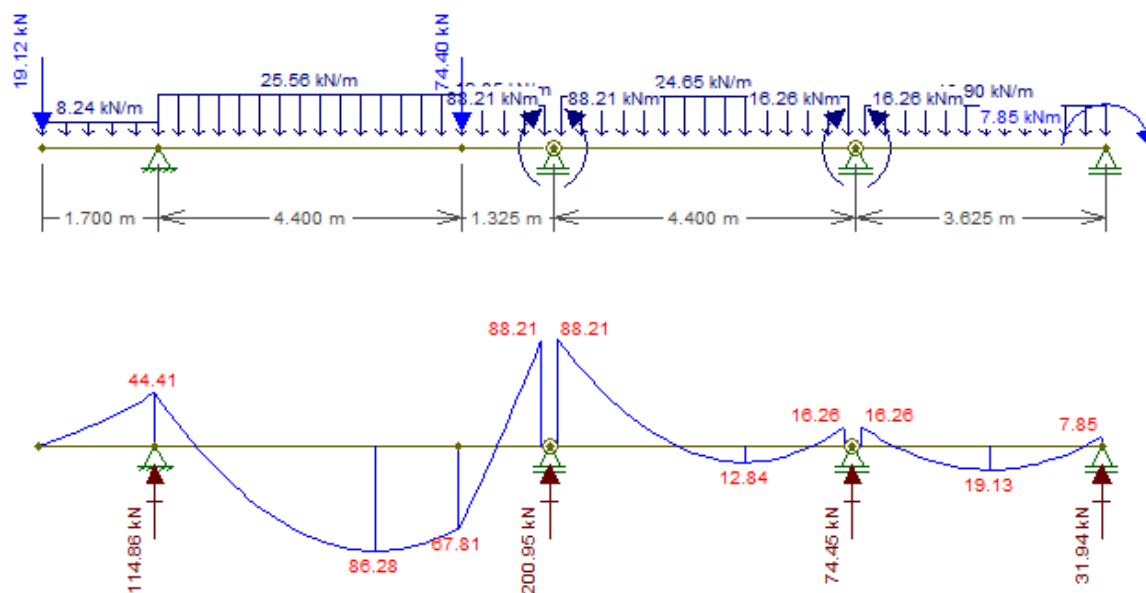
APÊNDICE C – Tabelas de dimensionamento das vigas

Neste apêndice estão representadas todas as tabelas referentes ao dimensionamento das vigas, incluindo a tabela de cargas e diagramas de momento fletor.

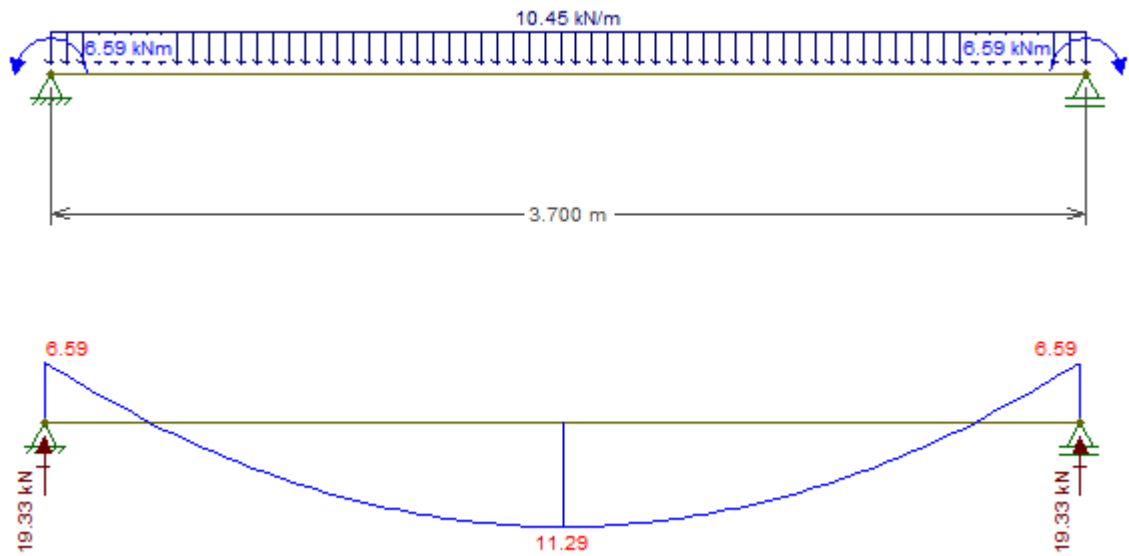
Viga 1 e Viga 8



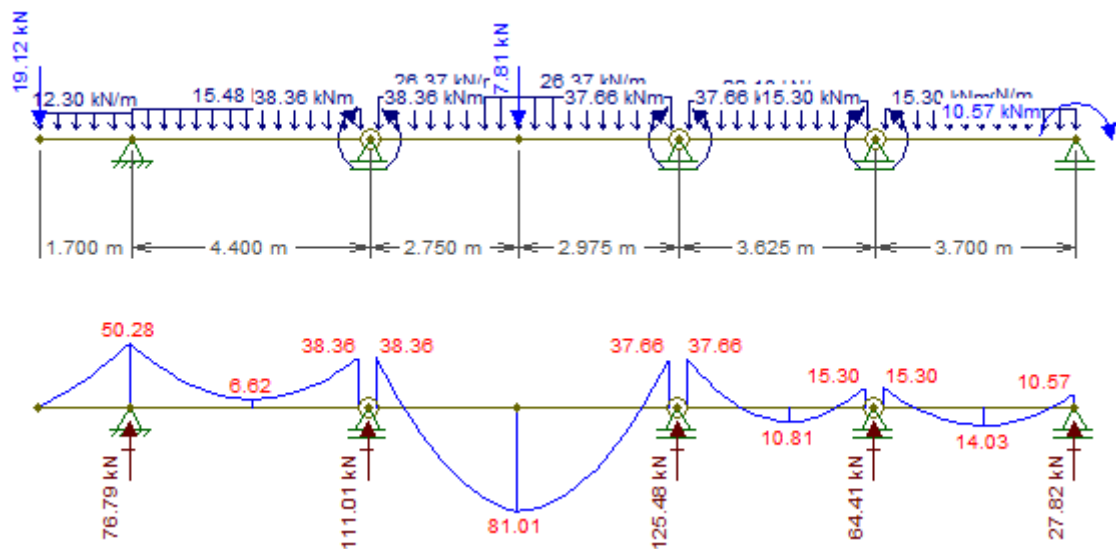
Viga 2 e Viga 7



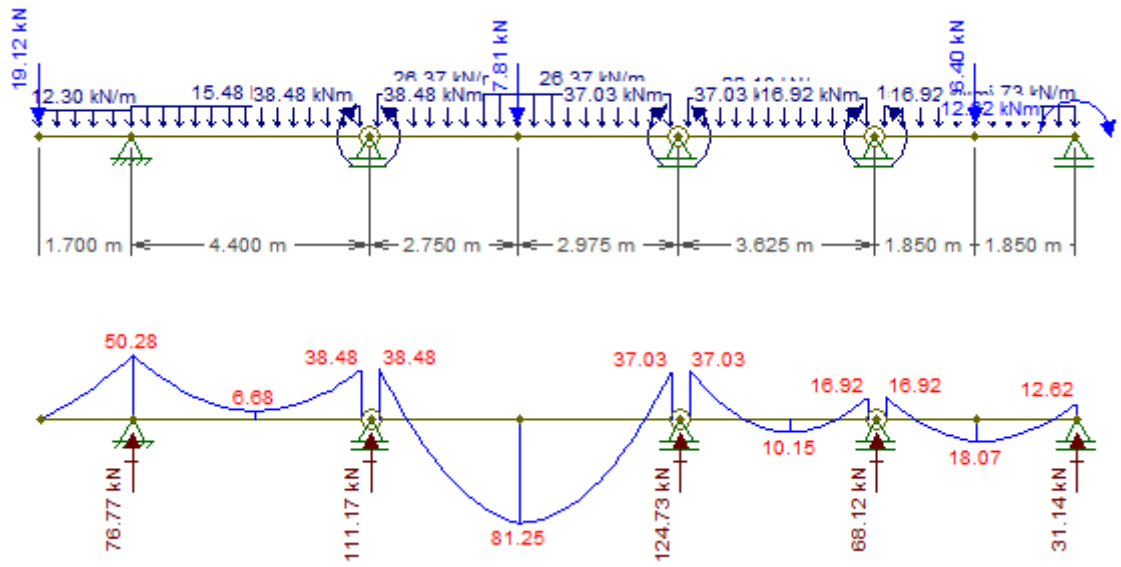
Viga 3



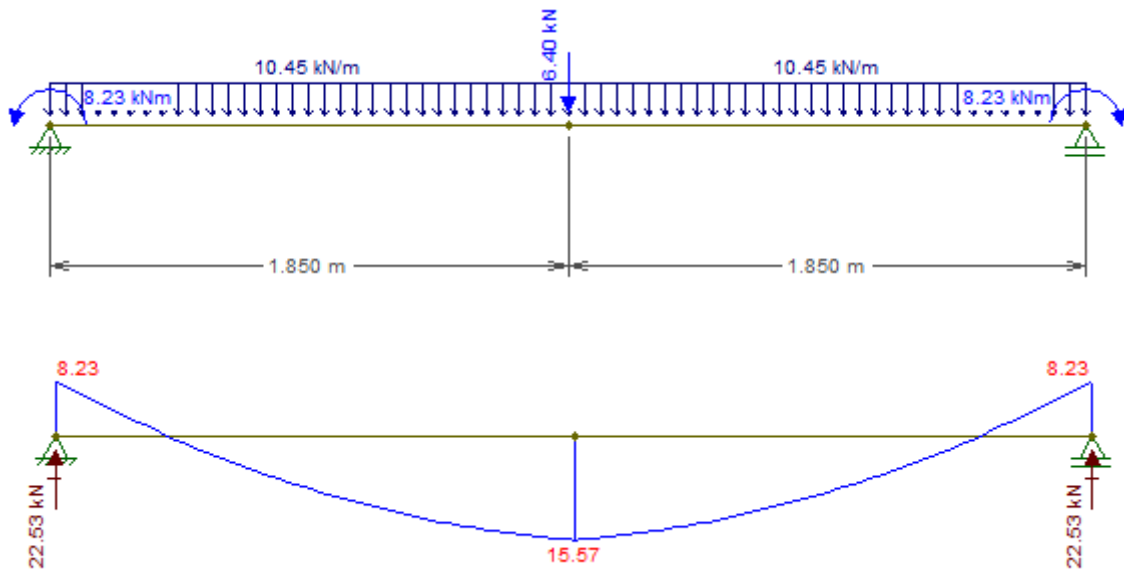
Viga 4



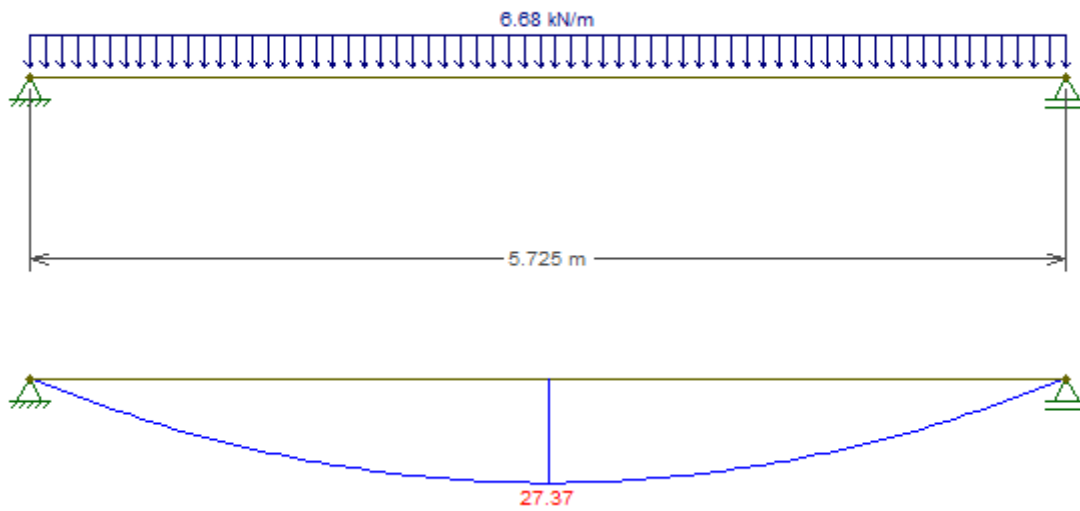
Viga 5



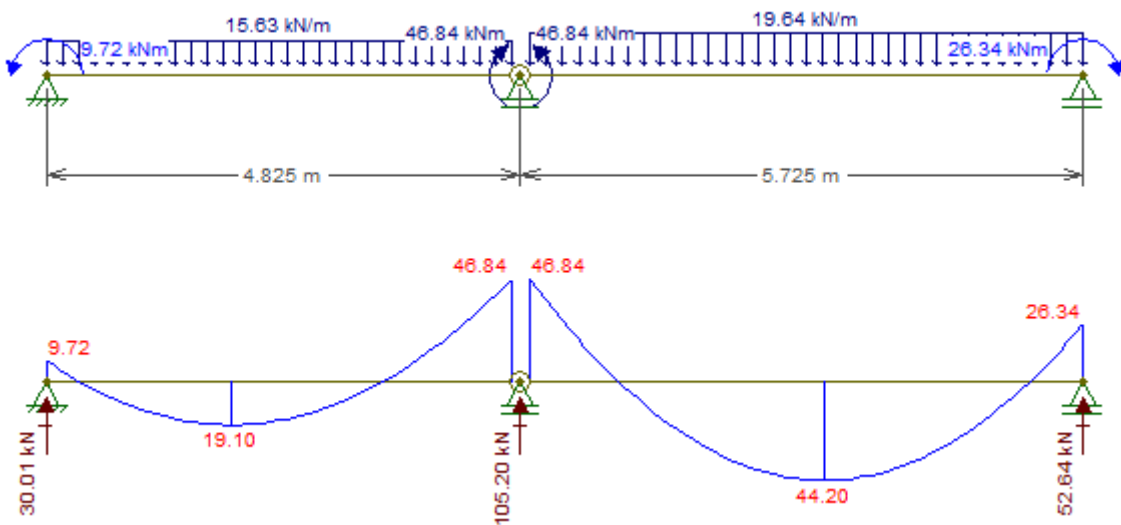
Viga 6



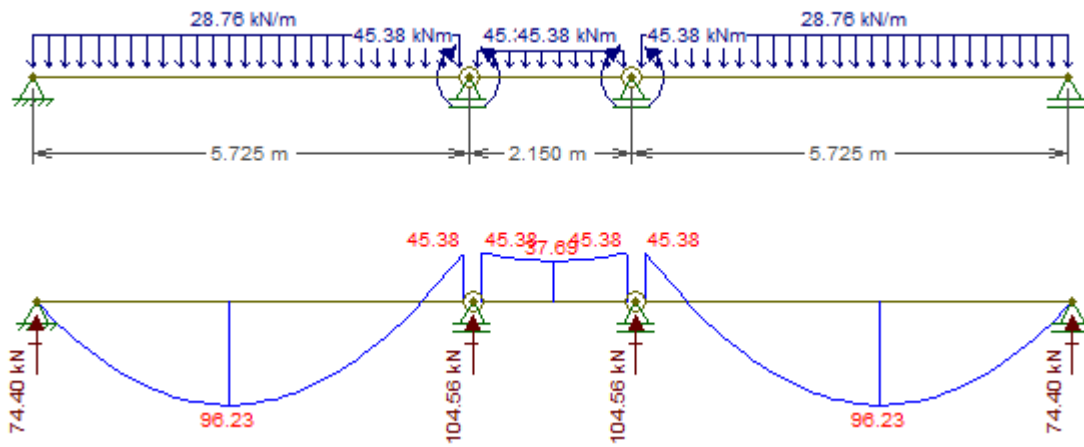
Viga 9 e Viga 10



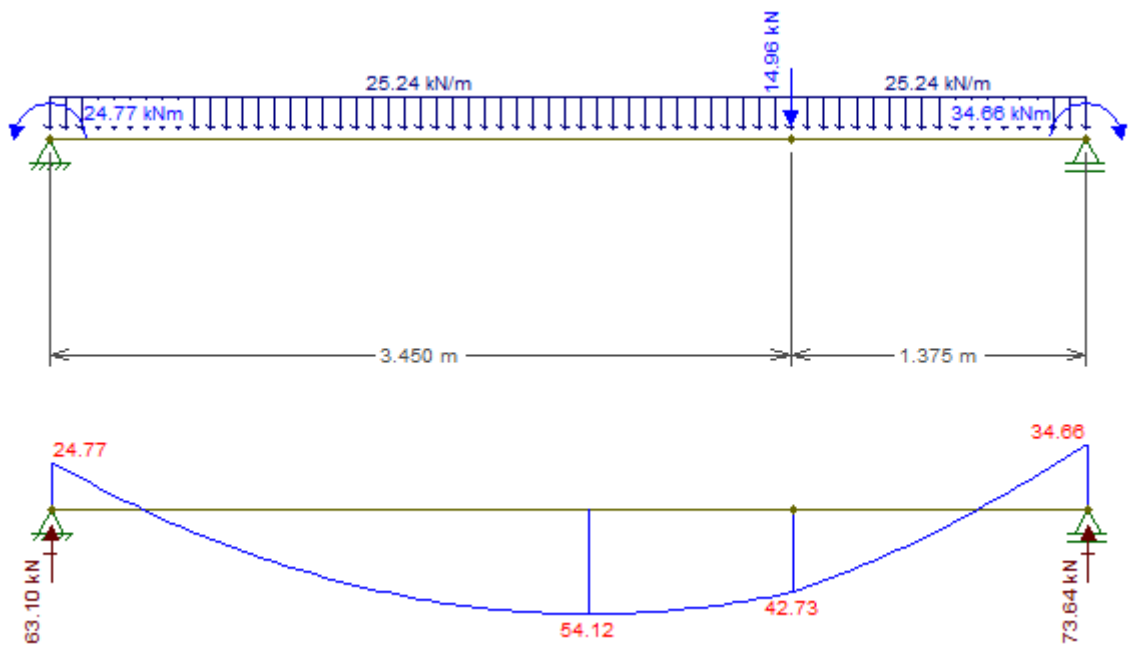
Viga 11 e Viga 12



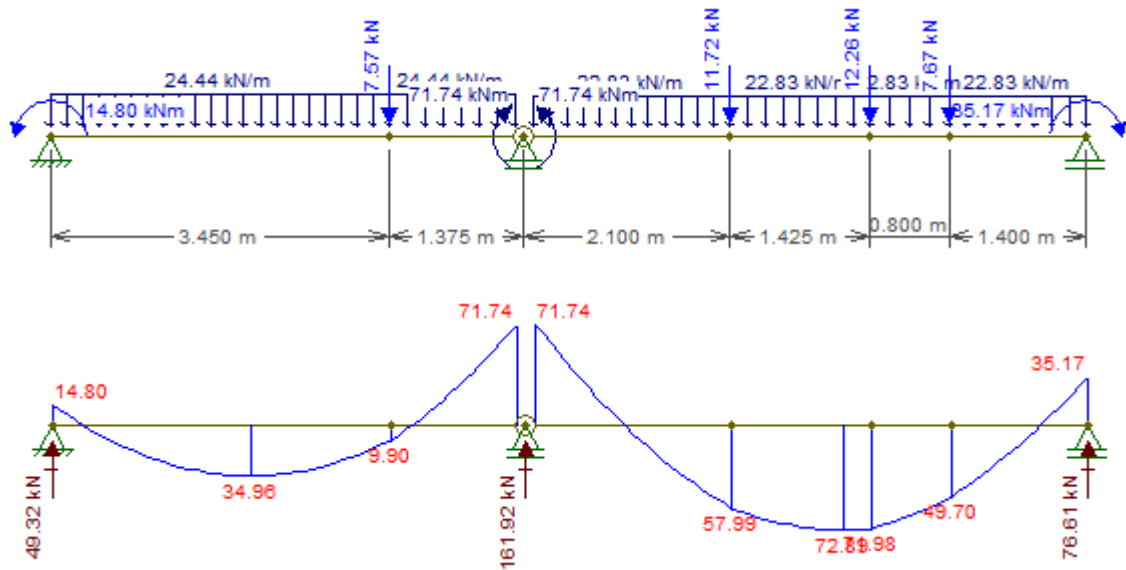
Viga 13



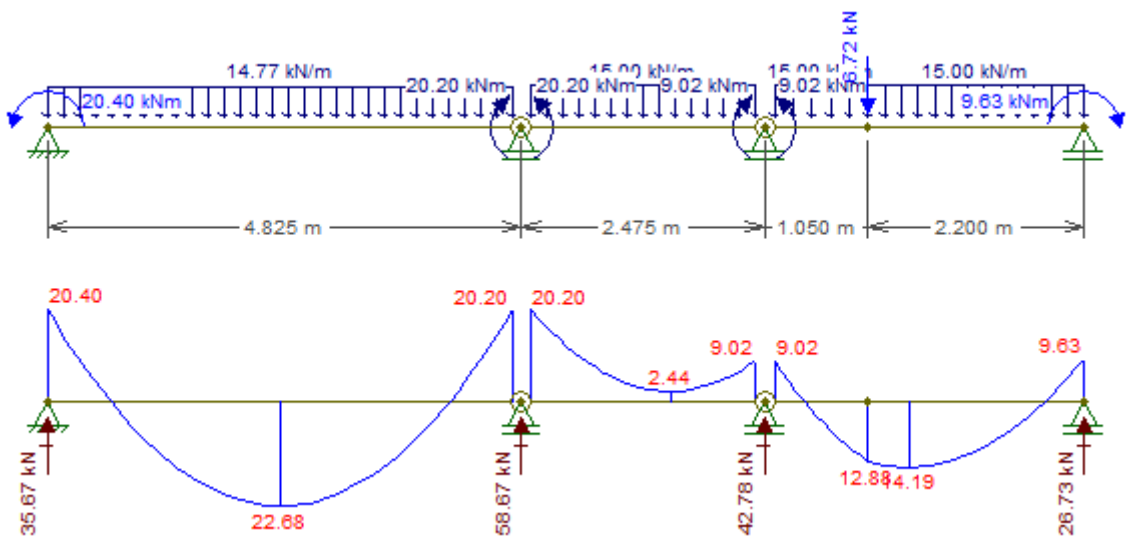
Viga 14 e Viga 15



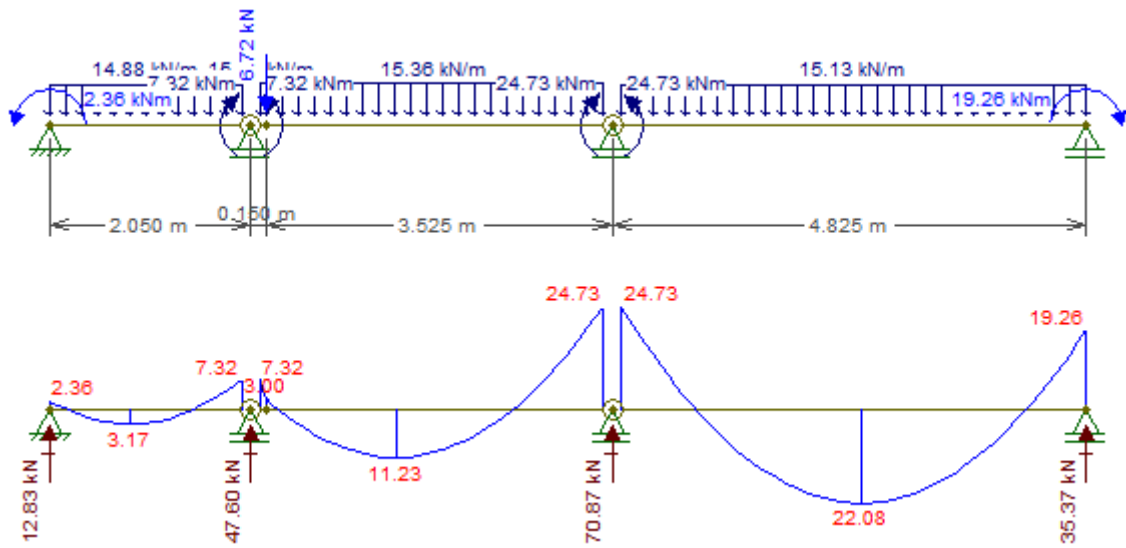
Viga 16 e Viga 17



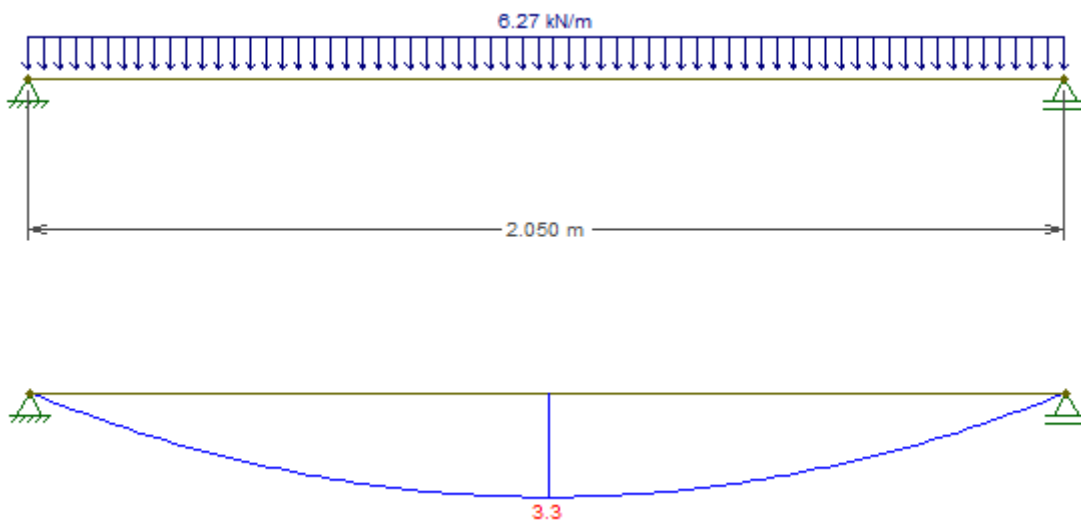
Viga 18



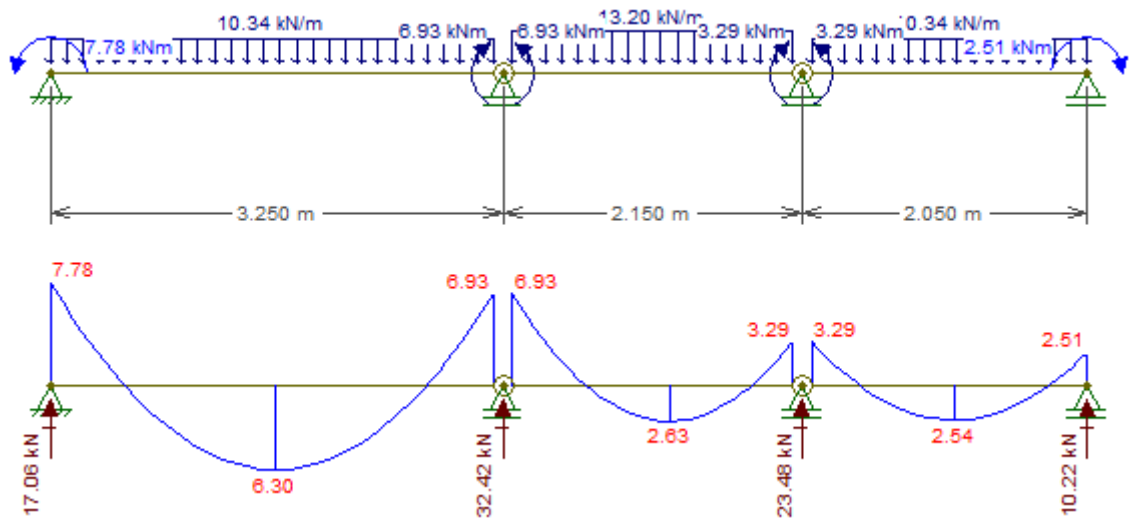
Viga 19



Viga 20



Viga 21



Viga 1 = Viga 8	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Altura útil [cm]	35,88	35,70	25,70	26,00	26,00	26,00	26,10
Comprimento da viga [cm]	-	572,50	-	440,00	-	362,50	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
b3 [cm]	-	42,94	-	26,40	-	27,19	-
Largura da mesa [cm]	-	61,94	-	45,40	-	46,19	-
Armadura Longitudinal							
Momento característico [kN m]	24,97	44,10	33,88	13,81	15,59	11,48	7,44
Momento de cálculo [kN cm]	3495,92	6174,00	4743,34	1933,40	2182,46	1607,20	1041,46
y [cm]	2,94	1,57	6,04	0,92	2,55	0,75	1,18
y ₂₃ [cm]	7,43	7,40	5,33	5,39	5,39	5,39	5,41
y _{im} [cm]	-	-	12,92	-	-	-	-
Domínio	2	2	3	2	2	2	2
y < hf	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm]	2,34	4,07	4,81	1,74	2,03	1,44	0,94
Dutibilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,10	0,05	-	0,04	-	0,04	0,06
Dutibilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,29	-	0,12	-	-
As mín [cm]	1,14	1,91	0,86	1,29	0,86	1,26	0,86
As adotada [cm]	2 Ø 12,5	2 Ø 16	2 Ø 16 + 1 Ø 12,5	3 Ø 10	3 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 8
	2,45	4,02	5,25	2,36	2,36	1,57	1,01
Armadura Transversal							
Cortante máximo da viga [kN]	53,29						
V _c = V _{c0} [kN]	-	58,94	-	42,93	-	42,93	-
Verificação das bielas							
V _{sd} máx [kN]	-	74,61	-	74,61	-	74,61	-
VR _{d2} [kN]	-	345,35	-	251,52	-	251,52	-
VR _{d2} > V _{sd} máx	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo							
As _{w/s} mín [cm / m]	-	1,83	-	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	-	21,42	-	15,60	-	15,60	-
As _{w/s} adotada [cm / m]	-	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	-	1,87	-	2,62	-	2,62	-
Cortante relativo ao estribo mínimo							
V _{sw} mín [kN]	-	26,14	-	26,67	-	26,67	-
V _{sd} mín [kN]	-	85,08	-	69,59	-	69,59	-
V _s mín [kN]	-	60,77	-	49,71	-	49,71	-
Cortante reduzido							
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-	-	-	-	-
As _{w/s} [cm / m]	-	-	-	-	-	-	-
As _{w/s} adotada [cm / m]	-	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	-	1,87	-	2,62	-	2,62	-

Viga 11 = Viga 12	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C
Seção	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00
Altura útil [cm]	36,10	35,88	34,25	35,70	35,88
Comprimento da viga [cm]	-	482,50	-	572,50	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	0,00	-	0,00	-
b3 [cm]	-	36,19	-	42,94	-
Largura da mesa [cm]	-	55,19	-	61,94	-
Armadura Longitudinal					
Momento característico [kN m]	9,72	21,62	46,84	44,20	29,62
Momento de cálculo [kN cm]	1360,26	3026,80	6556,90	6188,00	4146,83
y [cm]	1,11	0,85	6,07	1,57	3,51
y23 [cm]	7,48	7,43	7,10	7,40	7,43
Domínio	2	2	2	2	2
y < hf	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm]	0,88	1,96	4,83	4,08	2,80
Dutilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,04	0,03	-	0,06	0,12
Dutilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,22	-	-
As mín [cm]	1,14	1,79	1,14	1,91	1,14
As adotada [cm]	2 Ø 10	2 Ø 12,5	4 Ø 12,5	2 Ø 16	2 Ø 12,5
	1,57	2,45	4,91	4,02	2,45
Armadura Transversal					
Cortante máximo da viga [kN]	59,80				
Vc = Vc0 [kN]	-	59,23	-	58,94	-
Verificação das bielas					
Vsd máx [kN]	-	83,72	-	83,72	-
VRd2 [kN]	-	347,04	-	345,35	-
VRd2 > Vsd máx	-	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo					
Asw/s mín [cm/m]	-	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	-	21,53	-	21,42	-
Asw/s adotada [cm/m]	-	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm	-
	-	1,87	-	1,87	-
Cortante relativo ao estribo mínimo					
Vsw mín [kN]	-	26,26	-	26,14	-
Vsd mín [kN]	-	85,49	-	85,08	-
Vs mín [kN]	-	61,07	-	60,77	-
Cortante reduzido					
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-	-	-
Asw/s [cm/m]	-	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm/m]	-	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm	-
	-	1,87	-	1,87	-

Viga 16 = Viga 17	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C
Seção	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	50,00	50,00	50,00	60,00	60,00
Altura útil [cm]	46,00	44,50	45,50	54,25	55,88
Comprimento da viga [cm]	-	482,50	-	572,50	-
Largura da viga [cm]	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
b1 [cm]	-	36,19	-	42,94	-
b3 [cm]	-	36,19	-	42,94	-
Largura da mesa [cm]	-	85,38	-	98,88	-
Armadura Longitudinal					
Momento característico [kN m]	14,80	35,65	71,74	72,89	35,17
Momento de cálculo [kN cm]	2071,72	4991,00	10043,60	10204,60	4924,30
γ [cm]	1,94	0,73	10,54	1,05	3,85
γ_{23} [cm]	9,53	9,22	9,43	11,24	11,58
γ_{im} [cm]	-	-	22,87	-	-
Domínio	2	2	3	2	2
$\gamma < hf$	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm]	1,06	2,60	5,74	4,37	2,10
Dutibilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,05	0,02	-	0,02	0,09
Dutibilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,29	-	-
As mín [cm]	0,98	2,11	0,98	2,59	1,17
As adotada [cm]	2 Ø 10 1,57	4 Ø 10 3,14	2 Ø 20 6,28	4 Ø 12,5 4,91	2 Ø 12,5 2,45
Armadura Transversal					
Vão	Trecho AB	Apoio B (Trecho AB)	Apoio B (Trecho BC)	Trecho BC	Apoio C (Trecho BC)
Cortante máximo da viga [kN]	85,75				
$V_c = V_{c0}$ [kN]	50,27	50,27	61,28	61,28	61,28
Verificação das bielas					
Vsd máx [kN]	120,05	120,05	120,05	120,05	120,05
VRd2 [kN]	294,54	294,54	359,07	359,07	359,07
VRd2 > Vsd máx	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!
Estribo mínimo					
Asw/s mín [cm/m]	1,26	1,26	1,26	1,26	1,26
S máx [cm]	26,70	26,70	32,55	32,55	32,55
Asw/s adotada [cm/m]	Ø 5 c/ 26 cm 1,51	Ø 5 c/ 26 cm 1,51	Ø 5 c/ 30 cm 1,31	Ø 5 c/ 30 cm 1,31	Ø 5 c/ 30 cm 1,31
Cortante relativo ao estribo mínimo					
Vsw mín [kN]	26,31	26,31	27,82	27,82	27,82
Vsd mín [kN]	76,58	76,58	89,10	89,10	89,10
Vs mín [kN]	54,70	54,70	63,65	63,65	63,65
Cortante reduzido					
Carga distribuída [kN/m]	-	24,44	22,83	-	22,83
Cortante máximo no trecho [kN]	-	76,18	85,75	-	76,61
Cortante reduzido [kN]	-	68,30	77,27	-	68,13
Asw/s [cm/m]	-	2,60	2,21	-	1,61
Asw/s adotada [cm/m]	Ø 5 c/ 26 cm 1,51	Ø 5 c/ 15 cm 2,62	Ø 5 c/ 17 cm 2,31	Ø 5 c/ 30 cm 1,31	Ø 5 c/ 24 cm 1,64

Vigas Isostáticas	Viga 3		Viga 6		Viga 9 = Viga 10	Viga 14 = Viga 15			Viga 20
Vão/Apoio	Vão AB	Apoio A e B	Vão AB	Apoio A e B	Vão AB	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Trecho AB
Seção	Retangular		Retangular		T	Retangular	T	Retangular	Retangular
h adotado [cm]	30,00		30,00		40,00	45,00			20,00
Altura útil [cm]	26,00	26,10	26,00	26,10	35,88	40,88	39,25	40,70	16,10
Comprimento da viga [cm]	370,00		370,00		572,50	482,50			205,00
Largura da viga [cm]	19,00		19,00		13,00	13,00			13,00
b1 [cm]	-		-		0,00	-	48,25	-	-
b3 [cm]	-		-		57,25	-	48,25	-	-
Largura da mesa [cm]	-		-		70,25	-	96,50	-	-
Momento característico [kN m]	11,29	6,59	15,57	8,23	27,37	24,77	54,12	34,66	3,30
Momento de cálculo [kN cm]	1580,60	922,61	2179,80	1151,71	3831,80	3468,44	7576,80	4852,41	462,00
y [cm]	1,82	1,04	2,55	1,31	0,84	3,76	1,11	5,39	1,26
y23 [cm]	5,39	5,41	5,39	5,41	7,43	8,47	8,13	8,43	3,34
Domínio	2	2	2	2	2	2,00	2,00	2,00	2
y < hf	-	-	-	-	OK!	-	OK!	-	-
Armadura Longitudinal									
As necessária [cm²]	1,45	0,83	2,03	1,04	2,49	2,05	4,50	2,94	0,69
Dutilidade (α/d) < 0,45	0,09	0,05	0,12	0,06	0,03	0,11	0,04	0,17	0,10
As mín [cm²]	0,86	0,86	0,86	0,86	0,78	0,88	0,88	0,88	0,39
As adotada [cm²]	2 Ø 10	2 Ø 8	3 Ø 10	2 Ø 8	2 Ø 12,5	2 Ø 12,5	4 Ø 12,5	2 Ø 16	2 Ø 8
	1,57	1,01	2,36	1,01	2,45	2,45	4,91	4,02	1,01
Armadura Transversal									
Cortante máximo da viga [kN]	19,33		22,53		19,12	73,49			6,40
Vc = Vc0 [kN]	42,93		42,93		40,53	44,34			18,19
Verificação das bielas									
Vsd máx [kN]	27,06		31,54		26,77	102,89			8,96
VRd2 [kN]	251,52		251,52		237,45	259,79			106,56
VRd2 > Vsd máx	OK!		OK!		OK!	OK!			OK!
Estribo mínimo									
Asw/s mín [cm²/m]	1,83		1,83		1,26	1,26			1,26
S máx [cm]	15,60		15,60		21,53	23,55			9,66
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 5 c/ 15 cm		Ø 5 c/ 15 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 23 cm			Ø 5 c/ 9 cm
	2,62		2,62		1,87	1,71			4,36
Cortante relativo ao estribo mínimo									
Vsw mín [kN]	26,67		26,67		26,26	26,28			27,48
Vsd mín [kN]	69,59		69,59		66,79	70,61			45,67
Vs mín [kN]	49,71		49,71		47,71	50,44			32,62
Cortante reduzido									
Carga distribuída [kN/m]	-		-		-	25,30	-	25,30	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-		-		-	63,10	-	73,64	-
Cortante reduzido [kN]	-		-		-	55,60	-	66,14	-
Asw/s [cm²/m]	-		-		-	2,18	-	3,14	-
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 5 c/ 15 cm		Ø 5 c/ 15 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 17 cm	Ø 5 c/ 23 cm	Ø 5 c/ 12 cm	Ø 5 c/ 9 cm
	2,62		2,62		1,87	2,31	1,71	3,27	4,36

Viga 2 = Viga 7	Balço	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	60,00	60,00	60,00	50,00	50,00	50,00
Altura útil [cm]	34,25	34,25	53,90	55,50	56,00	46,00	46,00	46,10
Comprimento da viga [cm]	177,50	-	572,50	-	440,00	-	362,50	-
Largura da viga [cm]	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00	13,00
b1 [cm]	35,50	-	34,35	-	26,40	-	27,19	-
b3 [cm]	0,00	-	34,35	-	26,40	-	27,19	-
Largura da mesa [cm]	48,50	-	81,70	-	65,80	-	67,38	-
Armadura Longitudinal								
Momento característico [kN m]	-	44,41	86,28	88,21	19,88	16,26	19,13	7,85
Momento de cálculo [kN cm]	-	6217,40	12079,20	12349,82	2783,20	2276,47	2678,20	1099,51
y [cm]	-	8,80	1,53	10,37	0,42	2,14	0,48	1,02
y23 [cm]	-	7,10	11,17	11,50	11,60	9,53	9,53	9,55
y _{lim} [cm]	-	17,22	-	-	-	-	-	-
Domínio	2	3	2	2	2	2	2	2
y < hf	OK!	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm ²]	4,79	4,79	5,23	5,65	1,15	1,17	1,35	0,55
Dutilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,32	0,32	0,04	-	0,01	-	0,01	-
Dutilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	-	0,23	-	0,06	-	0,03
As mín [cm ²]	0,78	0,78	2,41	1,17	2,08	0,98	1,79	0,98
As adotada [cm ²]	4 Ø 12,5	4 Ø 12,5	2 Ø 16 + 2 Ø 10	2 Ø 20	2 Ø 12,5	2 Ø 10	2 Ø 12,5	2 Ø 8
	4,91	4,91	5,59	6,28	2,45	1,57	2,45	1,01
Armadura Transversal								
Vão	Balço	Apoio A (Trecho AB)	Trecho AB	Apoio B (Trecho AB)	Trecho BC	-	Trecho CD	-
Cortante máximo da viga [kN]	130,37							
V _c = V _{c0} [kN]	38,69	60,89	60,89	60,89	63,26	-	51,96	-
Verificação das bielas								
V _{sd} máx [kN]	182,52	182,52	182,52	182,52	182,52	-	182,52	-
VR _{d2} [kN]	226,70	356,76	356,76	356,76	370,66	-	304,47	-
VR _{d2} > V _{sd} máx	OK!	OK!	OK!	OK!	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo								
As _{w/s} mín [cm ² /m]	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	-	1,51	-
S máx [cm]	20,55	32,34	32,34	32,34	33,60	-	27,60	-
As _{w/s} adotada [cm ² /m]	Ø 5 c/ 20 cm	Ø 5 c/ 26 cm	Ø 5 c/ 26 cm	Ø 5 c/ 26 cm	Ø 5 c/ 26 cm	-	Ø 5 c/ 26 cm	-
	1,96	1,51	1,51	1,51	1,51	-	1,51	-
Cortante relativo ao estribo mínimo								
V _{sw} mín [kN]	26,28	31,86	31,86	31,86	33,11	-	27,19	-
V _{sd} mín [kN]	64,97	92,75	92,75	92,75	96,36	-	79,16	-
V _s mín [kN]	46,41	66,25	66,25	66,25	68,83	-	56,54	-
Cortante reduzido								
Carga distribuída [kN/m]	-	25,56	-	25,56	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	81,74	-	130,37	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	74,17	-	118,17	-	-	-	-
As _{w/s} [cm ² /m]	-	2,04	-	4,95	-	-	-	-
As _{w/s} adotada [cm ² /m]	Ø 5 c/ 20 cm	Ø 5 c/ 19 cm	Ø 5 c/ 26 cm	Ø 5 c/ 8 cm	Ø 5 c/ 26 cm	-	Ø 5 c/ 26 cm	-
	1,96	2,07	1,51	4,91	1,51	-	1,51	-

Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: Modelos Isolado e Integrado

Viga 4	Balço	Apoio A	Vão AB		Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D	Vão DE	Apoio E
Seção	T	Retangular	T	Retangular	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	50,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Altura útil [cm]	33,90	33,90	36,00	36,00	35,88	45,70	25,70	26,00	26,00	26,00	26,00
Comprimento da viga [cm]	177,50	-	440,00	440,00	-	572,50	-	362,50	-	370,00	-
Largura da viga [cm]	13,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	35,50	-	26,40	-	-	34,35	-	21,75	-	27,75	-
b3 [cm]	0,00	-	0,00	-	-	34,35	-	21,75	-	0,00	-
Largura da mesa [cm]	48,50	-	45,40	-	-	87,70	-	62,50	-	46,75	-
Armadura Longitudinal											
Momento característico [kN m]	-	50,28	8,56	6,62	38,36	81,01	37,66	12,14	15,30	14,03	10,57
Momento de cálculo [kN cm]	-	7039,20	1198,40	926,80	5370,47	11341,40	5271,70	1699,60	2142,00	1964,20	1479,12
y [cm]	-	6,65	0,40	0,75	4,62	1,58	6,84	0,58	2,50	0,90	1,70
y ₂₃ [cm]	-	7,02	7,46	7,46	7,43	9,47	5,33	5,39	5,39	5,39	5,39
y _{lim} [cm]	-	-	-	-	-	-	12,92	-	-	-	-
Domínio	-	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2
y < hf	OK!	-	OK!	-	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm ²]	5,30	5,30	0,77	0,60	3,68	5,81	5,44	1,52	1,99	1,77	1,35
Dutilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,25	0,25	0,01	0,03	-	0,04	-	0,03	-	0,04	-
Dutilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	-	-	0,16	-	0,33	-	0,12	-	0,08
As mín [cm ²]	0,78	1,14	1,62	1,14	1,14	2,56	0,86	1,51	0,86	1,27	0,86
As adotada [cm ²]	2 Ø 16 + 2 Ø 10	2 Ø 16 + 2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 8	3 Ø 12,5	3 Ø 16	3 Ø 16	2 Ø 10	3 Ø 10	3 Ø 10	2 Ø 10
	5,59	5,59	1,57	1,01	3,68	6,03	6,03	1,57	2,36	2,36	1,57
Armadura Transversal											
Vão	Balço	-	Trecho AB		Apoio B (Trecho BC)	Trecho BC	Apoio C (Trecho BC)	Trecho CD	-	Trecho DE	-
Cortante máximo da viga [kN]						79,66					
V _c = V _{c0} [kN]	38,29	-	59,44		75,45	75,45	75,45	42,93	-	42,93	-
Verificação das bielas											
V _{sd} máx [kN]	111,52	-	111,52		111,52	111,52	111,52	111,52	-	111,52	-
VR _{d2} [kN]	224,38	-	348,25		442,09	442,09	442,09	251,52	-	251,52	-
VR _{d2} > V _{sd} máx	OK!	-	OK!		OK!	OK!	OK!	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo											
Asw/s mín [cm ² /m]	1,26	-	1,83		1,83	1,83	1,83	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	20,34	-	21,60		27,42	27,42	27,42	15,60	-	15,60	-
Asw/s adotada [cm ² /m]	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	1,87	-	1,87		1,87	1,87	1,87	2,62	-	2,62	-
Cortante relativo ao estribo mínimo											
V _{sw} mín [kN]	24,82	-	26,36		33,46	33,46	33,46	26,67	-	26,67	-
V _{sd} mín [kN]	63,11	-	85,79		108,91	108,91	108,91	69,59	-	69,59	-
V _s mín [kN]	45,08	-	61,28		77,79	77,79	77,79	49,71	-	49,71	-
Cortante reduzido											
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-		26,37	-	26,37	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-		79,66	-	79,11	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-		70,97	-	71,11	-	-	-	-
Asw/s [cm ² /m]	-	-	-		1,34	-	1,35	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm ² /m]	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	1,87	-	1,87		1,87	1,87	1,87	2,62	-	2,62	-

Viga 5	Balanco	Apoio A	Vão AB		Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D	Vão DE	Apoio E
Seção	T	Retangular	T	Retangular	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	40,00	40,00	40,00	50,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Altura útil [cm]	33,90	33,90	36,00	36,00	35,88	45,70	25,70	26,00	26,00	25,88	26,00
Comprimento da viga [cm]	177,50	-	440,00	440,00	-	572,50	-	362,50	-	370,00	-
Largura da viga [cm]	13,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	35,50	-	26,40	-	-	34,35	-	21,75	-	27,75	-
b3 [cm]	0,00	-	0,00	-	-	34,35	-	21,75	-	0,00	-
Largura da mesa [cm]	48,50	-	45,40	-	-	87,70	-	62,50	-	46,75	-
Armadura Longitudinal											
Momento característico [kN m]	-	50,28	8,56	6,68	38,48	81,25	37,03	12,14	16,92	18,07	12,62
Momento de cálculo [kN cm]	-	7039,20	1198,40	935,20	5387,13	11375,00	5184,83	1699,60	2368,10	2529,80	1767,04
y [cm]	-	6,65	0,40	0,76	4,64	1,59	6,70	0,58	2,78	1,17	2,04
y23 [cm]	-	7,02	7,46	7,46	7,43	9,47	5,33	5,39	5,39	5,36	5,39
y _{lim} [cm]	-	-	-	-	-	-	12,92	-	-	-	-
Domínio	-	2	2	2	2	2	3	2	2	2	2
y < hf	OK!	-	OK!	-	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm²]	5,30	5,30	0,77	0,60	3,69	5,83	5,34	1,52	2,21	2,30	1,63
Dutilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,25	0,25	0,01	0,03	-	0,04	-	0,03	-	0,06	-
Dutilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	-	-	0,16	-	0,33	-	0,13	-	0,10
As mín [cm²]	0,78	1,14	1,62	1,14	1,14	2,56	0,86	1,51	0,86	1,27	0,86
As adotada [cm²]	2 Ø 16 + 2 Ø 10	2 Ø 16 + 2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 8	3 Ø 12,5	3 Ø 16	3 Ø 16	2 Ø 10	3 Ø 10	2 Ø 12,5	3 Ø 10
	5,59	5,59	1,57	1,01	3,68	6,03	6,03	1,57	2,36	2,45	2,36
Armadura Transversal											
Vão	Balanco	-	Trecho AB		Apoio B (Trecho BC)	Trecho BC	Apoio C (Trecho BC)	Trecho CD	-	Trecho DE	-
Cortante máximo da viga [kN]						79,80					
Vc = Vc0 [kN]	38,29	-	59,44		75,45	75,45	75,45	42,93	-	42,72	-
Verificação das bielas											
Vsd máx [kN]	111,72	-	111,72		111,72	111,72	111,72	111,72	-	111,72	-
VRd2 [kN]	224,38	-	348,25		442,09	442,09	442,09	251,52	-	250,31	-
VRd2 > Vsd máx	OK!	-	OK!		OK!	OK!	OK!	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo											
Asw/s mín [cm²/m]	1,26	-	1,83		1,83	1,83	1,83	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	20,34	-	21,60		27,42	27,42	27,42	15,60	-	15,53	-
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	1,87	-	1,87		1,87	1,87	1,87	2,62	-	2,62	-
Cortante relativo ao estribo mínimo											
Vsw mín [kN]	24,82	-	26,36		33,46	33,46	33,46	26,67	-	26,54	-
Vsd mín [kN]	63,11	-	85,79		108,91	108,91	108,91	69,59	-	69,26	-
Vs mín [kN]	45,08	-	61,28		77,79	77,79	77,79	49,71	-	49,47	-
Cortante reduzido											
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-		26,37	-	26,37	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-		79,80	-	78,98	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-		71,11	-	70,98	-	-	-	-
Asw/s [cm²/m]	-	-	-		1,35	-	1,34	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 5 c/ 21 cm	-	Ø 5 c/ 21 cm		Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 21 cm	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	1,87	-	1,87		1,87	1,87	1,87	2,62	-	2,62	-

Viga 13	Apoio A	Vão AB	Apoio B		Vão BC		Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	Retangular	T	Retangular		T	Retangular	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	40,00	40,00	30,00		30,00	30,00	30,00	40,00	40,00
Altura útil [cm]	35,37	35,37	25,37		25,97	25,37	25,37	35,37	35,37
Comprimento da viga [cm]	-	572,50	-		215,00		-	572,50	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00		19,00		19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	42,94	-		12,90		-	42,94	-
b3 [cm]	-	42,94	-		-		-	42,94	-
Largura da mesa [cm]	-	104,88	-		31,90		-	104,88	-
Armadura Longitudinal									
Momento característico [kN m]	-	96,23	45,38		2,56	37,69	45,38	96,23	-
Momento de cálculo [kN cm]	-	13472,20	6353,41		358,40	5276,60	6353,41	13472,20	-
y [cm]	-	2,05	8,74		0,40	6,97	8,74	2,05	-
y23 [cm]	-	7,33	5,26		5,38	5,26	5,26	7,33	-
y _{lim} [cm]	-	-	12,75		13,06	12,75	12,75	-	-
Domínio	-	2	3		3	3	3	2	-
y < hf	-	OK!	-		-	-	-	OK!	-
As necessária [cm²]	-	9,02	6,68	1,34	0,54	5,54	6,68	1,34	9,02
Dutibilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,07	0,07	-		0,02	0,34	-	0,07	0,07
Dutibilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,43		-	-	0,43	-	-
As mín [cm²]	-	2,69	0,86		1,05	1,05	0,86	2,69	-
As adotada [cm²]	-	3 Ø 20	2 Ø 20 + 1 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 8	3 Ø 16	2 Ø 20 + 1 Ø 10	2 Ø 10	3 Ø 20
	-	9,42	7,07	1,57	1,01	6,03	7,07	1,57	9,42
Armadura Transversal									
Vão	Apoio A (Trecho AB)	Trecho AB	Apoio B (Trecho AB)		Trecho BC	Apoio C (Trecho CD)		Trecho CD	Apoio D (Trecho CD)
Cortante máximo da viga [kN]					90,25				
Vc = Vc0 [kN]	58,40	58,40	58,40		41,89	58,40		58,40	58,40
Verificação das bielas									
Vsd máx [kN]	126,35	126,35	126,35		126,35	126,35		126,35	126,35
VRd2 [kN]	342,16	342,16	342,16		245,42	342,16		342,16	342,16
VRd2 > Vsd máx	OK!	OK!	OK!		OK!	OK!		OK!	OK!
Estribo mínimo									
Asw/s mín [cm²/m]	2,20	2,20	2,20		2,20	2,20		2,20	2,20
S máx [cm]	21,22	21,22	21,22		15,22	21,22		21,22	21,22
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm		Ø 5 c/ 15 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm		Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm
	2,97	2,97	2,97		2,62	2,97		2,97	2,97
Cortante relativo ao estribo mínimo									
Vsw mín [kN]	41,13	41,13	41,13		26,02	41,13		41,13	41,13
Vsd mín [kN]	99,52	99,52	99,52		67,91	99,52		99,52	99,52
Vs mín [kN]	71,09	71,09	71,09		48,51	71,09		71,09	71,09
Cortante reduzido									
Carga distribuída [kN/m]	-	-	28,76		-	28,76		-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	74,40	-	90,25		-	90,25		-	74,40
Cortante reduzido [kN]	-	-	83,73		-	83,73		-	-
Asw/s [cm²/m]	3,30	-	5,92		-	5,92		-	3,30
Asw/s adotada [cm²/m]	Ø 6,3 c/ 19 cm	Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 10 cm		Ø 5 c/ 15 cm	Ø 6,3 c/ 10 cm		Ø 6,3 c/ 21 cm	Ø 6,3 c/ 19 cm
	3,28	2,97	6,23		2,62	6,23		2,97	3,28

Armadura dupla (Apoio B e C)

x dúctil [cm]	8,37
y dúctil [cm]	6,70

Md decútil [kN cm]

d' [cm]	4,00
ε s2	0,00262
ε yd	0,00207
σ 2 [kN/cm²]	43,48
As' [cm²]	1,34
As [cm²]	6,68

Viga 18	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Altura útil [cm]	25,88	25,88	25,88	26,10	26,00	26,00	26,00
Comprimento da viga [cm]	-	482,50	-	247,50	-	325,00	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	36,19	-	14,85	-	24,38	-
b3 [cm]	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
Largura da mesa [cm]	-	55,19	-	33,85	-	43,38	-
Armadura Longitudinal							
Momento característico [kN m]	20,40	22,68	20,20	3,83	9,02	14,19	9,63
Momento de cálculo [kN cm]	2855,81	3175,20	2827,44	536,20	1262,59	1986,60	1348,42
y [cm]	3,41	1,25	3,38	0,34	1,44	0,99	1,54
y ₂₃ [cm]	5,36	5,36	5,36	5,41	5,39	5,39	5,39
Domínio	2	2	2	2	2	2	2
y < hf	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm²]	2,72	2,89	2,69	0,48	1,15	1,79	1,23
Dutibilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,16	0,06	-	0,02	-	0,05	0,07
Dutibilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,16	-	0,07	-	-
As mín [cm²]	0,86	1,40	0,86	1,08	0,86	1,22	0,86
As adotada [cm²]	3 Ø 12,5	3 Ø 12,5	3 Ø 12,5	2 Ø 8	2 Ø 10	3 Ø 10	2 Ø 10
	3,68	3,68	3,68	1,01	1,57	2,36	1,57
Armadura Transversal							
Cortante máximo da viga [kN]				35,67			
V _c = V _{c0} [kN]	-	42,72	-	43,09	-	42,93	-
Verificação das bielas							
V _{sd} máx [kN]	-	49,94	-	49,94	-	49,94	-
VR _{d2} [kN]	-	250,31	-	252,48	-	251,52	-
VR _{d2} > V _{sd} máx	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo							
Asw/s mín [cm²/m]	-	1,83	-	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	-	15,53	-	15,66	-	15,60	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	-	2,62	-	2,62	-	2,62	-
Cortante relativo ao estribo mínimo							
V _{sw} mín [kN]	-	26,54	-	26,77	-	26,67	-
V _{sd} mín [kN]	-	69,26	-	69,86	-	69,59	-
V _s mín [kN]	-	49,47	-	49,90	-	49,71	-
Cortante reduzido							
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s [cm²/m]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-	Ø 5 c/ 15 cm	-
	-	2,62	-	2,62	-	2,62	-

Análise comparativa entre métodos de análise estrutural: Modelos Isolado e Integrado

Viga 19	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	Retangular	T	Retangular	T	Retangular	T	Retangular
h adotado [cm]	20,00	20,00	20,00	30,00	30,00	30,00	30,00
Altura útil [cm]	16,10	16,10	16,00	26,00	25,88	25,88	25,88
Comprimento da viga [cm]	-	205,00	-	367,50	-	482,50	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	15,38	-	22,05	-	36,19	-
b3 [cm]	-	0,00	-	0,00	-	0,00	-
Largura da mesa [cm]	-	34,38	-	41,05	-	55,19	-
Armadura Longitudinal							
Momento característico [kN m]	2,36	3,46	7,32	11,23	24,73	22,08	19,26
Momento de cálculo [kN cm]	330,33	484,40	1024,59	1572,20	3461,71	3091,20	2696,82
y [cm]	0,60	0,49	1,97	0,82	4,21	1,22	3,21
y23 [cm]	3,34	3,34	3,32	5,39	5,36	5,36	5,36
Domínio	2	2	2	2	2	2	2
y < hf	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
As necessária [cm²]	0,48	0,70	1,57	1,41	3,35	2,81	2,56
Dutibilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,05	0,04	-	0,04	-	0,06	0,16
Dutibilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,15	-	0,20	-	-
As mín [cm²]	0,57	0,80	0,57	1,19	0,86	1,40	0,86
As adotada [cm²]	2 Ø 8 1,01	2 Ø 8 1,01	2 Ø 10 1,57	2 Ø 10 1,57	3 Ø 12,5 3,68	2 Ø 12,5 + 1 Ø 8 2,95	2 Ø 12,5 + 1 Ø 8 2,95
Armadura Transversal							
Cortante máximo da viga [kN]				37,63			
Vc = Vc0 [kN]	-	26,58	-	42,93	-	42,72	-
Verificação das bielas							
Vsd máx [kN]	-	52,68	-	52,68	-	52,68	-
VRd2 [kN]	-	155,75	-	251,52	-	250,31	-
VRd2 > Vsd máx	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo							
Asw/s mín [cm²/m]	-	1,83	-	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	-	9,66	-	15,60	-	15,53	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 9 cm 4,36	-	Ø 5 c/ 15 cm 2,62	-	Ø 5 c/ 15 cm 2,62	-
Cortante relativo ao estribo mínimo							
Vsw mín [kN]	-	27,48	-	26,67	-	26,54	-
Vsd mín [kN]	-	54,06	-	69,59	-	69,26	-
Vs mín [kN]	-	38,62	-	49,71	-	49,47	-
Cortante reduzido							
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s [cm²/m]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 9 cm 4,36	-	Ø 5 c/ 15 cm 2,62	-	Ø 5 c/ 15 cm 2,62	-

Viga 21	Apoio A	Vão AB	Apoio B	Vão BC	Apoio C	Vão CD	Apoio D
Seção	Retangular	Retangular	Retangular	T	Retangular	Retangular	Retangular
h adotado [cm]	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00	20,00
Altura útil [cm]	16,00	16,00	16,00	16,10	16,10	16,10	16,10
Comprimento da viga [cm]	-	325,00	-	215,00	-	205,00	-
Largura da viga [cm]	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00	19,00
b1 [cm]	-	-	-	12,90	-	-	-
b3 [cm]	-	-	-	0,00	-	-	-
Largura da mesa [cm]	-	-	-	31,90	-	-	-
Armadura Longitudinal							
Momento característico [kN m]	7,77	6,30	6,93	2,63	3,29	2,54	2,48
Momento de cálculo [kN cm]	1087,82	882,00	969,85	368,20	460,53	355,60	346,94
y [cm]	2,10	1,68	1,86	0,40	0,85	0,65	0,64
y23 [cm]	3,32	3,32	3,32	3,34	3,34	3,34	3,34
Domínio	2	2	2	2	2	2	2
y < hf	-	-	-	OK!	-	-	-
As necessária [cm²]	1,67	1,34	1,48	0,53	0,68	0,52	0,51
Dutilidade sem redução (x/d) < 0,45	0,16	0,13	-	0,03	-	0,05	0,05
Dutilidade com redução (x/d) < 0,33	-	-	0,15	-	0,07	-	-
As mín [cm²]	0,57	0,57	0,57	0,76	0,57	0,57	0,57
As adotada [cm²]	3 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 10	2 Ø 8	2 Ø 8	2 Ø 8	2 Ø 8
	2,36	1,57	1,57	1,01	1,01	1,01	1,01
Armadura Transversal							
Cortante máximo da viga [kN]				17,06			
Vc = Vc0 [kN]	-	26,42	-	26,58	-	26,58	-
Verificação das bielas							
Vsd máx [kN]	-	23,88	-	23,88	-	23,88	-
VRd2 [kN]	-	154,78	-	155,75	-	155,75	-
VRd2 > Vsd máx	-	OK!	-	OK!	-	OK!	-
Estribo mínimo							
Asw/s mín [cm²/m]	-	1,83	-	1,83	-	1,83	-
S máx [cm]	-	9,60	-	9,66	-	9,66	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 9 cm	-	Ø 5 c/ 9 cm	-	Ø 5 c/ 9 cm	-
	-	4,36	-	4,36	-	4,36	-
Cortante relativo ao estribo mínimo							
Vsw mín [kN]	-	27,31	-	27,48	-	27,48	-
Vsd mín [kN]	-	53,73	-	54,06	-	54,06	-
Vs mín [kN]	-	38,38	-	38,62	-	38,62	-
Cortante reduzido							
Carga distribuída [kN/m]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante máximo no trecho [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Cortante reduzido [kN]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s [cm²/m]	-	-	-	-	-	-	-
Asw/s adotada [cm²/m]	-	Ø 5 c/ 9 cm	-	Ø 5 c/ 9 cm	-	Ø 5 c/ 9 cm	-
	-	4,36	-	4,36	-	4,36	-

Cargas nas vigas											
Viga	Comprimento do vão (lf) [m]	hVig adotado [cm]	Peso próprio (PpVig) [kN/m]	Alvenaria (Pa) [kN/m]	Carga Total [kN/m]	Ação das lajes [kN/m]		Ação de vigas [kN]	Alvenaria na laje [kN]		
Viga 1a	5,73	40,00	1,90	8,66	10,93	5,89		-	5,24		
Viga 1b	4,40	30,00	1,43	9,03	10,45	3,51		-	4,65		
Viga 1c	3,63	30,00	1,43	9,03	10,45	3,44		-	-		
Viga 2a	1,78	40,00	1,30	2,16	6,27	1,98		19,12	-		
Viga 2b	5,73	60,00	1,95	4,75	6,92	10,02	7,76	70,86	-		
Viga 2c	4,40	60,00	1,95	4,75	6,92	5,98	8,16	-	-		
Viga 2d	3,63	50,00	1,63	4,97	6,59	5,86	6,45	-	-		
Viga 3	3,70	30,00	1,43	9,03	10,45	-		-	-		
Viga 4a	1,78	40,00	1,30	2,16	10,33	1,98		19,12	-		
Viga 4b	4,40	40,00	1,90	8,66	10,93	4,56		-	-		
Viga 4c	5,73	50,00	2,38	8,30	11,40	8,16	5,28	-	7,81		
Viga 4d	3,63	30,00	1,43	9,03	10,45	6,45	5,28	-	-		
Viga 4e	3,70	30,00	1,43	9,03	10,45	5,28		-	-		
Viga 5a	1,78	40,00	1,30	2,16	10,33	1,98		19,12	-		
Viga 5b	4,40	40,00	1,90	8,66	10,93	4,56		-	-		
Viga 5c	5,73	50,00	2,38	8,30	11,40	8,16	5,28	-	7,81		
Viga 5d	3,63	30,00	1,43	9,03	10,45	6,45	5,28	-	-		
Viga 5e	3,70	30,00	1,43	9,03	10,45	5,28		6,40	-		
Viga 6	3,70	30,00	1,43	9,03	10,45	-		6,40	-		
Viga 7a	1,78	40,00	1,30	2,16	6,27	1,98		19,12	-		
Viga 7b	5,73	60,00	1,95	4,75	6,92	10,02	7,76	70,86	-		
Viga 7c	4,40	60,00	1,95	4,75	6,92	5,98	8,16	-	-		
Viga 7d	3,63	50,00	1,63	4,97	6,59	5,86	6,45	-	-		
Viga 8a	5,73	40,00	1,90	8,66	10,93	5,89		-	5,24		
Viga 8b	4,40	30,00	1,43	9,03	10,45	3,51		-	4,65		
Viga 8c	3,63	30,00	1,43	9,03	10,45	3,44		-	-		
Viga 9	5,73	40,00	1,30	2,16	3,46	3,40		-	-		
Viga 10	5,73	40,00	1,30	2,16	3,46	3,40		-	-		
Viga 11a	4,83	40,00	1,90	8,66	10,56	5,07		-	-		
Viga 11b	5,73	40,00	1,90	8,66	10,56	3,40	5,68	-	-		
Viga 12a	5,73	40,00	1,90	8,66	10,56	3,40	5,68	-	-		
Viga 12b	4,83	40,00	1,90	8,66	10,56	5,07		-	-		
Viga 13a	5,73	40,00	1,90	0,00	10,93	9,67	8,16	-	-		
Viga 13b	2,15	30,00	1,43	9,03	10,45	2,86		-	-		
Viga 13c	5,73	40,00	1,90	0,00	10,93	9,67	8,16	-	-		
Viga 14	4,83	45,00	1,46	5,08	6,54	8,63	7,68	-	7,39	7,57	-
Viga 15	4,83	45,00	1,46	5,08	6,54	8,63	7,68	-	7,39	7,57	-
Viga 16a	4,83	50,00	1,63	4,97	6,59	7,68	7,36	-	7,57		
Viga 16b	5,73	60,00	1,95	4,75	6,92	8,16	7,74	-	11,72	12,26	7,67
Viga 17a	5,73	60,00	1,95	4,75	6,92	8,16	7,74	-	11,72	12,26	7,67
Viga 17b	4,83	50,00	1,63	4,97	6,59	7,68	7,36	-	7,57		
Viga 18a	4,83	30,00	1,43	9,03	10,45	4,32		-	-		
Viga 18b	2,48	30,00	1,43	9,03	10,45	4,55		-	-		
Viga 18c	3,25	30,00	1,43	9,03	10,45	4,55		-	6,72		
Viga 19a	2,05	20,00	0,95	9,39	10,34	4,55		-	-		
Viga 19b	3,68	30,00	1,43	9,03	10,81	4,55		-	6,72		
Viga 19c	4,83	30,00	1,43	9,03	10,81	4,32		-	-		
Viga 20	2,05	20,00	0,65	5,62	6,27	-		-	-		
Viga 21a	3,25	20,00	0,95	9,39	10,34	-		-	-		
Viga 21b	2,15	20,00	0,95	9,39	10,34	2,86		-	-		
Viga 21c	2,05	20,00	0,95	9,39	10,34	-		-	-		

APÊNDICE D – Tabelas de dimensionamento dos pilares

Neste apêndice estão representadas todas as tabelas referentes ao dimensionamento dos pilares. A seguir, as tabelas do dimensionamento dos pilares intermediários:

Pilar 5 = Pilar 23	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.
hx [m]	0,25	0,25	0,25	0,25
hy [m]	0,30	0,30	0,30	0,30
Peso próprio pilar [kN]	5,25			
Excentricidade Mínima - 1º Ordem				
eix,mín [cm]	2,25	2,25	2,25	2,25
eiy,mín [cm]	2,40	2,40	2,40	2,40
Excentricidade - 2º Ordem				
Direção x				
λ_x	38,75	38,75	38,75	38,75
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto
v	0,50	0,50	0,58	0,78
e2x [cm]	1,57	1,57	1,45	1,22
Direção y				
λ_y	32,29	32,29	32,29	32,29
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto
v	-	-	-	-
e2y [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Seção intermediária C				
eixc [cm]	3,82	3,82	3,70	3,47
eiy c [cm]	2,40	2,40	2,40	2,40
1º Situação de cálculo				
Nk [kN]	220,06	445,37	670,68	895,99
Mk x [kN m]	8,40	17,00	24,79	31,13
2º Situação de cálculo				
Nk [kN]	220,06	445,37	670,68	895,99
Mk y [kN m]	5,28	10,69	16,10	21,50
Armadura Longitudinal				
Nº de barras	4	4	4	6
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	16,00
Armadura Transversal				
Ø [mm]	5	5	5	5
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	19,00

Pilar 12 = Pilar 17	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.
hx [m]	0,30	0,30	0,30	0,30
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20
Peso próprio pilar [kN]	4,20			
Excentricidade Mínima - 1º Ordem				
eix,mín [cm]	2,40	2,40	2,40	2,40
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10
Excentricidade - 2º Ordem				
Direção x				
λ_x	32,29	32,29	32,29	32,29
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto
v	-	-	-	-
e2x [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Direção y				
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto
v	0,50	0,50	0,71	0,95
e2y [cm]	1,96	1,96	1,62	1,35
Seção intermediária C				
eixc [cm]	2,40	2,40	2,40	2,40
eiyC [cm]	4,06	4,06	3,72	3,45
1º Situação de cálculo				
Nk [kN]	215,57	435,34	655,11	874,88
Mk x [kN m]	5,17	10,45	15,72	21,00
2º Situação de cálculo				
Nk [kN]	215,57	435,34	655,11	874,88
Mk y [kN m]	8,75	17,67	24,34	30,18
Armadura Longitudinal				
Nº de barras	4	4	6	4 + 2
Ø [mm]	10,00	10,00	16,00	20 + 25
Armadura Transversal				
Ø [mm]	5	5	5	5
S Adotado [cm]	12,00	12,00	19,00	20,00

Pilar 7 = Pilar 25	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.
hx [m]	0,35	0,35	0,35	0,35
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20
Peso próprio pilar [kN]	4,90			
Excentricidade Mínima - 1º Ordem				
eix,mín [cm]	2,55	2,55	2,55	2,55
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10
Excentricidade - 2º Ordem				
Direção x				
λ_x	27,68	27,68	27,68	27,68
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto
v	-	-	-	-
e2x [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00
Direção y				
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto
v	0,50	0,50	0,67	0,90
e2y [cm]	1,96	1,96	1,67	1,40
Seção intermediária C				
eixc [cm]	2,55	2,55	2,55	2,55
eiy c [cm]	4,06	4,06	3,77	3,50
1º Situação de cálculo				
Nk [kN]	236,37	477,64	718,91	960,18
Mk x [kN m]	6,03	12,18	18,33	24,48
2º Situação de cálculo				
Nk [kN]	236,37	477,64	718,91	960,18
Mk y [kN m]	9,60	19,39	27,13	33,64
Armadura Longitudinal				
Nº de barras	4	4	6	8
Ø [mm]	10,00	10,00	16,00	20,00
Armadura Transversal				
Ø [mm]	5	5	5	5
S Adotado [cm]	12,00	12,00	19,00	20,00

A seguir, as tabelas do dimensionamento dos pilares de extremidade:

Pilar 2 = Pilar 28	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,25	0,25	0,25	0,25	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	3,50				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	357,14	357,14	357,14	357,14
Rinf [m]	357,14	357,14	357,14	357,14	-
Rviga [m]	818,39				
Meng perfeito [kN m]	53,16				
Mpsup [kN m]	-	12,39	12,39	12,39	16,15
Mpinf [kN m]	16,15	12,39	12,39	12,39	-
eiyA [cm]	10,56	4,00	2,66	2,60	
eiyB [cm]	8,10	4,00	2,66	1,99	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
aB x	1,00	1,00	1,00	1,00	
λx	38,75	38,75	38,75	38,75	
λ1x	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,61	0,81	
e2x [cm]	1,57	1,57	1,41	1,19	
Direção y					
aB y	0,40	0,40	0,40	0,40	
λy	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ1y	79,00	68,76	66,66	66,56	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,25	2,25	2,25	2,25	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eicy [cm]	4,22	1,60	1,06	1,04	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	152,92	309,34	465,76	622,18	
Mk x [kN m]	3,44	6,96	10,48	14,00	
Mk y [kN m]	17,22	14,55	15,65	20,51	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	5,84	11,81	17,07	21,43	
Mk y [kN m]	7,53	7,12	9,78	13,07	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	12,50	10,00	12,50	20,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	15,00	12,00	15,00	20,00	

Pilar 3 = Pilar 29	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	1122,63				
Meng perfeito [kN m]	43,87				
Mpsup [kN m]	-	7,40	7,40	7,40	8,90
Mpinf [kN m]	8,90	7,40	7,40	7,40	-
eiyA [cm]	8,37	3,44	2,28	2,05	
eiyB [cm]	6,96	3,44	2,28	1,71	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	
v	0,50	0,50	0,53	0,71	
e2x [cm]	1,96	1,96	1,90	1,62	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	75,58	67,87	66,06	65,71	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eicy [cm]	3,35	1,37	0,91	0,82	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	106,28	215,36	324,44	433,52	
Mk x [kN m]	2,23	4,52	6,81	9,10	
Mk y [kN m]	9,64	8,91	9,67	11,93	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	4,31	8,74	12,99	16,14	
Mk y [kN m]	4,30	4,52	6,81	9,10	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	12,50	20,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	15,00	20,00	

Pilar 6 = Pilar 24	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,40	0,40	0,40	0,40	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	5,60				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	571,43	571,43	571,43	571,43
Rinf [m]	571,43	571,43	571,43	571,43	-
Rviga [m]	818,39				
Meng perfeito [kN m]	59,48				
Mpsup [kN m]	-	17,33	17,33	17,33	24,46
Mpinf [kN m]	24,46	17,33	17,33	17,33	-
eiyA [cm]	8,91	3,12	2,08	2,19	
eiyB [cm]	6,31	3,12	2,08	1,55	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	24,22	24,22	24,22	24,22	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Eslbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	76,42	67,38	65,74	65,93	
Eslbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,70	2,70	2,70	2,70	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eicy [cm]	3,56	1,25	0,83	0,88	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	274,59	554,78	834,97	1115,16	
Mk x [kN m]	7,41	14,98	22,54	30,11	
Mk y [kN m]	26,38	21,21	23,17	32,26	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	7,41	14,98	22,54	30,11	
Mk y [kN m]	11,70	11,65	17,53	23,42	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	8	8	
Ø [mm]	12,50	10,00	12,50	20,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	15,00	12,00	15,00	20,00	

Pilar 8	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	1171,16				
Meng perfeito [kN m]	23,95				
Mpsup [kN m]	-	3,93	3,93	3,93	4,70
Mpinf [kN m]	4,70	3,93	3,93	3,93	-
eixA [cm]	5,18	2,13	1,42	1,27	
eixB [cm]	4,33	2,13	1,42	1,06	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λx	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda I x$	70,60	65,83	64,71	64,48	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	2,00	3,00	4,00	
λy	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda I y$	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,61	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,96	1,77	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	2,07	0,85	0,57	0,51	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	90,61	184,02	277,43	370,84	
Mk x [kN m]	5,33	5,21	5,87	7,79	
Mk y [kN m]	1,90	3,86	5,83	7,79	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	2,51	3,86	5,83	7,79	
Mk y [kN m]	3,68	7,47	11,26	14,36	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	6	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	12,50	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 9	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	11,92				
Mpsup [kN m]	-	3,30	3,30	3,30	4,55
Mpinf [kN m]	4,55	3,30	3,30	3,30	-
eixA [cm]	7,33	2,59	1,72	1,77	
eixB [cm]	5,31	2,59	1,72	1,28	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	73,96	66,55	65,18	65,27	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	2,00	3,00	4,00	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,50	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,96	1,96	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	2,93	1,04	0,69	0,71	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	62,11	127,02	191,93	256,84	
Mk x [kN m]	4,99	4,18	4,64	6,35	
Mk y [kN m]	1,30	2,67	4,03	5,39	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	2,26	2,67	4,03	5,39	
Mk y [kN m]	2,52	5,16	7,79	10,43	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 11 = Pilar 16	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,25	0,25	0,25	0,25	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	3,50				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	357,14	357,14	357,14	357,14
Rinf [m]	357,14	357,14	357,14	357,14	-
Rviga [m]	708,01				
Meng perfeito [kN m]	58,98				
Mpsup [kN m]	-	14,81	14,81	14,81	19,78
Mpinf [kN m]	19,78	14,81	14,81	14,81	-
eiyA [cm]	15,28	5,64	3,75	3,74	
eiyB [cm]	11,44	5,64	3,75	2,80	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	38,75	38,75	38,75	38,75	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Eslbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,52	0,69	
e2x [cm]	1,57	1,57	1,54	1,32	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	86,37	71,32	68,35	68,35	
Eslbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,25	2,25	2,25	2,25	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eiyC [cm]	6,11	2,26	1,50	1,50	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	129,43	262,36	395,29	528,22	
Mk x [kN m]	2,91	5,90	8,89	11,88	
Mk y [kN m]	20,68	16,65	17,58	23,47	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	4,94	10,02	14,99	18,84	
Mk y [kN m]	8,82	7,76	8,69	11,61	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	6	4	4	4	
Ø [mm]	12,50	10,00	12,50	20,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	15,00	12,00	15,00	20,00	

Pilar 13 = Pilar 18	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,35	0,35	0,35	0,35	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	4,90				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	500,00	500,00	500,00	500,00
Rinf [m]	500,00	500,00	500,00	500,00	-
Rviga [m]	1634,93				
Meng perfeito [kN m]	92,68				
Mpsup [kN m]	-	17,59	17,59	17,59	21,71
Mpinf [kN m]	21,71	17,59	17,59	17,59	-
eiyA [cm]	10,74	4,30	2,85	2,64	
eiyB [cm]	8,70	4,30	2,85	2,14	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	27,68	27,68	27,68	27,68	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Eslbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	79,28	69,22	66,96	66,62	
Eslbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,55	2,55	2,55	2,55	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eiyC [cm]	4,30	1,72	1,14	1,05	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	202,09	409,08	616,07	823,06	
Mk x [kN m]	5,15	10,43	15,71	20,99	
Mk y [kN m]	23,12	20,45	21,90	27,47	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	5,15	10,43	15,71	20,99	
Mk y [kN m]	10,10	9,90	12,94	17,28	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	6	4	6	8	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	16,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	19,00	

Pilar 14	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	526,15				
Meng perfeito [kN m]	18,50				
Mpsup [kN m]	-	4,82	4,82	4,82	6,51
Mpinf [kN m]	6,51	4,82	4,82	4,82	-
eiyA [cm]	7,14	2,60	1,73	1,75	
eiyB [cm]	5,28	2,60	1,73	1,29	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,61	
e2x [cm]	1,96	1,96	1,96	1,77	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	73,66	66,57	65,20	65,23	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eiyC [cm]	2,86	1,04	0,69	0,70	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	91,14	185,08	279,02	372,96	
Mk x [kN m]	1,91	3,89	5,86	7,83	
Mk y [kN m]	7,15	6,11	6,77	9,12	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	3,70	7,51	11,33	14,42	
Mk y [kN m]	3,24	3,89	5,86	7,83	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	16,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	19,00	

Pilar 15	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	19,11				
Mpsup [kN m]	-	5,28	5,28	5,28	7,30
Mpinf [kN m]	7,30	5,28	5,28	5,28	-
eixA [cm]	12,12	4,29	2,84	2,93	
eixB [cm]	8,77	4,29	2,84	2,12	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	81,44	69,20	66,93	67,07	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	2,00	3,00	4,00	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,50	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,96	1,96	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	4,85	1,71	1,13	1,17	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	60,24	123,28	186,32	249,36	
Mk x [kN m]	7,72	6,15	6,59	9,05	
Mk y [kN m]	1,27	2,59	3,91	5,24	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	3,34	2,98	3,91	5,24	
Mk y [kN m]	2,45	5,01	7,56	10,12	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 19	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	247,15				
Meng perfeito [kN m]	3,38				
Mpsup [kN m]	-	1,18	1,18	1,18	1,81
Mpinf [kN m]	1,81	1,18	1,18	1,18	-
eiyA [cm]	2,24	0,72	0,47	0,55	
eiyB [cm]	1,46	0,72	0,47	0,36	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	Medianamento esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,54	
e2x [cm]	1,96	1,96	1,96	1,88	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	66,00	63,62	63,24	63,35	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
eiyC [cm]	0,90	0,29	0,19	0,22	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	80,95	164,70	248,45	332,20	
Mk x [kN m]	1,70	3,46	5,22	6,98	
Mk y [kN m]	2,38	3,46	5,22	6,98	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	3,29	6,69	10,09	13,22	
Mk y [kN m]	1,70	3,46	5,22	6,98	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	12,50	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	15,00	

Pilar 20	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	22,83				
Mpsup [kN m]	-	6,31	6,31	6,31	8,72
Mpinf [kN m]	8,72	6,31	6,31	6,31	-
eixA [cm]	15,97	5,63	3,72	3,84	
eixB [cm]	11,55	5,63	3,72	2,78	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	87,45	71,30	68,32	68,51	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	1,00	1,00	1,00	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,50	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,96	1,96	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	6,39	2,25	1,49	1,54	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	54,62	112,04	169,46	226,88	
Mk x [kN m]	9,10	7,10	7,50	10,31	
Mk y [kN m]	1,15	2,35	3,56	4,76	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	3,87	3,31	3,71	5,08	
Mk y [kN m]	2,22	4,55	6,88	9,21	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 21	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	14,88				
Mpsup [kN m]	-	4,11	4,11	4,11	5,68
Mpinf [kN m]	5,68	4,11	4,11	4,11	-
eixA [cm]	8,11	2,88	1,90	1,97	
eixB [cm]	5,87	2,88	1,90	1,42	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	75,17	66,99	65,48	65,57	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	2,00	3,00	4,00	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,50	0,50	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,96	1,96	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	3,24	1,15	0,76	0,79	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	70,13	143,06	215,99	288,92	
Mk x [kN m]	6,18	5,11	5,63	7,71	
Mk y [kN m]	1,47	3,00	4,54	6,07	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	2,76	3,00	4,54	6,07	
Mk y [kN m]	2,85	5,81	8,77	11,73	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 26	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de extremidade - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	1171,16				
Meng perfeito [kN m]	23,95				
Mpsup [kN m]	-	3,93	3,93	3,93	4,70
Mpinf [kN m]	4,70	3,93	3,93	3,93	-
eixA [cm]	4,57	1,88	1,25	1,12	
eixB [cm]	3,82	1,88	1,25	0,94	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	69,64	65,44	64,45	64,25	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	1,00	2,00	3,00	4,00	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	35,00	35,00	35,00	35,00	
Esbeltez	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	Medianamente esbelto	
v	0,50	0,50	0,51	0,69	
e2y [cm]	1,96	1,96	1,94	1,65	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	1,83	0,75	0,50	0,45	
eicy [cm]	0,00	0,00	0,00	0,00	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	102,81	208,42	314,03	419,64	
Mk x [kN m]	5,42	5,39	6,59	8,81	
Mk y [kN m]	2,16	4,38	6,59	8,81	
Pior Situação de cálculo (Intermediária)					
Mk x [kN m]	2,60	4,38	6,59	8,81	
Mk y [kN m]	4,17	8,46	12,67	15,75	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	6	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	16,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	19,00	

A seguir, as tabelas do dimensionamento dos pilares de canto:

Pilar 1 = Pilar 27	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de canto - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	708,01				
Meng perfeito [kN m]	55,91				
Mpsup [kN m]	-	12,49	12,49	12,49	16,08
Mpinf [kN m]	16,08	12,49	12,49	12,49	-
eixA [cm]	20,56	7,84	5,20	5,00	
eixB [cm]	15,97	7,84	5,20	3,89	
Pilar de canto - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	840,07				
Meng perfeito [kN m]	24,00				
Mpsup [kN m]	-	4,86	4,86	4,86	6,09
Mpinf [kN m]	6,09	4,86	4,86	4,86	-
eiyA [cm]	7,79	3,05	2,02	1,90	
eiyB [cm]	6,21	3,05	2,02	1,51	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	94,62	74,75	70,62	70,32	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	74,67	67,27	65,66	65,46	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eixc [cm]	8,22	3,14	2,08	2,00	
eicy [cm]	3,12	1,22	0,81	0,76	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	78,20	159,20	240,20	321,20	
Mk x [kN m]	16,62	13,60	14,17	18,32	
Mk y [kN m]	6,64	5,97	6,54	8,34	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	6	4	4	6	
Ø [mm]	12,50	10,00	12,50	16,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	15,00	12,00	15,00	15,00	

Pilar 4	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de canto - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	471,72				
Meng perfeito [kN m]	13,58				
Mpsup [kN m]	-	3,72	3,72	3,72	5,12
Mpinf [kN m]	5,12	3,72	3,72	3,72	-
eixA [cm]	8,74	3,10	2,05	2,11	
eixB [cm]	6,35	3,10	2,05	1,53	
Pilar de canto - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	354,40				
Meng perfeito [kN m]	33,05				
Mpsup [kN m]	-	10,20	10,20	10,20	14,75
Mpinf [kN m]	14,75	10,20	10,20	10,20	-
eiyA [cm]	25,17	8,50	5,62	6,08	
eiyB [cm]	17,40	8,50	5,62	4,20	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λx	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda 1x$	76,16	67,34	65,70	65,80	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λy	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda 1y$	101,83	75,78	71,29	71,99	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eix [cm]	3,50	1,24	0,82	0,84	
eiy [cm]	10,07	3,40	2,25	2,43	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	58,60	120,00	181,40	242,80	
Mk x [kN m]	5,53	4,56	4,99	6,82	
Mk y [kN m]	15,16	11,04	11,47	16,45	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	8	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	12,50	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	15,00	

Pilar 10	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de canto - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	11,92				
Mpsup [kN m]	-	3,30	3,30	3,30	4,55
Mpinf [kN m]	4,55	3,30	3,30	3,30	-
eixA [cm]	12,51	4,36	2,87	2,96	
eixB [cm]	9,05	4,36	2,87	2,14	
Pilar de canto - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	155,90				
Meng perfeito [kN m]	9,89				
Mpsup [kN m]	-	3,89	3,89	3,89	6,40
Mpinf [kN m]	6,40	3,89	3,89	3,89	-
eiyA [cm]	17,58	5,14	3,39	4,16	
eiyB [cm]	10,68	5,14	3,39	2,52	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λx	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda_1 x$	82,05	69,31	66,99	67,12	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λy	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda_1 y$	89,97	70,53	67,79	68,99	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eix [cm]	5,01	1,74	1,15	1,18	
eiy [cm]	7,03	2,06	1,35	1,66	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	36,39	75,58	114,77	153,96	
Mk x [kN m]	4,81	3,82	4,10	5,63	
Mk y [kN m]	6,65	4,41	4,69	7,48	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 22	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de canto - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	462,16				
Meng perfeito [kN m]	14,88				
Mpsup [kN m]	-	4,11	4,11	4,11	5,68
Mpinf [kN m]	5,68	4,11	4,11	4,11	-
eixA [cm]	17,36	6,02	3,96	4,08	
eixB [cm]	12,56	6,02	3,96	2,95	
Pilar de canto - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	247,15				
Meng perfeito [kN m]	3,55				
Mpsup [kN m]	-	1,24	1,24	1,24	1,90
Mpinf [kN m]	1,90	1,24	1,24	1,24	-
eiyA [cm]	5,81	1,81	1,19	1,37	
eiyB [cm]	3,78	1,81	1,19	0,89	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_x	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1x}	89,62	71,91	68,69	68,87	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λ_y	48,44	48,44	48,44	48,44	
λ_{1y}	71,58	65,33	64,36	64,63	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eix [cm]	6,94	2,41	1,58	1,63	
eiy [cm]	2,32	0,73	0,48	0,55	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	32,75	68,30	103,85	139,40	
Mk x [kN m]	5,91	4,59	4,84	6,66	
Mk y [kN m]	2,13	1,72	2,18	2,93	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	4	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	10,00	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	12,00	

Pilar 30	Cobertura - 4º Pav.	4º Pav. - 3º Pav.	3º Pav. - 2º Pav.	2º Pav. - 1º Pav.	
hx [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
hy [m]	0,20	0,20	0,20	0,20	
Peso próprio pilar [kN]	2,80				
Pilar de canto - Momento fletor em x					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	471,72				
Meng perfeito [kN m]	13,58				
Mpsup [kN m]	-	3,72	3,72	3,72	5,12
Mpinf [kN m]	5,12	3,72	3,72	3,72	-
eixA [cm]	8,79	3,12	2,06	2,12	
eixB [cm]	6,38	3,12	2,06	1,54	
Pilar de canto - Momento fletor em y					
Rsup [m]	-	285,71	285,71	285,71	285,71
Rinf [m]	285,71	285,71	285,71	285,71	-
Rviga [m]	354,40				
Meng perfeito [kN m]	31,21				
Mpsup [kN m]	-	9,63	9,63	9,63	13,93
Mpinf [kN m]	13,93	9,63	9,63	9,63	-
eiyA [cm]	23,89	8,07	5,34	5,77	
eiyB [cm]	16,52	8,07	5,34	3,99	
Excentricidade - 2º Ordem					
Direção x					
$\alpha_B x$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λx	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda_1 x$	76,23	67,37	65,72	65,81	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2x [cm]	-	-	-	-	
Direção y					
$\alpha_B y$	0,40	0,40	0,40	0,40	
λy	48,44	48,44	48,44	48,44	
$\lambda_1 y$	99,84	75,10	70,84	71,51	
Esbeltez	Curto	Curto	Curto	Curto	
v	-	-	-	-	
e2y [cm]	-	-	-	-	
Excentricidade Mínima - 1º Ordem					
ea [cm]	0,70	0,70	0,70	0,70	
eix,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
eiy,mín [cm]	2,10	2,10	2,10	2,10	
Seção intermediária C					
eix [cm]	3,51	1,25	0,82	0,85	
eiy [cm]	9,56	3,23	2,13	2,31	
Pior Situação de cálculo (Extremidade)					
Nk [kN]	58,30	119,40	180,50	241,60	
Mk x [kN m]	5,53	4,56	4,98	6,81	
Mk y [kN m]	14,34	10,47	10,89	15,62	
Armadura Longitudinal					
Nº de barras	8	4	4	4	
Ø [mm]	10,00	10,00	10,00	12,50	
Armadura Transversal					
Ø [mm]	5	5	5	5	
S Adotado [cm]	12,00	12,00	12,00	15,00	