

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

MONIQUE DE BRITO FILGUEIRAS

**ESTUDO ESTRUTURAL E ECONÔMICO ENTRE VIGAS
METÁLICAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS**

CAMPO MOURÃO
2019

MONIQUE DE BRITO FILGUEIRAS

**ESTUDO ESTRUTURAL E ECONÔMICO ENTRE VIGAS
METÁLICAS E VIGAS DE CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS**

Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação apresentado à Disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso, do Curso Superior em Engenharia Civil do Departamento Acadêmico de Construção Civil - DACOC - da Universidade Tecnológica Federal do Paraná - UTFPR, para obtenção do título de bacharel em engenharia civil.

Orientador: Prof. Me. Candido Ricardo Tomazoni Coreia.

Co-orientador: Prof. Dr. Jeferson Rafael Bueno.

CAMPO MOURÃO
2019



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Câmpus Campo Mourão
Diretoria de Graduação e Educação Profissional
Departamento Acadêmico de Construção Civil
Coordenação de Engenharia Civil



TERMO DE APROVAÇÃO

Trabalho de Conclusão de Curso

ESTUDO ESTRUTURAL E ECONÔMICO ENTRE VIGAS METÁLICAS E DE CONCRETO ARMADO VIA MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

por

Monique de Brito Filgueiras

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi apresentado às 09h00min do dia 03 de Dezembro de 2019 como requisito parcial para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL, pela Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Após deliberação, a Banca Examinadora considerou o trabalho aprovado.

Prof^a. Dr^a. Jucélia Vieira Gealh
(UTFPR)

Prof. Dr. Douglas Fukunaga Surco
(UTFPR)

Prof. Dr. Jeferson Rafael Bueno
((UTFPR)
Co-orientador

**Prof. Me. Candido Ricardo Tomazoni
Coreia**
(UTFPR)
Orientador

Responsável pelo TCC: **Prof. Me. Valdomiro Lubachevski Kurta**

Coordenador do Curso de Engenharia Civil:

Prof. Dr(a). Paula Cristina de Souza

A Folha de Aprovação assinada encontra-se na Coordenação do Curso.

A minha querida mami

AGRADECIMENTOS

Agradeço infinitamente a Deus por me permitir estar aqui e concluir esta graduação que sempre sonhei, por sempre atender as minhas orações e acalmar o meu coração em todos os momentos de desespero e ansiedade e iluminar todos os meus passos nessa caminhada tão difícil e importante.

Agradeço aos meus pais José e Elizabete que sempre me apoiaram e estiveram ao meu lado em todas as decisões da minha vida, principalmente desde a minha aprovação e mudança para Campo Mourão, e a minha mãe em especial por sempre acolher minhas ligações de desespero e sempre saber a coisa certa a dizer com muito carinho e amor, nunca deixando que nada me enfraquecesse e sempre lembrando da minha importância, capacidade e objetivos.

Agradeço a todos os meus amigos que estiveram comigo nessa caminhada, especialmente as amigas que moram comigo Carol e Aurora, que tornaram essa rotina de estudos mais leve, as minhas amigas de curso Vitória, Camila e Mariana, por todos momentos especiais, pelos estudos e segredos compartilhados, ao meu amigo Fausto pelo apoio nas disciplinas e instalação de todos os softwares necessários ao longo do curso, ao meu amigo André pelo auxílio na confecção do template deste trabalho e ao grupo dos pezinhos pela ajuda no desenvolvimento de pesquisas científicas.

Agradeço também a todos os professores da UTFPR que tive ao longo desses anos, por todas as bagagens de conhecimento adquiridas, especialmente ao meu orientador e co-orientador Candido e Jeferson, por toda paciência, dedicação e ideias para que este trabalho fosse concluído, e também aos professores que compõe a banca, Jucélia e Douglas por toda a atenção e contribuição que serão dedicadas ao meu trabalho.

Por último, minha gratidão à Universidade Tecnológica Federal do Paraná, que se tornou minha segunda casa em Campo Mourão e que tanto me edificou e acolheu ao longo desses anos.

Muito obrigada.

RESUMO

As estruturas mais usadas no país são compostas por concreto armado ou perfis metálicos, entretanto as estruturas metálicas são mais comuns em edificações comerciais. Deste modo, para a melhor escolha de um projeto, a comparação em vários aspectos dessas estruturas se faz muito importante. Analisar as vantagens e desvantagens de um sistema estrutural otimiza a construção, acompanhando as evoluções e renovações ao longo dos anos. Assim, este estudo constitui-se em uma análise comparativa estrutural e econômica de estrutura de concreto armado e de aço em um projeto de um edifício comercial. As normas principais para esses sistemas são a NBR 6118 (2014) e NBR 8800 (2008), respectivamente para concreto armado e estrutura metálica. A modelagem e análise estrutural foi feita por meio do software Scia. Foi feito o pré-dimensionamento para a obtenção das dimensões geométricas, assim como a verificação para a estrutura metálica obtida através das fórmulas definidas em norma supracitada e a verificação para a estrutura em concreto armado, obtido através do software Scia Engineer. As vigas foram orçadas de acordo com a tabela SINAPI e por análise comercial na cidade de Campo Mourão-PR. As vigas de aço apresentaram uma excelente vantagem em relação ao concreto armado no quesito peso e resistência, representando cerca de 10% do peso total do concreto armado. Entretanto a economia de uma obra com estrutura metálica leva em consideração diversos fatores em comparação a uma obra em concreto armado e, por este motivo deve haver uma análise mais aprofundada, de forma que haja um melhor custo-benefício na escolha do sistema construtivo. Ao final do estudo foi possível concluir que a estrutura em concreto armado é mais viável economicamente, porém com a estrutura metálica as cargas transmitidas para a fundação são menores e ocorre maior rapidez na construção.

Palavras-chave: Estrutura metálica, Concreto armado, Tensões, Custo.

ABSTRACT

As most used structures in the country are composed of reinforced concrete or metal profiles, however as metal structures are more common in commercial buildings. In this mode, for the best choice of a project, the comparison in various aspects of these structures is very important. Analyze the advantages and advantages of a structural system optimized for construction, following developments and renovations over the years. Thus, this study studied in a comparative structural and economic analysis of reinforced concrete and steel structure in a project of a commercial building. The main standards for these systems are NBR 6118: 2014 and NBR 8800: 2008, respectively for reinforced concrete and steel structure. A modeling and structural analysis was made using the Scia software. It was made or pre-dimensioned for the use of geometric dimensions, as well as a check for a metal structure used by the above standard formulas and a check for the reinforced concrete structure using the Scia Engineer software. As beams were budgeted according to the table SINAPI and by commercial analysis in the city of Campo Mourão-PR. As steel beams seem to have an excellent advantage over reinforced concrete without weight and strength, they represent about 10% of the total weight of reinforced concrete. However, an economy of a steel framed work takes into account several factors compared to a concrete work and therefore there must be further analysis so that there is a better cost benefit in choosing the building system. At the end of the study, it was possible to conclude that a reinforced concrete structure is more economically viable, but with a metal structure as loads transmitted to a foundation are smaller and faster construction occurs.

Keywords: Metal structure, Reinforced concrete, Tension, Price.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1	– Tensões de tração e compressão na viga metálica	20
FIGURA 2	– Tensões de tração e compressão na viga de concreto armado	21
FIGURA 3	– Comparativo entre o peso das vigas	22
FIGURA 4	– Exemplo de Esquema Estrutural	24
FIGURA 5	– Diagrama tensão-deformação	25
FIGURA 6	– Diagrama na seção transversal	26
FIGURA 7	– Flexão Normal - Armadura Simples	27
FIGURA 8	– Flexão Normal - Armadura Dupla	29
FIGURA 9	– Trajetória das tensões principais em uma viga bi-apoiada no Estádio I	31
FIGURA 10	– Modelo Resistente	32
FIGURA 11	– Representação dos ângulos	32
FIGURA 12	– Flambagem na seção metálica	35
FIGURA 13	– Perfil metálico	36
FIGURA 14	– Força cortante na alma do perfil metálico	39
FIGURA 15	– Estrutura Metálica	41
FIGURA 16	– Planta Baixa	42
FIGURA 17	– Elevação 1	42
FIGURA 18	– Elevação 2	43
FIGURA 19	– Conexões flexíveis parafusadas	44
FIGURA 20	– Esquema Estrutural	45
FIGURA 21	– Planta baixa	46
FIGURA 22	– Elevação 1	47
FIGURA 23	– Elevação 2	48
FIGURA 24	– Viga 1	51
FIGURA 25	– Viga 2	52
FIGURA 26	– Viga 3	52
FIGURA 27	– Viga 4	53
FIGURA 28	– Viga 5	53
FIGURA 29	– Viga 6	54
FIGURA 30	– Carregamento da viga V2	55
FIGURA 31	– Diagrama de momento fletor	55
FIGURA 32	– Diagrama de força cortante	55
FIGURA 33	– Carregamento das viga V1 e V3	58
FIGURA 34	– Diagrama de momento fletor	59
FIGURA 35	– Diagrama de força cortante	59
FIGURA 36	– Carregamento da viga V2	62
FIGURA 37	– Diagrama de momento fletor	63
FIGURA 38	– Diagrama de força cortante	63
FIGURA 39	– Propriedades	64
FIGURA 40	– Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V2	65
FIGURA 41	– Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V2 para seção	

crítica	66
FIGURA 42 – Propriedades	69
FIGURA 43 – Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer para V1 e V3	70
FIGURA 44 – Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V1 e V3	71
FIGURA 45 – Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V4 e V6	74
FIGURA 46 – Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V5	76
FIGURA 47 – Tensões nas vigas metálicas	79
FIGURA 48 – Tensões nas vigas de concreto armado	80
FIGURA 49 – Deslocamento nas vigas metálicas	81
FIGURA 50 – Deslocamento nas vigas de concreto armado	82

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 –	Estrutura Metálica.	18
QUADRO 2 –	Estrutura em Concreto Armado.	19
QUADRO 3 –	Parâmetros referentes ao momento fletor resistente	36
QUADRO 4 –	Cargas verticais distribuídas na estrutura	43
QUADRO 5 –	Tipos de perfis para cada elemento estrutural	44
QUADRO 6 –	Cargas verticais distribuídas na estrutura	48
QUADRO 7 –	Dimensões das vigas	48
QUADRO 8 –	Comparativo da quantidade de materiais	82
QUADRO 9 –	Orçamento das vigas metálicas	83
QUADRO 10–	Orçamento das vigas de concreto armado	83
QUADRO 11–	Custo total das vigas de concreto armado	83

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto
f_{yk}	tensão de escoamento do aço
f_{cd}	resistência de cálculo do concreto
ϵ_{c2}	deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico
ϵ_{cu}	deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura
ϵ_{yd}	deformação específica de escoamento do aço
ϵ_{yu}	deformação específica de escoamento do aço na ruptura
E_s	o módulo de elasticidade do aço da armadura
ϵ_s	deformação de alongamento do aço na armadura
N_d	força normal de cálculo
R_{sd}	força atuante na armadura tracionada
R_{cd}	força atuante no concreto comprimido
M_d	momento solicitante
M_{sd}	momento resistido
d	comprimento útil da seção de concreto
x	posição da linha neutra
f_{yd}	resistência de cálculo ao escoamento do aço
f_{cd}	resistência de cálculo da compressão do concreto
σ_{sd}	tensão ao escoamento do aço da armadura
R_{sd}'	força atuante na armadura comprimida
A_s	área da armadura da seção tracionada
A_s'	área da armadura da seção comprimida
σ_{sd}'	tensão de escoamento do aço da armadura da seção comprimida
d'	distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento
V_{sd}	força cortante solicitante de cálculo
V_{Rd2}	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com o modelo adotado
V_{Rd3}	força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal
V_c	parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça
V_{sw}	a parcela resistida pela armadura transversal
A_{sw}	área total dos estribos
s	espaçamento entre elementos da armadura transversal
γ_{a1}	coeficiente de ponderação de resistência do aço estrutural
λ_r	índice de esbeltez limite para seções semi-compactas
L_b	distância entre duas seções contidas lateralmente
V_{Rd}	força cortante resistente na alma
V_{pl}	força cortante de plastificação da alma por cisalhamento
A_w	área da seção longitudinal da alma

a	distância entre as linhas de centro entre dois enrijecedores transversais adjacentes
K	constante elástica da mola
M_{rd}	momento resistente
λ_p	índice de esbeltez limite para seções compactas
λ	índice de esbeltez limite
C_w	constante de empenamento
J	constante de torção
M_{rd}	momento resistente
λ_p	índice de esbeltez limite para seções compactas
λ	índice de esbeltez limite
C_w	constante de empenamento
J	constante de torção
C_b	fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	13
1.1 Objetivos	14
1.1.1 Objetivo Geral	14
1.1.2 Objetivos Específicos	14
1.2 Justificativa	14
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	16
2.1 Principais fatores que influenciam no projeto estrutural	16
2.1.1 Concreto armado	16
2.1.2 Aço estrutural	17
2.2 Custo e quantitativo dos projetos de vigas metálicas e de concreto	18
2.3 Utilização de ferramentas tecnológicas no projeto estrutural	19
2.4 O dimensionamento de estruturas de aço e concreto armado no ELU com verificação no ELS	23
2.4.1 Dimensionamento de vigas de concreto armado	24
2.4.2 Dimensionamento de vigas metálicas	35
3 METODOLOGIA	40
3.1 Modelagem Estrutural	40
3.1.1 Características da estrutura metálica utilizada	40
3.1.2 Características da estrutura de concreto armado a ser utilizada	45
3.2 Custo e quantitativos	49
4 RESULTADOS	50
4.1 Considerações de Modelagem	50
4.2 Dimensionamento das vigas metálicas	54
4.3 Dimensionamento das vigas de concreto armado	62
4.4 Comparativo Estrutural	78
4.5 Comparativo Econômico	82
5 CONCLUSÃO	84
REFERÊNCIAS	86

1 INTRODUÇÃO

Estima-se que estruturas metálicas reduzem o tempo de construção em até 40% em relação a estrutura mais usual no país, que é o concreto armado. Sendo que nos Estados Unidos da América, 50% das construções comerciais são em aço, na Inglaterra, esse valor chega a 70%. Os dados são do Centro Brasileiro de Construção em Aço (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014), foi pontuado que hoje, produtividade e sustentabilidade são palavras chaves na área de construção e que o aço se encaixa nessa expectativa.

O aço já aparece como a primeira opção na construção civil de grandes obras, chegando ao canteiro de obras em forma de estruturas metálicas pré-moldadas, prontas para o uso. A construção em aço representa atualmente cerca de 15% do universo do setor de edificações no Brasil (BONAFÉ ; FONSECA, 2014).

A diversidade construtiva do país, atrelada as necessidades e especificações distintas de cada projeto fazem necessário o estudo mais crítico e detalhado em relação ao qualitativo e quantitativo do material e método construtivo da obra. A análise do esquema estrutural mais eficaz, econômico, rentável e moderno de acordo com cada projeto pode otimizar o tempo de construção e satisfação do cliente (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014).

A resistência que ainda existe em relação a substituição do concreto pelo aço não se faz apenas pelo preço, já que as reduções do tempo e mão de obra equilibram essa divergência. O que prevalece é a cultura pelo concreto armado que vem dos primórdios construtivos do país, porém esse cenário vem se alterando, a escolha, portanto, é feita, especialmente por pessoas que precisam de racionalização na obra e de projetos e coeficientes sustentáveis.

Neste contexto, esse trabalho tem o objetivo de projetar vigas metálicas e de concreto armado visando a análise comparativa de custos com material. Para orientar as ações em direção a este objetivo será realizado uma simulação computacional da modelagem das vigas de concreto armado e aço, além de investigações quantitativas acerca dos materiais e métodos construtivos.

A metodologia de solução numérica será através do emprego do software Scia

Engineer, licença estudantil, que tem como principais características a utilização do método dos elementos finitos para a análise dos fenômenos estruturais.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Projetar vigas metálicas e de concreto armado com foco na análise comparativa estrutural e de quantitativos via software Scia Engineer.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar, via método dos elementos finitos, vigas de concreto e aço utilizando o software Scia Engineer;
- Dimensionar vigas de aço e concreto armado no estado limite último com verificação no estado limite de serviço;
- Realizar o estudo de quantitativos no projeto de vigas metálicas e de concreto.

1.2 Justificativa

O estudo mais crítico em relação ao tipo de material e método construtivo da obra se faz cada vez mais necessário no cenário construtivo atual. Analisar o melhor método, em termos de eficiência e economia de acordo com cada projeto pode otimizar o tempo de construção e satisfação do cliente.

A tradicional estrutura de concreto armado pode ser tranquilamente substituída por estruturas que utilizam o aço como material principal assim como grande parte das construções de edifícios na Europa e nos EUA, isso porque o sistema construtivo permite liberdade no projeto arquitetônico, oferecendo flexibilidade e compatibilidade com outros materiais além do menor prazo de execução, racionalização de materiais e mão de obra, podendo também gerar alívio de carga nas fundações, garantia de qualidade, organização nos canteiros de obra e precisão de construção (SANTOS, 2007).

Por outro lado, a disponibilidade de material e mão de obra das estruturas de concreto armado é melhor, assim como a resistência do concreto que pode aumentar

com o passar do tempo, com zero manutenção e mão de obra menos especializada, abundante e mais barata, sendo mais viável em determinadas situações. A estrutura metálica para edifícios se torna opção sedutora e eficaz, uma vez que ajuda na velocidade construtiva, retornando lucros mais rápidos para o investidor, por outro lado o desembolso com a estrutura também se torna proporcionalmente rápido, por isso é importante estudar e avaliar as diferentes situações de utilização dos materiais, para selecionar aquela que melhor satisfaça o cliente (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014).

Com base no que foi descrito anteriormente e por entender a necessidade da realização de pesquisas que comparem e caracterizem os dois sistemas construtivos, o presente trabalho se constituirá em uma análise dos dois tipos diferentes de estruturas via Software Scia Engineer, que utiliza o método dos elementos finitos, constituída por uma ferramenta precisa e completa, que mostrará o resultado dos esforços e tensões, possibilitando o dimensionamento de cada viga e assim sua comparação, explicitando a importância da pesquisa comparativa dessas estruturas.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Com o estudo sobre os objetivos a serem desenvolvidos, foi feita a pesquisa com o material pertinente à revisão da literatura que será descrito e analisado nas seções que seguem.

2.1 Principais fatores que influenciam no projeto estrutural

O concreto armado e o aço (perfis metálicos) são os sistemas construtivos mais importantes na construção civil atual, sendo o concreto o mais usado no mundo de acordo com Porto e Fernandes (2015).

Para o dimensionamento de qualquer estrutura, é necessário estabelecer as ações atuantes e suas combinações de acordo com as normas ABNT; aplicando-se a NBR 6118 (ABNT, 2014) para o concreto armado e NBR 8800 (ABNT, 2008) para o aço, assim na definição de cargas mínimas e acidentais devem-se observar os dados expostos nas tabelas da NBR 6120 (ABNT, 2019).

2.1.1 Concreto armado

O concreto armado é a junção do concreto simples, agregado graúdo, agregado miúdo, cimento e água com a armadura de aço. Essa junção de elementos melhora o desempenho das peças estruturais, tendo em vista que o concreto possui baixa resistência à tração. Na ausência de ensaio a tração do concreto, a NBR 6118 (2014), no seu item 8.2.5, estabelece que possa ser estimada a resistência à tração média em função da resistência característica do concreto (f_{ck}). O f_{ck} é definido inicialmente em função da classe de agressividade ambiental.

Souza (2009) destaca como vantagem ao uso do concreto armado:

- Boa trabalhabilidade, que permite moldá-lo de várias formas adequando sempre ao projeto arquitetônico;
- Boa resistência que também atende a maioria das solicitações assim como também resiste à choques e vibrações, efeitos térmicos, atmosféricos e

desgastes mecânicos;

- Durabilidade e resistência ao fogo desde que os cobrimentos e a qualidade do concreto estejam de acordo com as condições do meio em que se insere a estrutura;
- Pode ser utilizado no sistema de pré-moldados que além de facilitar sua execução também possibilita maior rapidez de montagem, além da técnica ser razoavelmente dominada no país, também oferece competitividade econômica com estruturas de aço.

O concreto necessita de elementos mais robustos, portanto mais pesados do que o aço para suportar não apenas o carregamento proveniente de outros elementos estruturais mas também seu peso próprio, principalmente devido a sua baixa eficiência perante a solicitação de tração e flexão.

2.1.2 Aço estrutural

O aço para estruturas metálicas pode ser moldado em perfis laminados ou soldados, variando de acordo com cada projeto. A propriedade que indica a resistência característica a tração e compressão é a tensão de escoamento do aço (f_{yk}), com base nesse valor, é feito o dimensionamento dos elementos estruturais, sendo que a mensuração normalmente é feita pelo fabricante (MOURA, 2019).

As estruturas feitas com perfis metálicos possuem diversas variáveis, de acordo com Moura (2019), devem ser destacadas:

- Alta resistência à tração, compressão e flexão;
- Elevada margem de segurança no trabalho;
- Não são fabricadas no local, as peças chegam prontas no canteiro de obra;
- Possibilidade de desmontar as estruturas;
- Material 100% reciclável;
- Maior rapidez na entrega da obra uma vez que as peças são fabricadas em série e sua montagem é totalmente mecanizada.

Deste modo também é possível destacar algumas desvantagens, como a corrosão ao ser exposta ao intemperismo e perda das propriedades de resistência quando exposta ao fogo, por isso deve receber um tratamento especial, aumentando o valor da obra destaca Santos (2007).

2.2 Custo e quantitativo dos projetos de vigas metálicas e de concreto

Segundo a revista Construção Mercado (2014), a estrutura metálica é escolhida por facilitar logística e agilizar tempo de execução da obra, mesmo sendo 20% mais cara.

Desta forma, a construtora Brandão & Marmo Engenharia e Construções (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014), fez um estudo a fim de comparar os custos de duas opções de estrutura: metálica e concreto armado, tendo como objetivo analisar a viabilidade econômica e o prazo de execução. A obra era uma loja na cidade de Osasco (SP), que só possuía projetos de arquitetura.

Ao confrontar os custos da estrutura metálica com os do concreto armado, a construtora constatou que a opção do concreto armado seria a mais econômica. No entanto, outros fatores eram desfavoráveis: prazo mais longo e logística complexa em termos de movimentações e entregas de insumos, sobretudo de concreto usinado, que exigiria interrupções e transtornos à via pública (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014).

Os resultados levantados pela construtora estão representados no Quadro 1 e Quadro 2:

Quadro 1: Estrutura Metálica.

DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE	CUSTO UNITÁRIO		CUSTO TOTAL	
			MATERIAL	MÃO DE OBRA	MATERIAL	MÃO DE OBRA
Estrutura metálica	Kg	120.000	R\$ 8,96	R\$ 3,84	R\$ 1.075.200	R\$ 460.800
Despesas fixas de canteiro e fiscalização	valor/dia	60		3341,68		R\$ 200.621
Custo total (R\$)					R\$ 1.075.200	R\$ 661.421
Custo total geral (R\$)						R\$ 1.736.621

Fonte: Adaptado de Construção Mercado (2014).

Quadro 2: Estrutura em Concreto Armado.

DESCRIÇÃO	UNIDADE	QUANTIDADE	CUSTO UNITÁRIO		CUSTO TOTAL	
			MATERIAL	MÃO DE OBRA	MATERIAL	MÃO DE OBRA
Concreto usinado 30 MPa	m ²	418	R\$ 371,14	R\$ 77,74	R\$ 155.137	R\$ 32.495
Fôrma em chapa compensada resinada	m ²	5.016	R\$ 35,71	R\$ 66,63	R\$ 179.121	R\$ 334.216
Fornecimento e montagem de armadura CA 50/CA 60	kg	41.800	R\$ 3,9	R\$ 3,89	R\$ 163.020	R\$ 162.635
Despesas fixas	valor/dia	R\$ 120		R\$ n3343,68		R\$ 401.242
Custo total (R\$)						R\$ 930.588
Custo total geral (R\$)						R\$ 1.427.866

Fonte: Adaptado de Construção Mercado (2014).

Uma grande vantagem visualizada pela construtora foi poder iniciar à fabricação da estrutura antes mesmo da conclusão das fundações. O engenheiro da obra ainda destaca que haverá uma construção mais esbelta, com pilares e seções reduzidas em relação à solução em concreto, fundamental para os conceitos e pré-requisitos de estética do projeto arquitetônico (CONSTRUÇÃO MERCADO, 2014).

2.3 Utilização de ferramentas tecnológicas no projeto estrutural

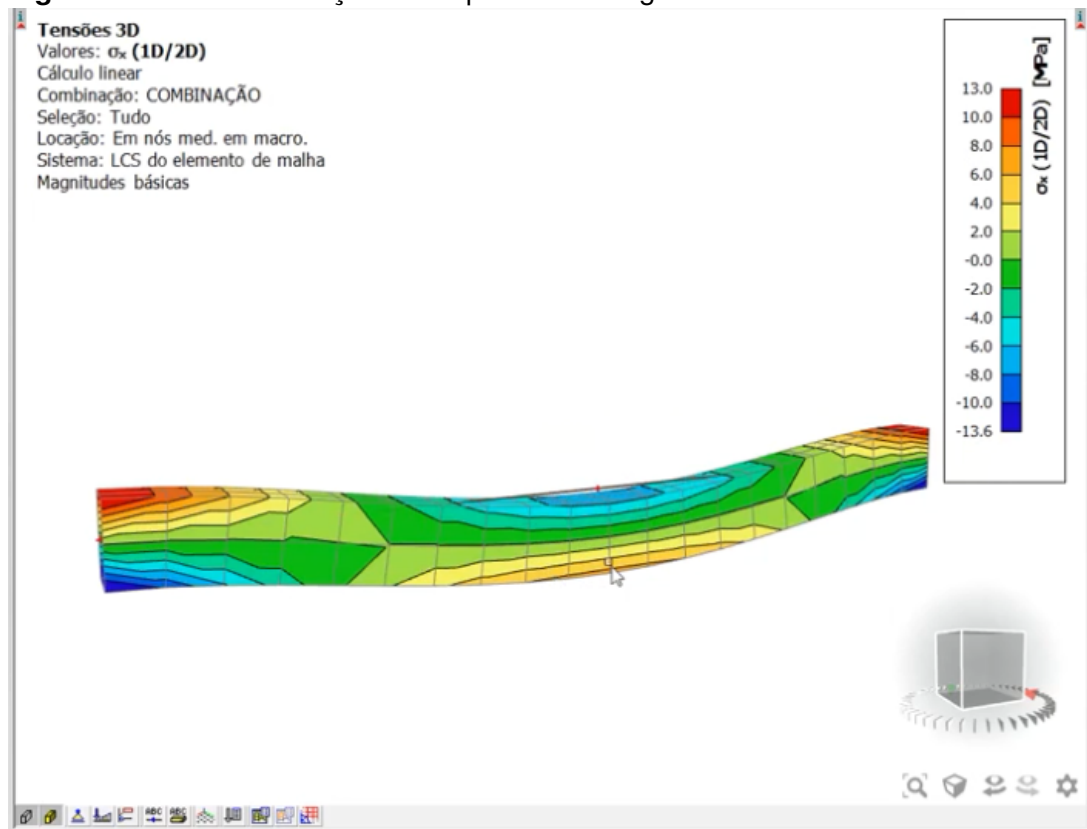
Vigas de aço são mais leves do que vigas de concreto armado, mas nem sempre é clara a dimensão exata dessa diferença. Porém, o setor do aço para grandes edifícios enfrenta muitos entraves, pela falta de especializações e também desinteresse de incorporadores. A construção industrializada ganha em sustentabilidade, tempo de execução e deve ser cotada como viável economicamente (FERRAZ, 2018).

Scia Engineer é um software de análise e dimensionamento para todo tipo de estruturas que tem como base de cálculo os elementos finitos. As diversas funções existentes fazem dele ferramenta ideal para qualquer tipo de projeto. Apresenta única

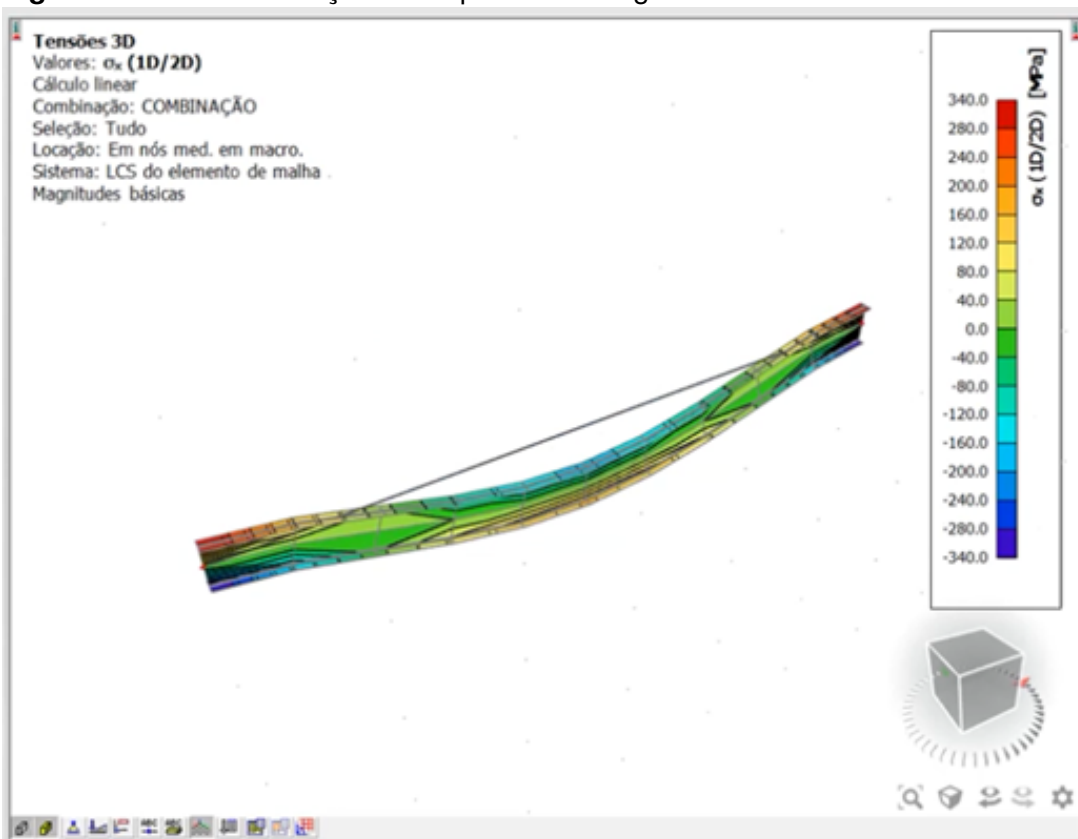
plataforma, fácil de usar, que realiza cálculo de edifícios, plantas industriais, pontes ou qualquer outro tipo de construção (VALENCIANI, 2017).

Ferraz (2018) demonstrou via Scia Engineer o dimensionamento de duas vigas dessas diferentes concepções e assim foi possível a análise dos resultados que seguem. Com o mesmo vão, mesmo carregamento uniforme distribuído de 33 KN/m e considerando apoio bi-engastado foi feito o desenho da viga no software, para a viga metálica, com 5 metros de vão, assim já foi possível calcular as tensões máximas de tração e compressão e a deflexão máxima desse carregamento. A Figura 1 mostra as tensões críticas de tração e compressão existentes na viga metálica e a Figura 2 apresenta as tensões críticas presentes na viga de concreto armado.

Figura 1: Tensões de tração e compressão na viga metálica

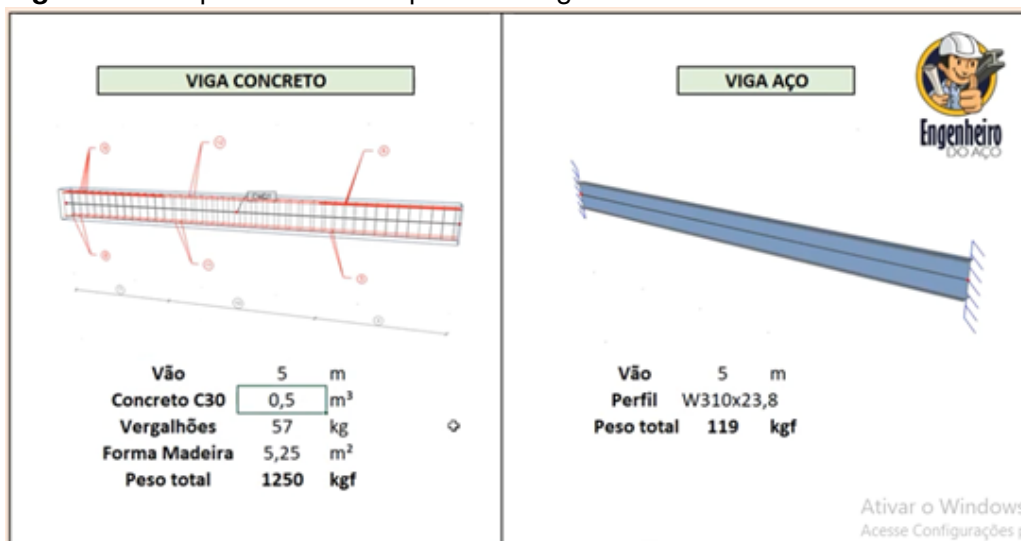


Fonte: Ferraz (2018).

Figura 2: Tensões de tração e compressão na viga de concreto armado

Fonte: Ferraz (2018).

Ferraz (2018) comparou ainda o peso total de cada viga, considerando para o concreto armado o volume de concreto existente e o peso dos vergalhões e formas e para a viga metálica, considerando perfil W 310x23,8 e mesmo vão de 5 metros. A Figura 3 apresenta as vigas e tabela com os valores.

Figura 3: Comparativo entre o peso das vigas

Fonte: Ferraz (2018).

Há diversos pontos a serem considerados em relação as duas vigas, porém, com essa análise também fornecida pelo software é possível observar que o peso próprio da viga de aço é cerca de 10% do peso total da viga de concreto, no Brasil o uso do aço não é tão difundido por questões tributárias, falta de incentivo, mão de obra mais cara e por não se acompanhar o sistema construtivo dos outros países que possuem o consumo per capita muito mais elevado. Assim essa análise mostrou que existe uma diferença de tensões e pesos e além disso é válido observar o tempo de construção, de montagem, escora, espera do ser atingido em paralelo ao tempo de construção de estruturas metálicas em que as vigas e pilares já vem, em sua maioria, montados, apenas para encaixe e soldagem em obra (FERRAZ, 2018).

O software utiliza o método dos elementos finitos para cálculo em segundo plano, assim a malha é gerada e os resultados calculados são apresentados nos elementos estruturais, outro avanço fundamental apresentado pelo Scia Engineer é a otimização, com uma sofisticada funcionalidade que permite otimizar um membro específico da estrutura no interior da função de verificação de normas, alternativamente, é possível otimizar a resistência e a estabilidade ou a resistência ao fogo dos elementos, bem como a capacidade das ligações da estrutura como um todo, assim parametrizar e otimizar um modelo relativamente a um parâmetro selecionado (ABCE, 2010).

A ABECE (2010) ainda destaca a possibilidade do software realizar qualquer combinação de materiais, bem como o aço, concreto simples armado, concreto

protendido, pré e pós tracionado, estrutura mista concreto-aço, alumínio, alvenaria e também madeira. O Scia Engineer, com seu sistema de software gráfico concebido para o design, cálculo e verificação de códigos ou normas de estruturas, enquadra-se em ambas as categorias. Apesar de ter sido principalmente concebido para a engenharia civil, este sistema é igualmente útil em outras áreas da engenharia, sendo ferramenta ideal para cálculos em qualquer dimensão, desde uma viga simples (1D) ou uma placa simples (2D) até um edifício completo (3D), passando pela análise da distribuição das forças internas ao longo do tempo em estruturas protendidas (4D).

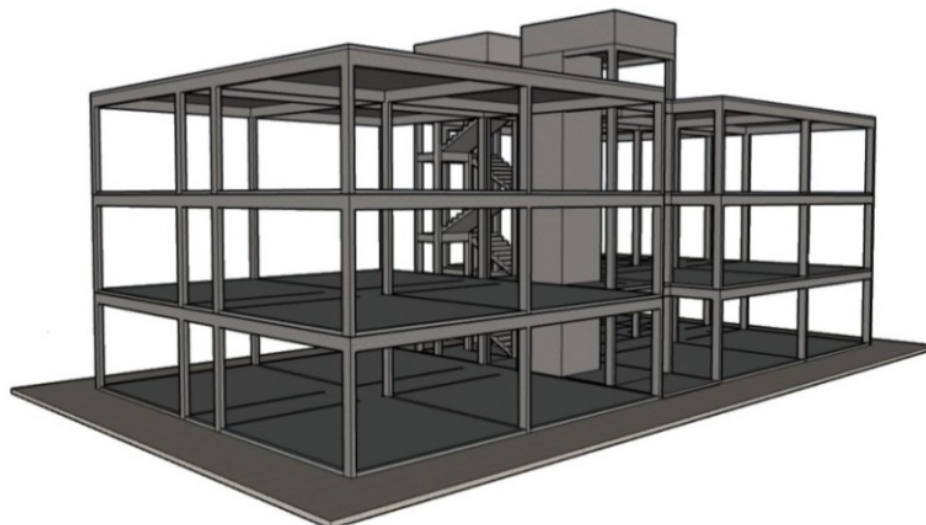
2.4 O dimensionamento de estruturas de aço e concreto armado no ELU com verificação no ELS

De acordo com a NBR 6118 (ABNT,2014), no estado limite último (ELU), quando se verifica uma estrutura é preciso ter em mente se o que se está verificando efetivamente são seções de elementos. Sendo a segurança dessas ações que pode usualmente ser expressa analiticamente.

Na verificação da segurança em relação ao estado limite de serviço (ELS), devem ser satisfeitas também, expressões analíticas de segurança e regras construtivas. Os modelos a serem usados nessa verificação de ELS, são diferentes daqueles usados nos ELU. Além de suportarem cargas menores (de serviço), têm rigidez diferente, usualmente menor. Para garantir o bom desempenho de uma estrutura em serviço, deve-se, usualmente, respeitar limitações de flechas, de abertura de fissuras, ou de vibrações (ABNT, 2014).

O pré-dimensionamento é necessário para se obter uma dimensão próxima do ideal para, só então, verificá-la. Moura (2019) em seu estudo de caso comparativo, considerou estrutura em pórticos, portanto mais estável, formada por barras, assim a análise foi feita em cada pórtico. O projeto foi um edifício com três pavimentos para uso de salas comerciais, dimensionado no software SAP2000. A Figura 4 mostra o esquema estrutural utilizado por Moura (2019).

Figura 4: Exemplo de Esquema Estrutural



Fonte: Moura (2019).

Foi concluído que em virtude das análises de comparação feitas, ficou facilitada a escolha de um sistema estrutural que se adeque à finalidade de um projeto no quesito peso. O grande desafio das obras correntes de engenharia é o elevado peso das estruturas de concreto armado. Comparando a área total dos elementos de fundação em concreto com o solo (sapata rasa) é possível notar também uma diferença, a área das sapatas para a estrutura de concreto armado excede em 15,77% a de aço. Essa diferença na fundação só não foi maior, pois ambas as estruturas possuem lajes maciças. Outro fator que pode ser analisado, a fim de reduzir ainda mais o peso, é análise dos tipos de lajes a ser usado no projeto (MOURA, 2019).

2.4.1 Dimensionamento de vigas de concreto armado

O dimensionamento das armaduras longitudinais deve conduzir a um conjunto de esforços resistentes (N_{rd} , M_{rd}) que constituam envoltória dos esforços solicitantes (N_{sd} , M_{sd}) determinados na análise estrutural. Na análise dos esforços resistentes de uma seção de viga ou pilar, devem ser consideradas hipóteses, como as que seguem (ABNT, 2014):

- As seções transversais ficam plenas após a deformação;
- Deformação das barras passivas aderentes ou o acréscimo de deformação das barras tracionadas ou comprimidas deve ser o mesmo do concreto em seu redor;

- As tensões de tração no concreto, normais à seção transversal, podem ser desprezadas obrigatoriamente no ELU;
- A distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama de parábola-retângulo definido em norma, com tensão de pico igual a $0,85 f_{cd}$, sendo com f_{cd} a resistência de cálculo do concreto dada pela Equação 1 :

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

onde:

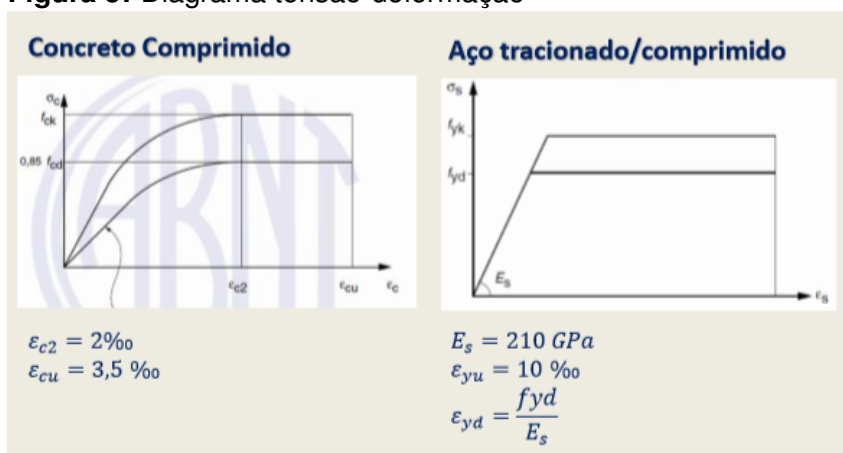
f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto;

γ_c : coeficiente de ponderação das resistências no estado limite último (ELU), sendo 1,4 para situações de combinação normais; 1,2 para situações de combinação especiais ou de construção e 1,2 para situações excepcionais.

Esse diagrama definido, pode ser substituído pelo retângulo de altura $0,8 x$ (onde x é a profundidade da linha neutra), com a tensão de $0,85 f_{cd}$ no caso da largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida e $0,8 f_{cd}$ caso contrário.

- A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir do diagrama tensão-deformação, com valores de cálculo, definidos em norma e que está representado na Figura 5:

Figura 5: Diagrama tensão-deformação



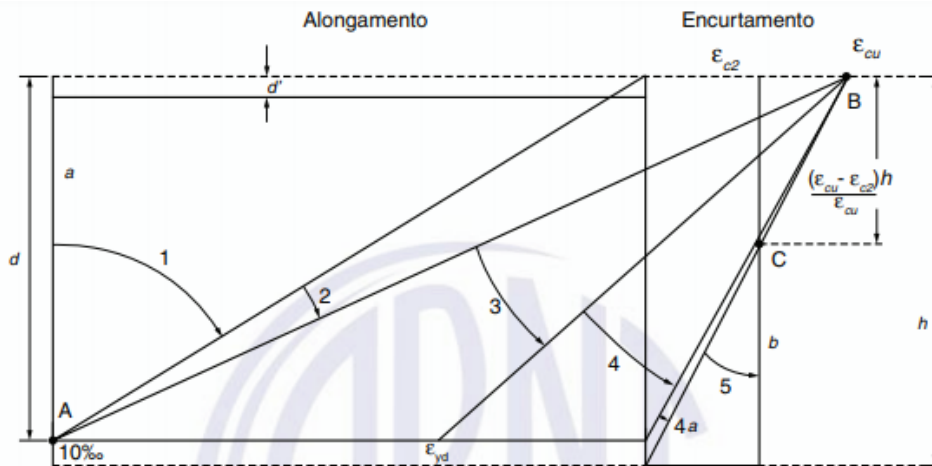
Fonte: Adaptado de ABNT (2014).

Considerando para concretos de classes até C50, sendo ϵ_{c2} deformação específica de encurtamento do concreto no início do patamar plástico, ϵ_{cu}

deformação específica de encurtamento do concreto na ruptura, ϵ_{yd} deformação específica de escoamento do aço, ϵ_{yu} deformação específica de escoamento do aço na ruptura e E_s .

- O estado limite último é caracterizado quando a distribuição das deformações na seção transversal pertencer a um dos domínios definidos na Figura 6.

Figura 6: Diagrama na seção transversal



Fonte: Retirado de ABNT (2014).

Ruptura convencional por deformação plástica excessiva:

- reta a: tração uniforme;
- domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;
- domínio 2: flexão simples ou composta sem ruptura à compressão do concreto ($\epsilon_c < E_{cu}$ e com o máximo alongamento permitido).

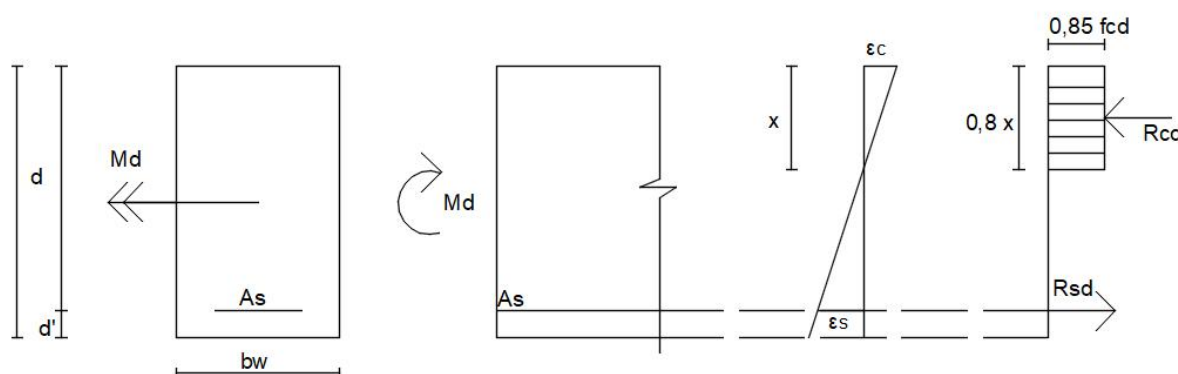
Ruptura convencional por encurtamento-limite do concreto:

- domínio 3: flexão simples (seção subarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$);
- domínio 4 : flexão simples (seção superarmada) ou composta com ruptura à compressão do concreto e aço tracionado sem escoamento ($\epsilon_s < \epsilon_{yd}$);
- domínio 4a: flexão composta com armadura comprimidas;
- domínio 5: compressão não uniforme, sem tração;
- reta b: compressão uniforme.

Para o dimensionamento deve-se considerar a flexão normal em que o momento fletor atua em torno de um eixo que é perpendicular a um dos eixos principais e a flexão composta normal, que possui as mesmas condições de flexão normal, porém com a presença de uma força normal e a flexão composta oblíqua, em que o momento fletor atua em torno de um eixo que não é perpendicular a nenhum dos eixos principais ou em uma seção simétrica, com atuação de momentos em torno de dois eixos (CORELHANO, 2019).

De acordo com Corelhan (2019), para o dimensionamento à flexão normal, assim como para a flexão simples, considerando grande excentricidade, deve-se analisar a equação de forças e equação de momentos e assim obter o valor da força atuante na armadura e conseqüentemente sua deformação de acordo com o domínio em que a seção se encontra, assim como foi vista na Figura 7. Assim, para armadura simples deve-se considerar que as forças atuantes estejam nos sentidos indicados na Figura 7 :

Figura 7: Flexão Normal - Armadura Simples



Fonte: Autoria Própria.

Portanto, considerando grande excentricidade, a equação de equilíbrio de forças será dada pelas Equações 2 e 3, a Equação 4 o cálculo da linha neutra, considerando, conforme a NBR:6118(2014), $x_{lim} = 0,45 \cdot d$ e o cálculo da armadura será dado pelas Equações 6, 7 e 8:

$$\rightarrow (+)Rsd - Rcd = 0 \quad (2)$$

$$Md - Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 0 \quad (3)$$

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{Md}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot fcd}} \right] \quad (4)$$

$$Rsd - Rcd = 0 \rightarrow Rsd = Rcd \quad (5)$$

$$Md = Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) \rightarrow Rcd = \frac{Md}{(d - 0,4 \cdot x)} \quad (6)$$

$$Msd = Rcd \cdot (d - 0,4) \cdot x \rightarrow Rcd = \frac{Msd}{(d - 0,4) \cdot x} \rightarrow Rsd = \frac{Msd}{(d - 0,4) \cdot x} \quad (7)$$

$$As = \frac{Msd}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot fyd} \quad (8)$$

sendo:

Nd : força normal de cálculo;

Rsd : força atuante na armadura tracionada;

Rcd : força atuante no concreto comprimido;

Md : momento solicitante;

Msd : momento resistido;

d : comprimento útil da seção de concreto ;

x : posição da linha neutra ;

fyd : resistência de cálculo ao escoamento do aço ;

Para o dimensionamento de vigas submetidas à flexão simples, basta fazer a análise das forças desconsiderando a força normal, deste modo tem-se as Equações 9 e 10 :

$$Rsd - Rcd = 0 \quad (9)$$

$$Md - Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) = 0 \quad (10)$$

Admitindo, $R_{cd} = 0,8 \cdot x \cdot b_w \cdot 0,85 \cdot f_{cd}$ e $R_{sd} = A_s \cdot \sigma_{sd}$, em que b_w é o menor lado da seção considerada, x é a posição da linha neutra, f_{cd} é a resistência de cálculo da compressão concreto e σ_{sd} é a tensão ao escoamento do aço da armadura, que no caso da seção simples pode ser substituído por f_{yd} .

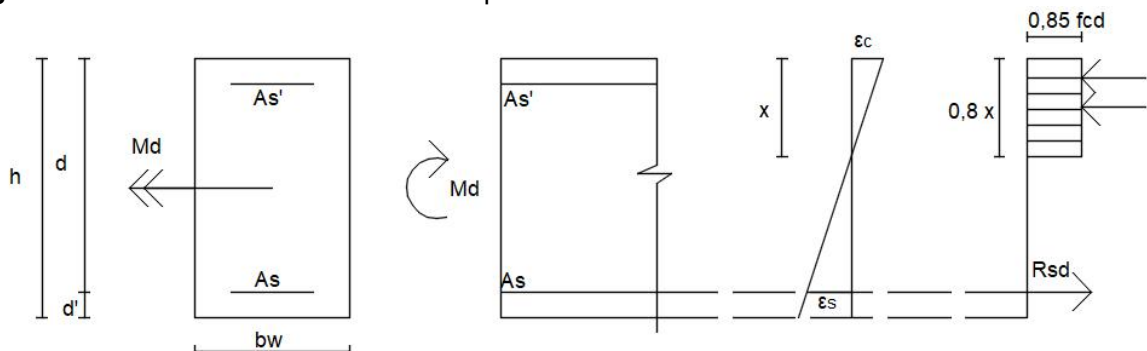
Considerando armadura simples, é utilizado a Equação 10 para encontrar a posição da linha neutra, conforme a NBR 6118 (ABNT, 2014), para garantir o adequado comportamento em vigas a profundidade deve atender $x \leq 0,45 \cdot d$, para $f_{ck} \leq 50$ Mpa, assim se o valor obtido exceder o valor limite, deve-se aumentar a seção, aumentar o f_{ck} ou usar armadura dupla. Se o valor obtido for menor que o limite, a armadura poderá ser calculada sem alterações na seção. Deste modo com a Equação 11 e 12, obtêm-se:

$$R_{cd} = \frac{Md}{(d - 0,4) \cdot x} \rightarrow R_{sd} = \frac{Md}{(d - 0,4) \cdot x} \quad (11)$$

$$A_s = \frac{Md}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot \sigma_{sd}} \rightarrow \frac{Md}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot f_{yd}} \quad (12)$$

Para o uso de armadura dupla, conforme Corelhan (2019), deve-se levar em consideração a força atuante na armadura comprimida para o cálculo do dimensionamento das armaduras dos dois lados da seção, desde modo, considerando flexão composta normal, tem-se o esquema de forças e deformação da Figura 8:

Figura 8: Flexão Normal - Armadura Dupla



Fonte: Autoria Própria.

Deste modo, é possível escrever a equação de forças assim como a Equação (13) e a equação de momentos assim como a Equação 13 e 14:

$$Rsd - Rcd - Rsd' = 0 \quad (13)$$

$$Md - Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) - Rsd' \cdot (d - d') = 0 \quad (14)$$

onde:

Rsd' : Força atuante na armadura comprimida;

E para encontrar o momento resistido deve-se considerar:

$$Md = Md1 + Md2 \quad (15)$$

em que:

$Md1$: Parcela de momento resistida por Rcd ;

$Md2$: Parcela de momento resistido por Rsd' .

Assim é obtido:

$$Md1 = Rcd \cdot (d - 0,4 \cdot x) \rightarrow Rcd = \frac{Md1}{d - 0,4 \cdot x} \quad (16)$$

$$Md2 = Rsd' \cdot (d - d') \rightarrow Rcd = \frac{Md2}{d - d'} \quad (17)$$

Portanto as áreas obtidas para o dimensionamento, de acordo com a NBR:6118 (2014), são dadas pela Equação 18 e 19:

$$As = \frac{Md1}{(d - 0,4 \cdot x) \cdot fyd} + \frac{Md2}{(d - d') \cdot fyd} \quad (18)$$

$$As' = \frac{Md2}{(d - d') \cdot \sigma_{sd'}} \quad (19)$$

Em que:

As : Corresponde a área da armadura da seção tracionada;

As' : Corresponde a área da armadura da seção comprimida;

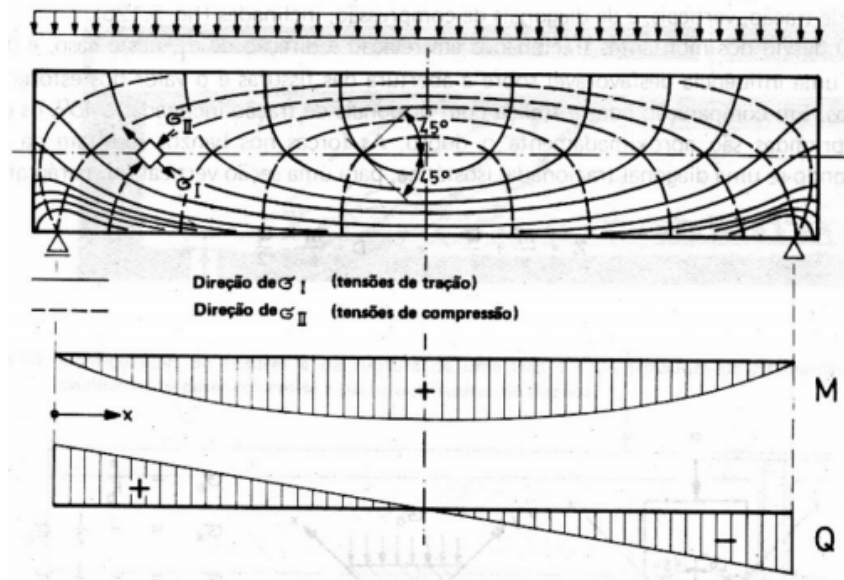
$\sigma_{sd'}$: Corresponde a tensão de escoamento do aço da armadura da seção

comprimida;

d' : distância entre o eixo da armadura de compressão e a face mais próxima do elemento.

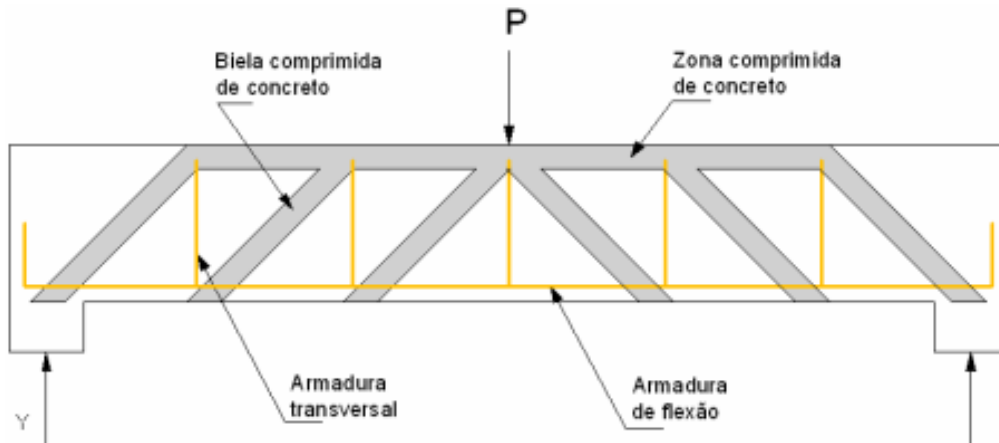
Ainda, de acordo com a NBR 6118 (2014), deve-se considerar o dimensionamento em relação a força cortante, tendo como base normalmente as tensões nos eixos, σ_x e τ_{xy} . Conforme Santos Netto (1983), conhecer as trajetórias das tensões principais é importante para se posicionar corretamente as armaduras de tração e para conhecer a direção das bielas de compressão. A Figura 9, apresenta a trajetória que deve ser considerada para o dimensionamento.

Figura 9: Trajetória das tensões principais em uma viga bi-apoiada no Estádio I



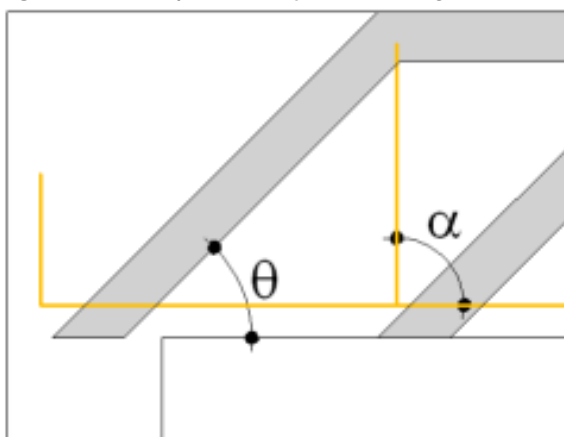
Fonte: Leonhardt e Mönning (1982).

Deste modo, de acordo com Mattos (2010), a NBR 6118 prescreve dois modelos de cálculo que admitem o funcionamento das peças de concreto submetidas à flexão simples como uma treliça, cujo concreto e armadura de compressão superior (caso exista) correspondem ao banzo superior comprimido, a armadura tracionada corresponde ao banzo inferior tracionado, a armadura transversal corresponde às diagonais tracionadas e as bielas comprimidas do concreto correspondem às diagonais comprimidas, assim como mostra a Figura 10.

Figura 10: Modelo Resistente

Fonte: Retirado de Mattos (2010).

O primeiro modelo, que é o Modelo de Cálculo I, se baseia na teoria de Ritter-Mörsch que propõe que a inclinação das diagonais de compressão de treliça devem ter sempre ângulo igual a 45° em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural e a inclinação da armadura de cisalhamento deve ser entre limites de 45° e 90° . E o Modelo de Cálculo II se baseia na analogia de treliça generalizada, em que se mantém a limitação da inclinação da armadura de cisalhamento, porém permite diagonais comprimidas com inclinação variável entre 30° e 45° , as angulações podem ser observadas na Figura 11:

Figura 11: Representação dos ângulos

Fonte: Retirado de Mattos (2010).

Estes dois modelos admitem a colaboração de mecanismos resistentes complementares ao modelo na treliça, através da parcela V_c . No modelo I esta parcela

complementar tem valor constante, independente de V_{sd} (Força cortante solicitante de cálculo). Já no modelo II, V_c sofre redução com o aumento de V_{sd} (MATTOS, 2010). A condição de segurança do elemento estrutural, em uma determinada seção transversal, deve ser considerada satisfatória quando atendidas simultaneamente as condições da Equação 20 e 21:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2} \quad (20)$$

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (21)$$

onde:

V_{sd} : é a força cortante solicitante de cálculo;

V_{Rd2} : é a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto, de acordo com o modelo adotado;

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

V_c é a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao de treliça;

V_{sw} é a parcela resistida pela armadura transversal

Para o Modelo de Cálculo I, na forma simplificada de equações, de acordo com NBR 6118 (2014), com diagonais de compressão com inclinação de $\theta = 45^\circ$ tem-se para a verificação da diagonal comprimida do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (22)$$

sendo: $\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250}$.

Para cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (23)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (24)$$

onde:

$V_c = 0$ nos elementos tracionados quando a linha neutra situa-se fora da seção;

$V_c = V_{c0}$ na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}}\right)$ na flexo-compressão;

$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}$, sendo f_{ctd} a resistência de cálculo do concreto ao cisalhamento e $f_{ctk,inf}$ o valor inferior da resistência característica superior;

$A_{sw} = 2A_{s1}$, onde A_{s1} é a área da seção transversal dos estribos;

s = espaçamento entre elementos da armadura transversal;

f_{ywd} = tensão na armadura transversal passiva, limitada ao valor f_{yd} , não maior que 435 Mpa.

Para o Modelo de Cálculo II, na forma simplificada de equações, de acordo com NBR 6118 (ABNT, 2014), é obtido, com inclinação de θ variando entre 30° e 45°, admite ainda que a parcela V_c sofra redução com o aumento de V_{sd} . Para a verificação da diagonal comprimida do concreto:

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta \cdot (\cot g \alpha + \cot g \theta) \quad (25)$$

Para cálculo da armadura transversal:

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (26)$$

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \cdot 0,9 \cdot f_{ywd} \cdot (\cot g \alpha + \cot g \alpha) \quad (27)$$

onde:

$V_c = 0$ nos elementos tracionados quando a linha neutra situa-se fora da seção;

$V_c = V_{c1}$ na flexão simples e na flexo-tração com linha neutra cortando a seção;

$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{sd,max}}\right) < 2 \cdot V_{c1}$ na flexo-compressão, sendo $V_{c1} = V_{c0}$ quando $V_{sd} < V_{c0}$ e $V_{c1} = 0$ quando $V_{c1} = V_{Rd2}$, interpolando-se linearmente para valores intermediários;

M_0 : valor do momento fletor que anula a tensão normal de compressão na borda da seção tracionada, provocada pelas forças normais de diversas origens

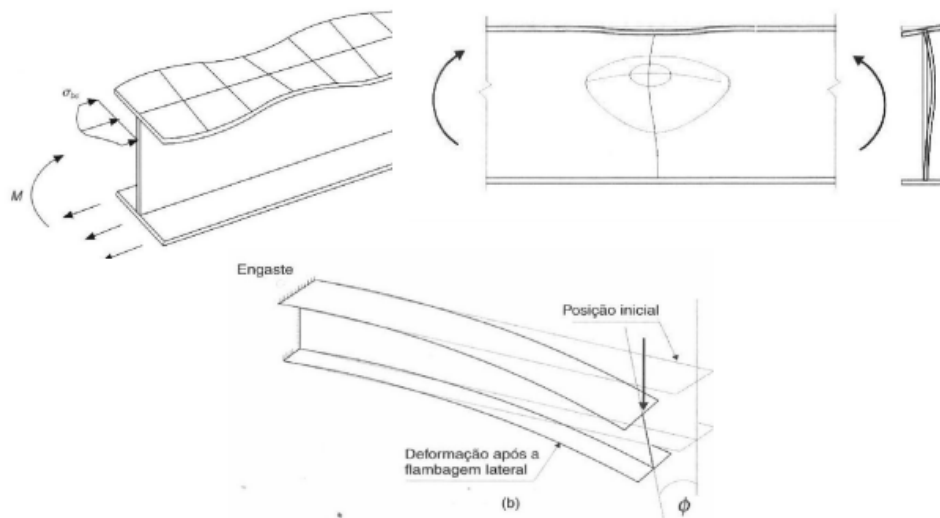
concomitantes com V_{sd} ;

$M_{sd,max}$: momento fletor de cálculo, máximo no trecho em análise.

2.4.2 Dimensionamento de vigas metálicas

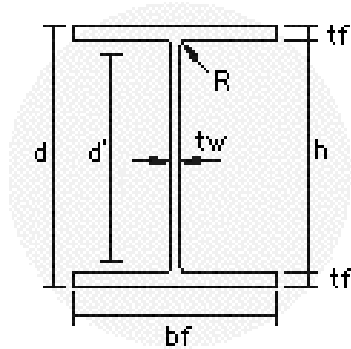
De acordo com a NBR 8800 (ABNT,2008), as vigas metálicas fletidas devem ser analisadas de acordo com a flambagem local da mesa (FLM), flambagem local da alma (FLA), flambagem lateral com torção (FLT) e resistir ao cisalhamento. A Figura 12 apresenta esses tipos.

Figura 12: Flambagem na seção metálica



Fonte: Adaptado de Pfeil (2009).

As dimensões referentes ao perfil metálico estão representadas na Figura 13.

Figura 13: Perfil metálico

Fonte: Adaptado de Portal Metálica (2019).

Para encontrar o índice de esbeltez para cada estado limite, deve-se analisar a tabela G.1 da NBR 8800(2008), o Quadro 3 apresenta os parâmetros em relação a cada momento fletor resistente.

Quadro 3: Parâmetros referentes ao momento fletor resistente

Estados limites aplicáveis	λ	λ_p	λ_r
FLT	$\frac{L_b}{r_y}$	$1,76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{I_y \cdot J}}{r_y \cdot J \cdot \beta_1} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot C_w \cdot \beta_1^2}{I_y}}}$
FLM	$\frac{b}{2 \cdot t}$	$0,38\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$0,95 \sqrt{\frac{E}{\frac{(f_y - \sigma_r)}{k_c}}}$
FLA	$\frac{h}{t_w}$	$3,76\sqrt{\frac{E}{f_y}}$	$5,70\sqrt{\frac{E}{f_y}}$

Fonte: Adaptado de ABNT (2008).

Em que:

γ_{a1} : coeficiente de ponderação de resistência do aço estrutural;

λ : índice de esbeltez limite;

λ_p : índice de esbeltez limite para seções compactas;

λ_r : índice de esbeltez limite para seções semi-compactas;

L_b : comprimento de flambagem;

J : constante de torção;

C_w : constante de empenamento;

C_b : fator de modificação para diagrama de momento fletor não-uniforme.

β_1 e k_c são coeficientes definidos pela norma de acordo com cada situação

analisada.

Deste modo de acordo com o anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008), para a determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta é obtido para os estados limites FLM e FLA, nas Equações (28), (29) e (30).

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad (28)$$

Com Mpl dado por $Z_x \cdot fy$.

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$Mrd = \frac{1}{\gamma_{a1}} \cdot [Mpl - (Mpl - Mr) \cdot \frac{\gamma - \gamma_p}{\gamma_r - \gamma_p}] \leq \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad (29)$$

Para $\lambda > \lambda_r$, não aplicável no caso de FLA.

$$Mrd = \frac{Mcr}{\gamma_{a1}} \quad (30)$$

E para a determinação do momento fletor resistente de cálculo de vigas de alma não-esbelta para o estado limite FLT, têm-se as Equações (31), (32) e (33).

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad (31)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$Mrd = \frac{Cb}{\gamma_{a1}} \cdot [Mpl - (Mpl - Mr) \cdot \frac{\gamma - \gamma_p}{\gamma_r - \gamma_p}] \leq \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad (32)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$Mrd = \frac{Mcr}{\gamma_{a1}} \leq \frac{Mpl}{\gamma_{a1}} \quad (33)$$

Para o dimensionamento considerando flambagem por cisalhamento, deve-se verificar a força cortante resistente na alma, V_{Rd} neste caso despreza-se a contribuição das mesas, para isto, de acordo com a NBR 8800 (2008), é considerada a força cortante de plastificação da alma por cisalhamento, V_{pl} , descrita na Equação (34).

$$V_{pl} = 0,6 \cdot A_w \cdot fy \quad (34)$$

Em que A_w é $A_w = d \cdot t_w$.

Em seções fletidas em relação ao eixo central de inércia perpendicular à alma (eixo de maior momento de inércia), a força cortante resistente de cálculo, V_{Rd} , é dada por NBR 8800 (ABNT, 2008):

Para $\lambda \leq \lambda_p$:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (35)$$

Para $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$:

$$V_{Rd} = \frac{\gamma_p}{\gamma} \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (36)$$

Para $\lambda > \lambda_r$:

$$V_{Rd} = 1,24 \cdot \left(\frac{\lambda_p}{\lambda}\right)^2 \cdot \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} \quad (37)$$

Em que, os índices de esbeltez são definidos por:

$$\gamma = \frac{h}{t_w} \quad (38)$$

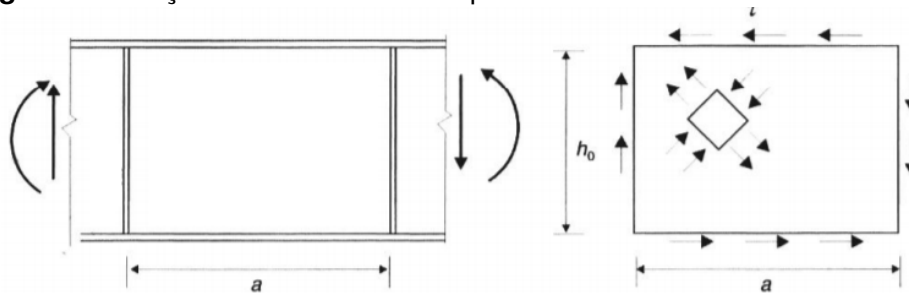
$$\gamma_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (39)$$

$$\gamma_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}} \quad (40)$$

Sendo k_v definido em função de almas com ou sem enrijecedores transversais, consideram 5 para almas sem enrijecedores e $5 + \frac{5}{(\frac{a}{h})^2}$ para todos os outros casos, onde a é a distância entre as linhas de centro entre dois enrijecedores transversais adjacentes.

A Figura 14 representa a força cortante, o momento fletor e as tensões e direções principais no perfil metálico.

Figura 14: Força cortante na alma do perfil metálico



Fonte: Adaptado de Pfeil (2009).

Deste modo é possível observar a distribuição de tensões na alma do perfil metálico.

3 METODOLOGIA

Para a metodologia o estudo comparativo entre vigas a pesquisa é dividida basicamente em duas fases, a primeira uma fase de modelagem estrutural, determinação dos esforços da estrutura e dimensionamento das vigas descrita no item 3.1 e a segunda uma fase de levantamento de custos e quantitativos descrita no item 3.2.

3.1 Modelagem Estrutural

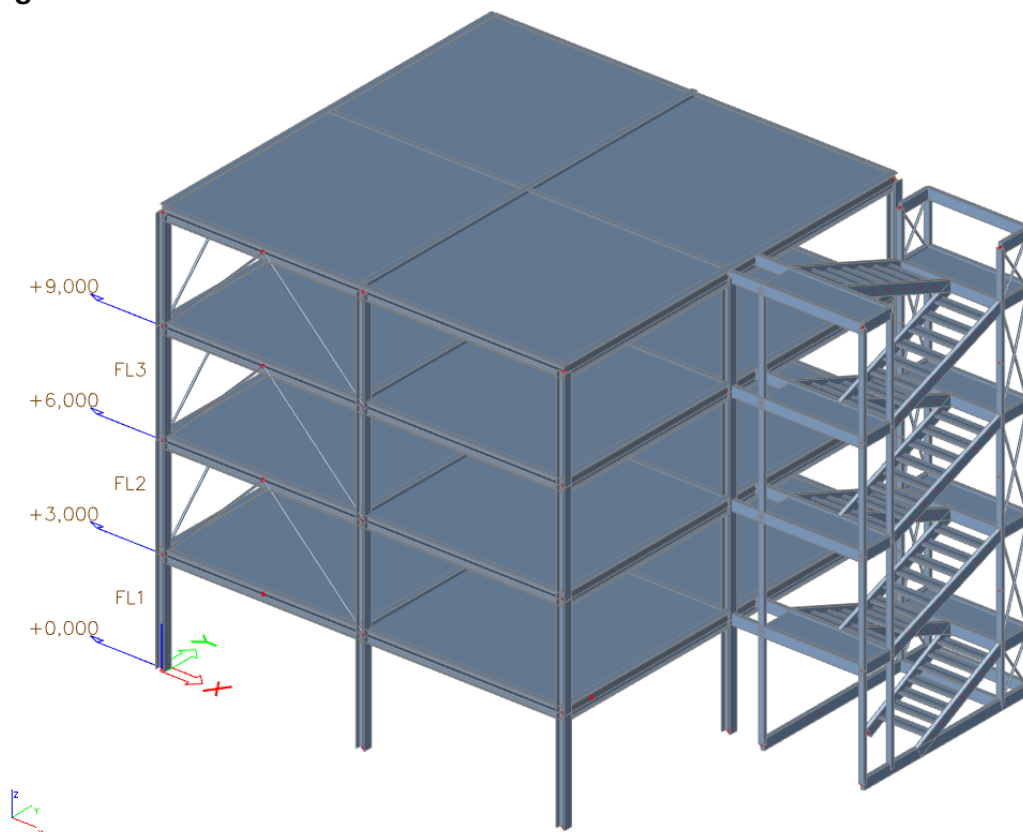
A simulação computacional e modelagem das vigas foi realizada via software Scia Engineer, no qual é utilizado o método dos elementos finitos nas análises.

O modelo estrutural em análise é um edifício composto por três pavimentos, a altura total dos componentes estruturais é de 12 metros. Para a estrutura metálica é demonstrado um roteiro de cálculo de acordo com as normas técnicas NBR 8800 (ABNT, 2008) e modelagem no software Scia Engineer. A estrutura de concreto será modelada e dimensionada através do software de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

3.1.1 Características da estrutura metálica utilizada

A estrutura metálica está representada na Figura 15. A planta baixa com a disposição das vigas e pilares é apresentada na Figura 16 e as elevações são apresentados nas Figuras 17 e 18.

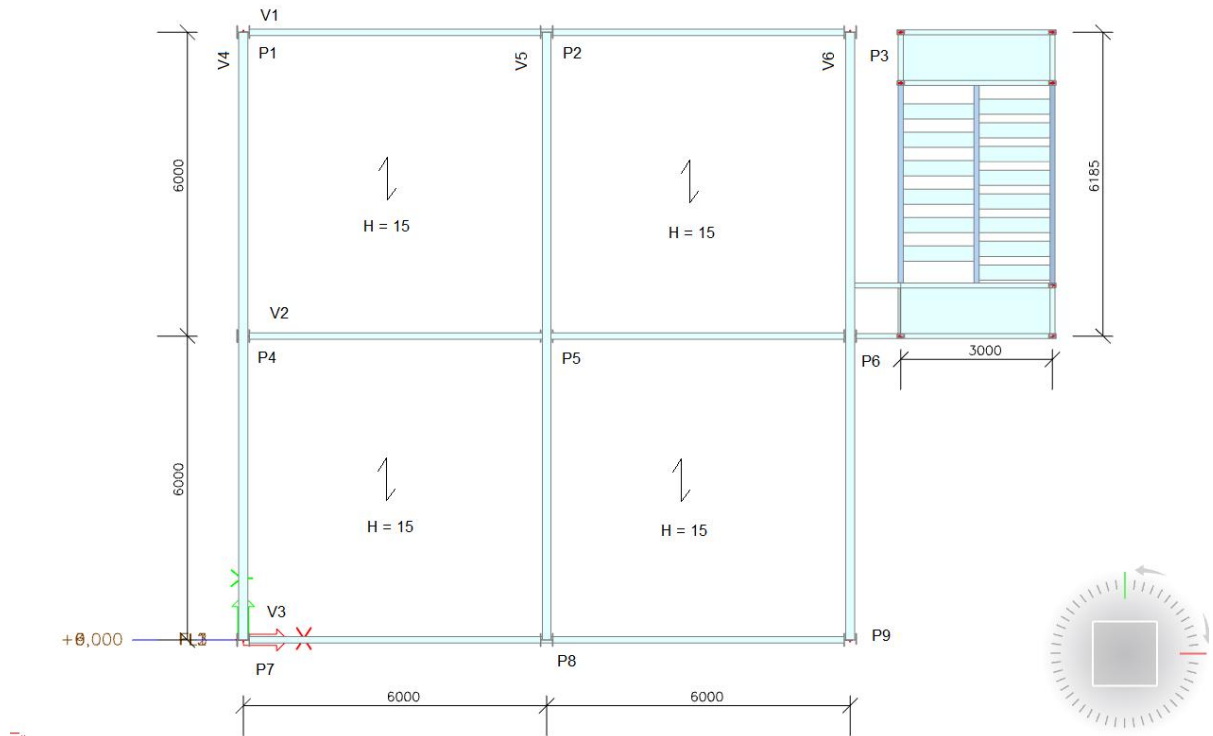
Figura 15: Estrutura Metálica



Fonte: Autoria Própria (2019).

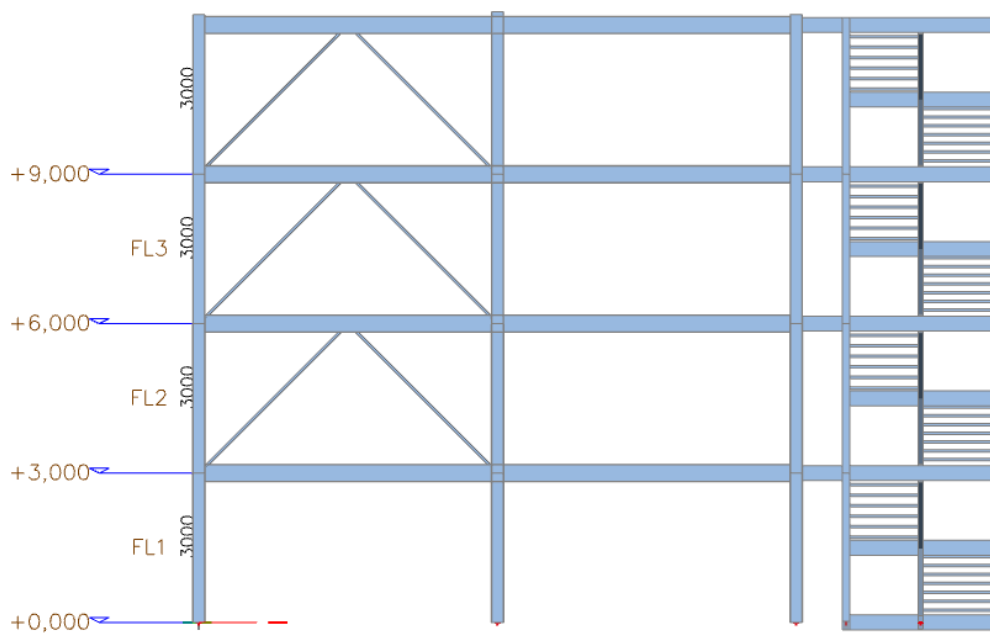
As vigas de escada não foram consideradas no dimensionamento do projeto realizado.

Figura 16: Planta Baixa

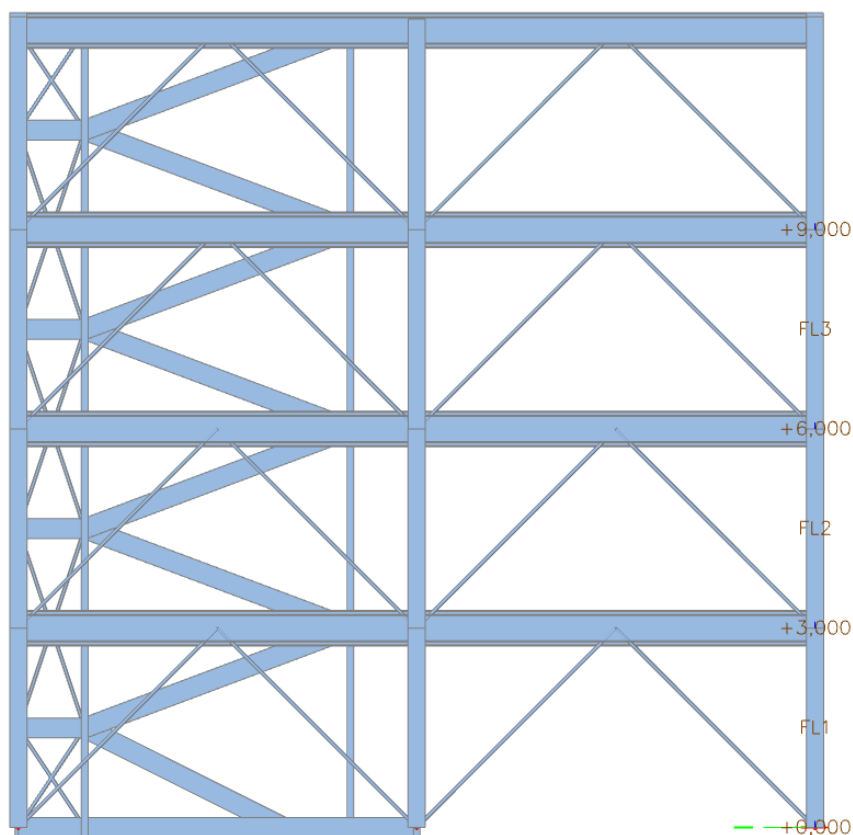


Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 17: Elevação 1



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 18: Elevação 2

Fonte: Autoria Própria (2019).

Para o dimensionamento das vigas, foram consideradas as cargas distribuídas na estrutura descritas no Quadro 4 e os tipos de perfis para cada elemento estrutural estão no Quadro 5, sendo das vigas, o perfil considerado W ASTM A572 G50 porque consiste em um aço estrutural de alta resistência a fim de reduzir o peso em virtude de sua maior resistência mecânica.

Quadro 4: Cargas verticais distribuídas na estrutura

PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA	0,45 kN/m^2
LAJE ALVEOLAR PROTENDIDA	3,45 kN/m^2
EQUIPAMENTOS	6,0 kN/m^2
CARGA ACIDENTAL	3,0 kN/m^2
PESO DE PAREDE	5,07 kN/m

Fonte: Autoria Própria (2019).

Quadro 5: Tipos de perfis para cada elemento estrutural

VIGAS DO EDIFÍCIO	(W) ASTM A572 G50
PILARES DO EDIFÍCIO	(H) ASTM A572 G50
VIGAS DE ESCADA	(U) ASTM A36
CONTRAVENTAMENTOS	ASTM A572 G42
LIMITE DE ESCOAMENTO ASTM A572 G50	34,5 kN/cm ²
LIMITE DE ESCOAMENTO ASTM A36	25 kN/cm ²

Fonte: Autoria Própria (2019).

- Para as flechas máximas nas vigas, em função dos equipamentos, serão limitadas à relação $L/500$, sem o uso de contra-flecha.
- As deformações máximas foram verificadas pelo ELS - Combinação frequente de serviço, onde $\Psi_1 = 0,6$.
- O Q utilizado na expressão da deformação máxima, portanto, é o resultado de $Q_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \Psi_1 F_{Q1} + \sum_{j=2}^n \Psi_{2j} \cdot F_{Qj,k}$.
- Para o dimensionamento não foram consideradas cargas do vento, as bases dos pilares são engastadas e as demais ligações entre pilares articuladas.
- As vigas V1, V2 e V3 são contínuas e apóiam as lajes, enquanto que as vigas V4, V5 e V6 funcionam apenas como vigas de travamento dos pilares.
- As conexões entre viga e pilar são parafusadas através de cantoneiras assim com as da Figura 19.

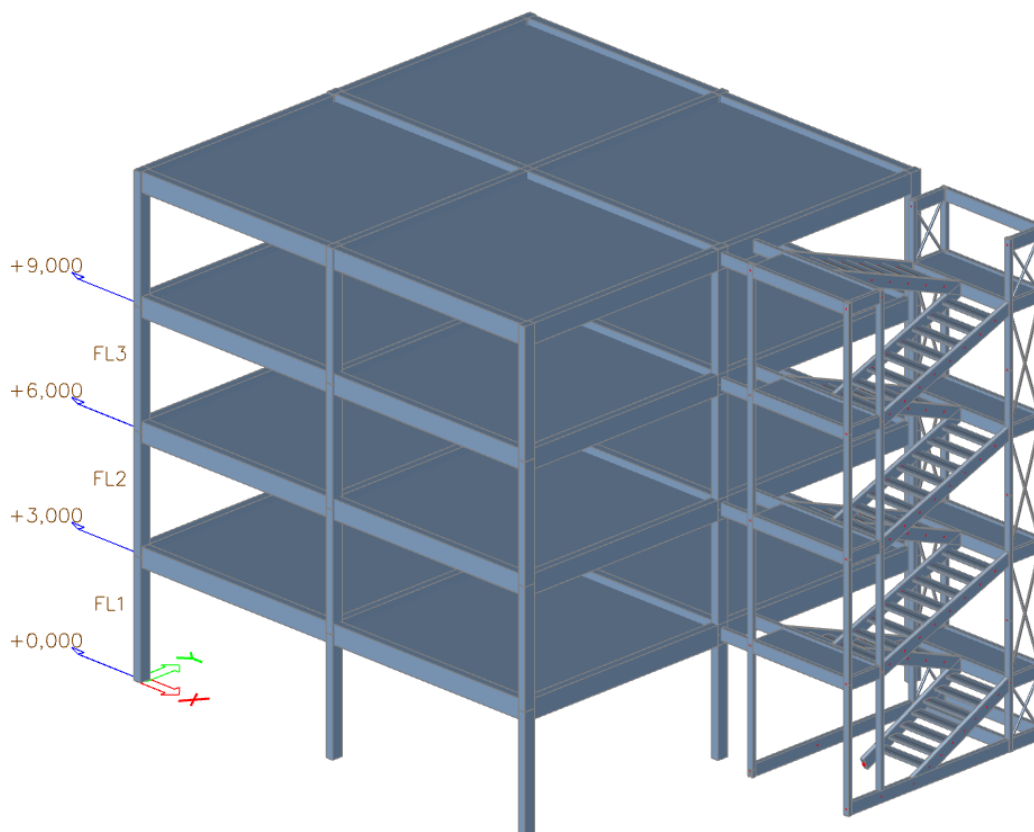
Figura 19: Conexões flexíveis parafusadas

Fonte: Adaptado de Dias (2006).

3.1.2 Características da estrutura de concreto armado a ser utilizada

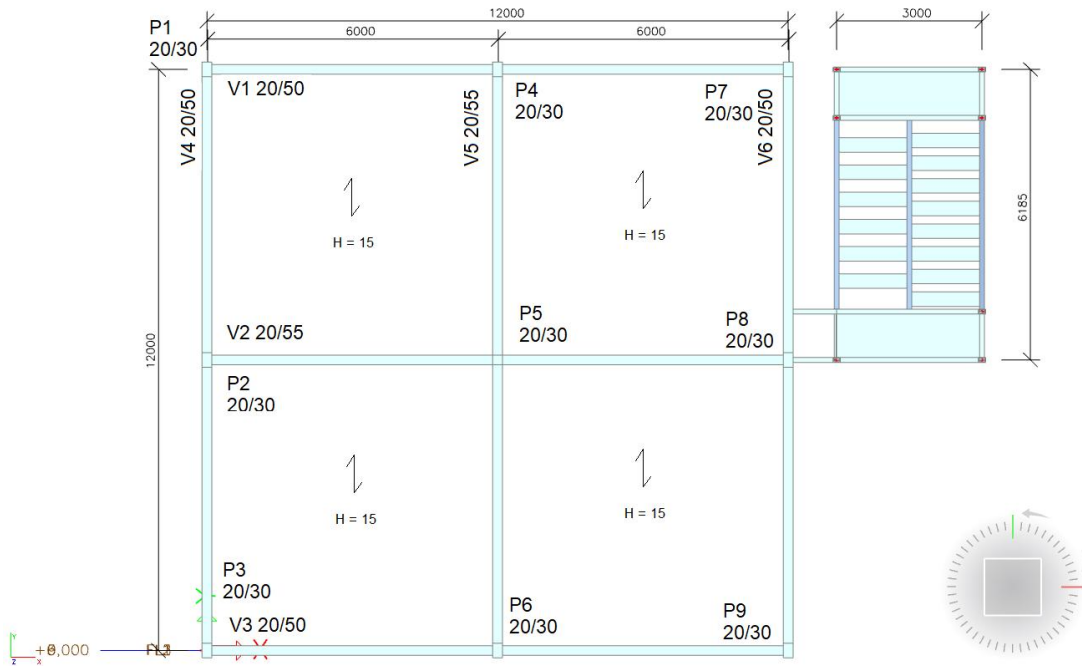
O esquema estrutural da estrutura em concreto armado está representado na Figura 20. A planta baixa com a disposição das vigas e pilares é apresentada na Figura 21 e as elevações são apresentados nas Figuras 22 e 23.

Figura 20: Esquema Estrutural

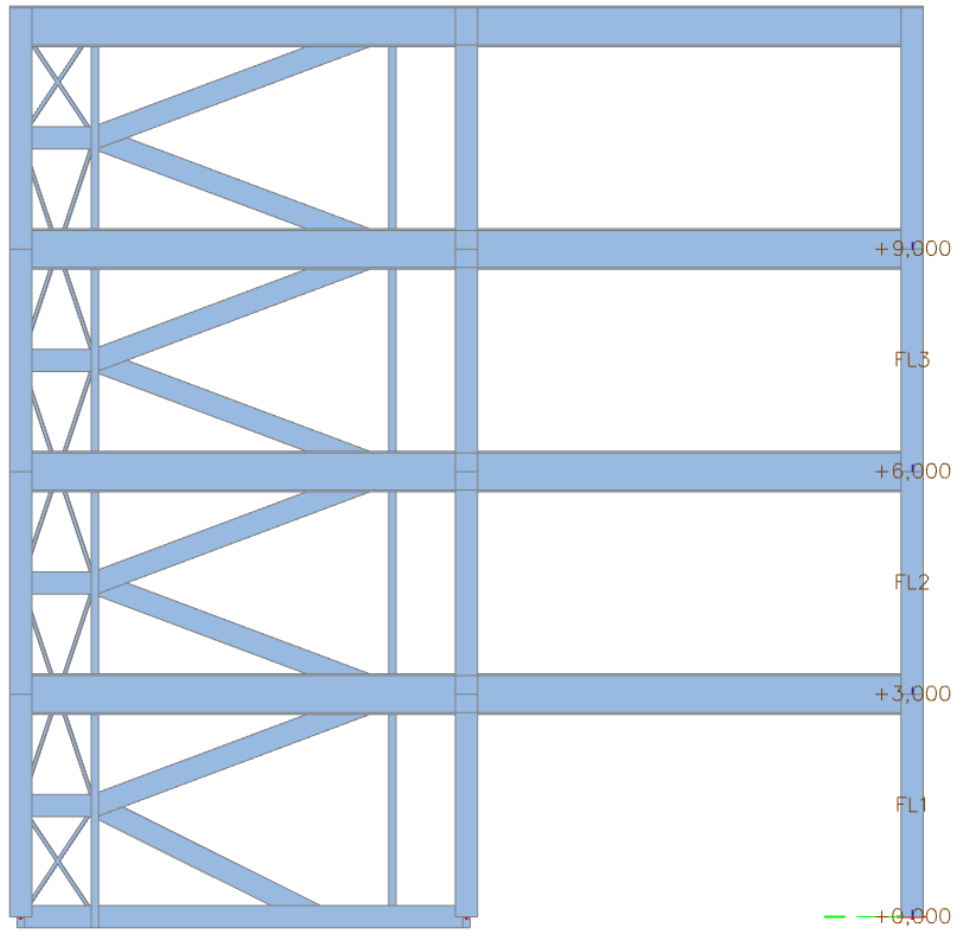


Fonte: Autoria Própria (2019).

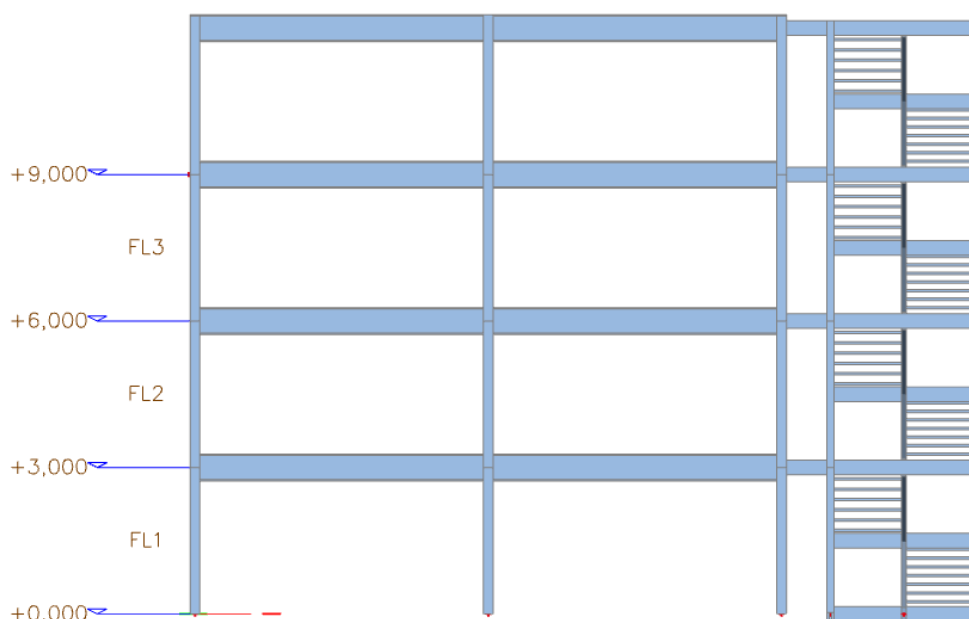
Figura 21: Planta baixa



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 22: Elevação 1

Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 23: Elevação 2

Fonte: Autoria Própria (2019).

Para o dimensionamento das vigas, foram consideradas as cargas distribuídas na estrutura descritas no Quadro 6 e o pré dimensionamento de vigas está descrito no Quadro 7.

Quadro 6: Cargas verticais distribuídas na estrutura

PESO PRÓPRIO DA ESTRUTURA	2,19 kN/m^2
LAJE ALVEOLAR PROTENDIDA	3,45 kN/m^2
EQUIPAMENTOS	6,0 kN/m^2
CARGA ACIDENTAL	3,0 kN/m^2
PESO DE PAREDE	5,07 kN/m

Fonte: Autoria Própria (2019).

Quadro 7: Dimensões das vigas

VIGA 2	20/55
VIGA 1 E 3	20/50
VIGA 4, 5 E 6	20/50

Fonte: Autoria Própria (2019).

- É considerado para o dimensionamento o concreto C25 e aço CA50.

- Para o dimensionamento não serão consideradas cargas do vento, as bases dos pilares são consideradas engastadas e as demais ligações entre pilares articuladas.
- As vigas V1, V2 e V3 são contínuas e apoiam as lajes, enquanto que as vigas V4, V5 e V6 funcionam apenas como vigas de travamento dos pilares.

3.2 Custo e quantitativos

Com a relação dos perfis metálicos das vigas, será obtido o valor do quilo do perfil laminado I, obtido na tabela SINAPI2019 (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil) de Campo Mourão, PR, cujo valor é 6,72 R\$/kg. Então, foi calculado o custo de cada viga em relação ao seu comprimento, através da multiplicação da massa nominal (kg/m) pelo comprimento de projeto da barra e pelo preço do quilo.

Como foi gerado pelo programa todas as armaduras e a quantidade de concreto necessária, sendo utilizado para o orçamento da estrutura apenas o resumo de material das vigas. Assim, será apresentado a quantidade de barras de ferro para cada bitola com os custos discriminados. Os preços das barras foram obtidos com base na cidade de Campo Mourão(PR).

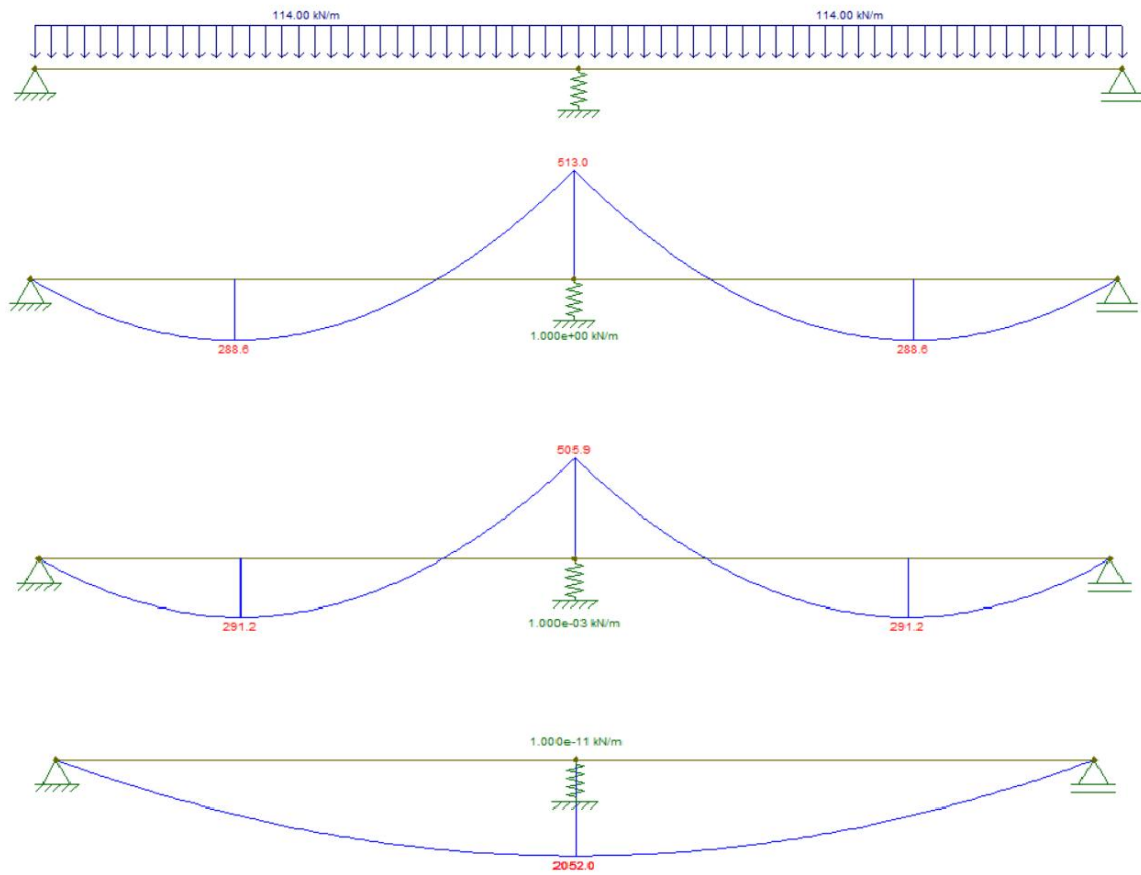
Para determinar o restante do custo da estrutura obteve-se o preço do concreto usinado C25, considerado o custo do bombeamento, e o preço das formas pela tabela SINAPI 2019. As formas foram consideradas como chapas de madeira compensada resinada com espessura de 17 mm.

4 RESULTADOS

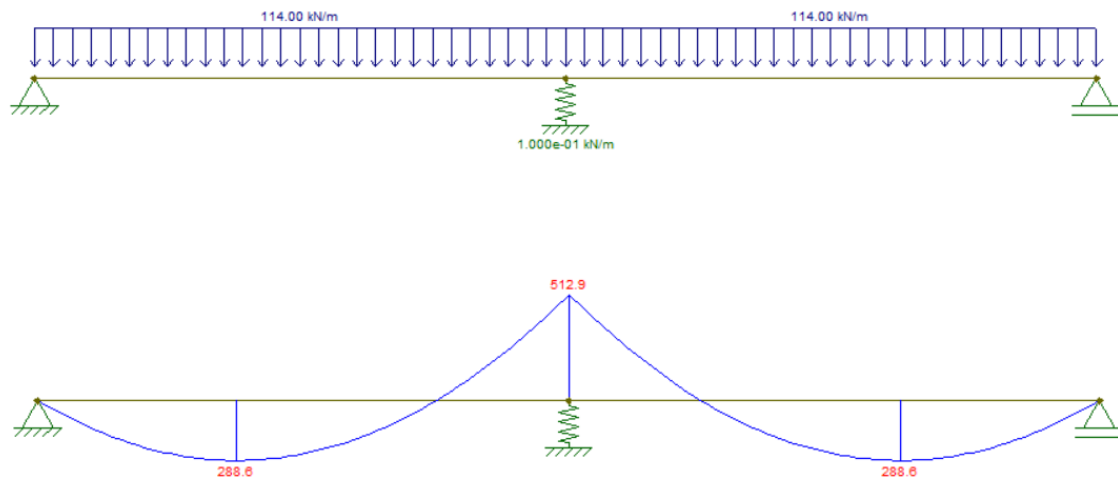
4.1 Considerações de Modelagem

A análise da deformação dos elementos feita pelo Scia não se dá de forma elástica, portanto com o aumento do número de pavimentos há um aumento da deformação dos pilares, deste modo as reações vão se modificando com a deformação. No cálculo analítico é considerado o sistema linear, observando as vigas e pilares isolados por pavimento, sendo os pilares indeformáveis.

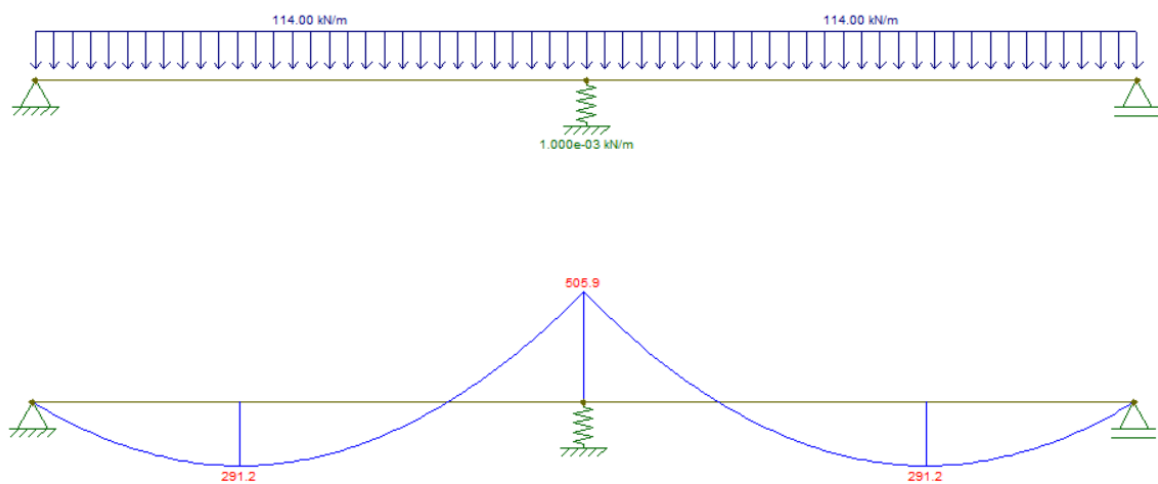
Para verificar os resultados obtidos no Scia, foi modelada vigas no software Ftool, com três apoios representando os três pilares existentes em cada perfil de pavimento, sendo o apoio do meio representado por uma mola com rigidez que variava em cada viga e uma carga distribuída de $114kN/m$. As 6 vigas estão representadas nas Figuras 24, 25, 26, 27, 28 e 29, em que a constante elástica da mola diminui, sendo $K = 1kN/m$ o valor máximo considerado e $K = 1 \cdot 10^{-11}kN/m$, o valor mínimo.

Figura 24: Viga 1

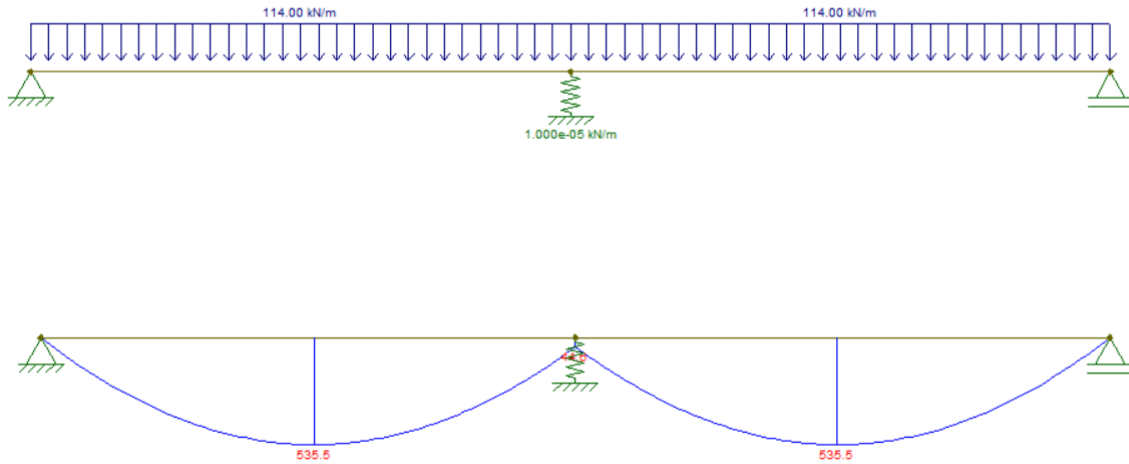
Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 25: Viga 2

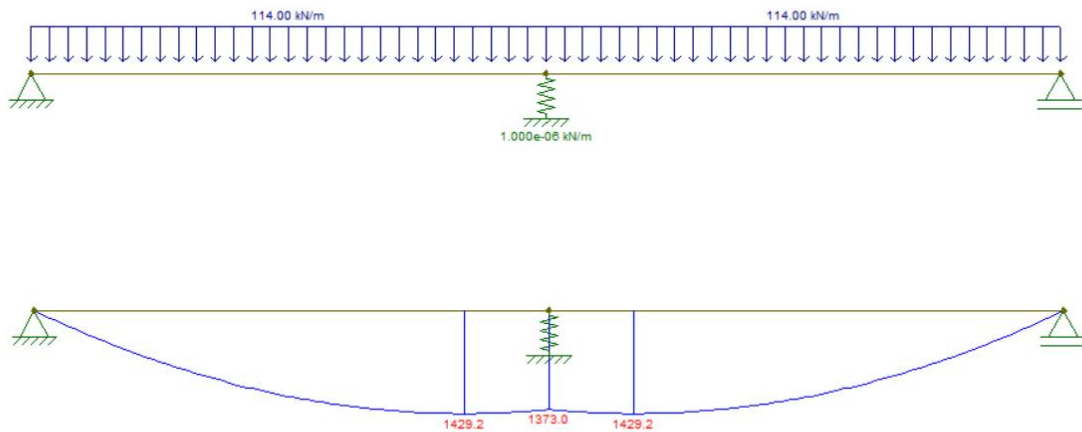
Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 26: Viga 3

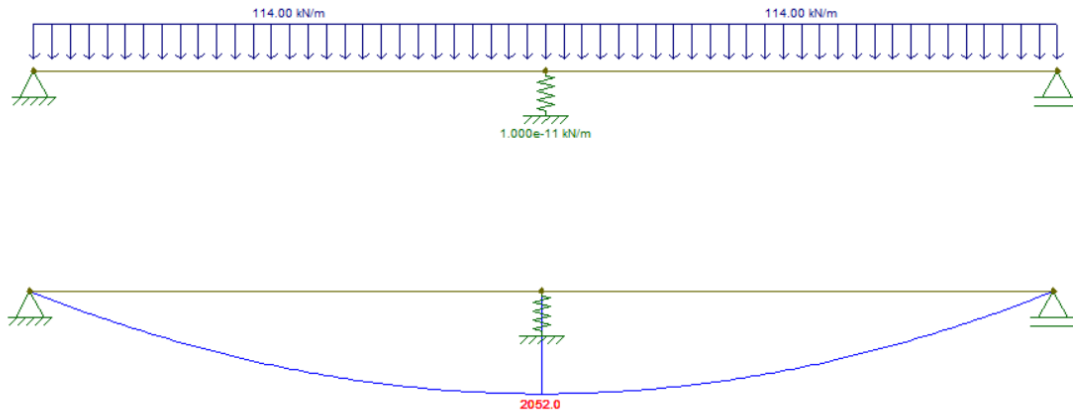
Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 27: Viga 4

Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 28: Viga 5

Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 29: Viga 6

Fonte: Autoria Própria (2019).

Deste modo é possível concluir que com a diminuição da constante elástica da mola e conseqüentemente diminuição da rigidez do pilar, o que ocorre com o aumento da deformação, o momento negativo no pilar central vai diminuindo até tornar-se positivo, assim como mostra as Figuras 28 e 29, com o valor mínimo de $K = 1 \cdot 10^{-11} \text{ kN/m}$. É isto que ocorre nos pavimentos da edificação considerada para todos os pilares e vigas, a análise de variação de rigidez no pilar foi feita apenas com o pilar central por ser aquele com os valores mais significativos.

4.2 Dimensionamento das vigas metálicas

Dimensionamento da viga V2

Para o dimensionamento da viga V2, têm-se o momento solicitante e a força cortante solicitante, obtidas através da combinação última normal.

$\gamma_{g1} = 1,25$ peso próprio da estrutura

$\gamma_{g2} = 1,35$ peso próprio de estruturas moldadas no local e elementos industrializados

$\gamma_{g3} = 1,50$ peso próprio de equipamentos

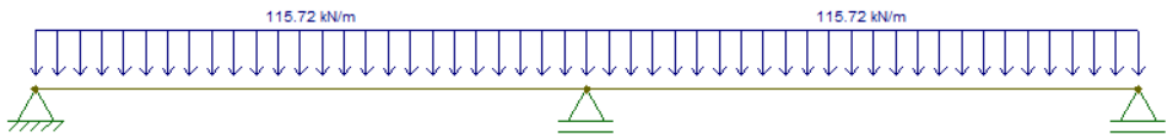
$\gamma_{g4} = 1,50$ ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação

$$Q_{sd} = [(1,25 \cdot 0,45 + 1,35 \cdot 0,42 + 1,35 \cdot 3,45 + 1,50 \cdot 6) + 1,50 \cdot 3] \cdot 6 \quad (41)$$

$$Q_{sd} = 115,72 \text{ kN/m}$$

Portanto, a viga é representada na Figura 30.

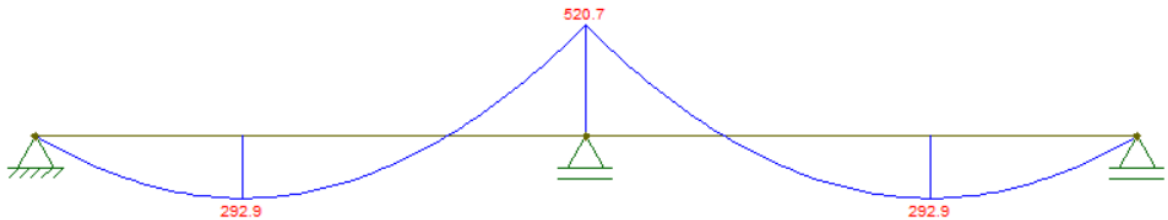
Figura 30: Carregamento da viga V2



Fonte: Autoria Própria (2019).

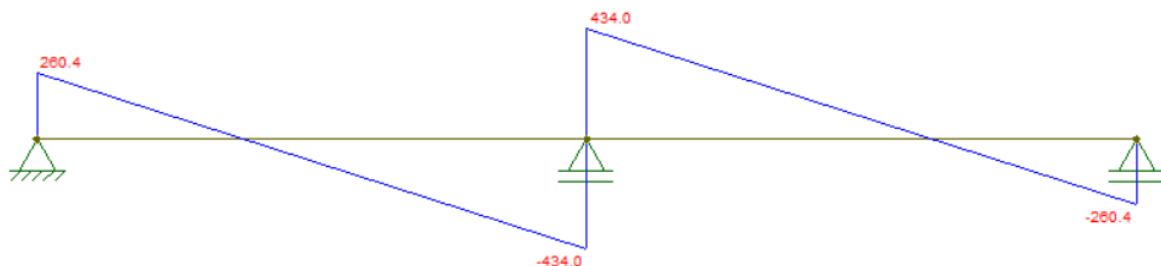
Deste modo, a Figura 31 apresenta o diagrama de momentos da viga V2 e a Figura 32 mostra o diagrama de cortante.

Figura 31: Diagrama de momento fletor



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 32: Diagrama de força cortante



Fonte: Autoria Própria (2019).

Portanto o momento solicitante será de $M_{sd} = 520,7$ kN e a cortante solicitante será de $V_{sd} = 434$ kN.

Para o deslocamento limite é utilizado a combinação frequente de serviço, considerando $\psi_1 = 0,6$, de acordo com a Tabela 2 da NBR 8800 (ABNT,2008).

Assim é obtido:

$$Q_{sd} = [(0,45 + 3,4 + 6) + 0,6 \cdot 3] \cdot 6 = 70,2 \text{ kN/m} \quad (42)$$

$$I_{lim} = \frac{5 \cdot 0,702 \cdot 600^3 \cdot 500}{384 \cdot 20500} \geq 48155 \text{ cm}^4. \quad (43)$$

sendo 500 cm o limite de deformação dado.

$$\text{Supondo seção compacta } Z_{min} = \frac{49600 \cdot 1,10}{34,5} = 1581 \text{ cm}^3$$

Na tabela Gerda (2019) foi encontrado o perfil $W460 \times 106 \text{ kg/m}$, com $I_x = 48978 \text{ cm}^4$ e o $530 \times 85 \text{ kg/m}$, com $I_x = 48453 \text{ cm}^4$. O perfil escolhido foi o $W530 \times 85,0 \text{ kg/m}$, atendendo as solicitações com menor peso.

- Verificação do momento fletor resistente

As propriedades do perfil obtidas com o Scia são:

$$b_f = 166,00 \text{ mm}$$

$$t_f = 16,50 \text{ mm}$$

$$t_w = 10,30 \text{ mm}$$

$$d = 535,00 \text{ mm}$$

$$A_g = 107,70 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 85,00 \text{ kgf}$$

$$I_x = 48453,00 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 1263,00 \text{ cm}^4$$

$$I_t = 72,93 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 1811,30 \text{ cm}^3$$

$$W_y = 152,20 \text{ cm}^3$$

$$Z_x = 2099,80 \text{ cm}^3$$

$$Z_y = 241,60 \text{ cm}^3$$

$$r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}}; r_x = 21,21 \text{ cm}$$

$$r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}}; r_y = 3,42 \text{ cm}$$

$$h = 502 \text{ mm}$$

Para a verificação à flexão é obtido para flambagem local da alma (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{502}{10,3} = 48,74 \quad (44)$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 91,65 \quad (45)$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ e $M_{pl} = Z \cdot f_y$ assim $M_{rd} = \frac{2099,8 \cdot 34,5}{1,10} = 60863 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

Para a flambagem local da mesa (FLM), têm-se:

$$\lambda = \frac{b_f}{2 \cdot t_f} = 5,03 \quad (46)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26 \quad (47)$$

Como $\lambda_p \geq \lambda$, então $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ e $M_{pl} = Z \cdot f_y$, assim, $\frac{2099,8 \cdot 34,5}{1,10} = 60863 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

Por fim, para flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda = \frac{L_b}{r_y} = \frac{600}{3,42} = 175,44 \quad (48)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26 \quad (49)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{1263 \cdot 67,99}}{3,42 \cdot 67,99 \cdot 3,14 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 848869 \cdot (3,14 \cdot 10^{-2})^2}{1263}}} = 128,1 \quad (50)$$

Onde, de acordo com o anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008), o β_1 calculado

foi $3,14 \cdot 10^{-2}$, o $C_w = 848869 \text{cm}^6$ e o $J = 68 \text{cm}^4$.

Como $\lambda > \lambda_r$; $M_{rd} = \frac{M_{cr}}{\gamma_{a1}} \leq \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$, com $M_{cr} = 73418 \text{kN} \cdot \text{cm}$ calculado de acordo com o anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008). Então $M_{rd} = \frac{73418}{1,1} \leq \frac{72443,1}{1,1}$, $M_{rd} = 66744 \text{kN} \cdot \text{cm}$.

Adota-se para M_{rd} o menor valor entre FLA, FLT ou FLM, portanto $M_{rd} = 60863 \text{kN} \cdot \text{cm} > M_{sd} = 52075 \text{kN} \cdot \text{cm}$. Logo o perfil suporta o esforço solicitado.

- Verificação do esforço cortante

Para a viga em análise, de acordo com a definição do limite de esbeltez para cortante, têm-se: $\gamma = 48,74$, $\gamma_p = 59,96$ e $\gamma_r = 74,67$, como $\gamma \leq \gamma_p$, $V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot 53,5 \cdot 34,5 \cdot 1,03}{1,1} = 1036,97 \text{kN}$, portanto maior do que 430 kN, logo o perfil suporta o esforço solicitado.

Dimensionamento das vigas V1 e V3

Para o dimensionamento da viga V1 e V3, têm-se o momento solicitante e a força cortante solicitante, obtidas através da combinação última normal.

$\gamma_{g1} = 1,25$ peso próprio da estrutura

$\gamma_{g2} = 1,35$ peso próprio de estruturas moldadas no local e elementos industrializados

$\gamma_{g3} = 1,50$ peso próprio de equipamentos

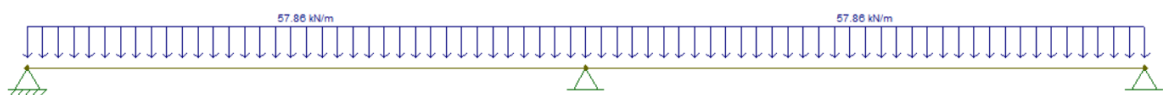
$\gamma_{g4} = 1,50$ ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação

$$Q_{sd} = [(1,25 \cdot 0,45 + 1,35 \cdot 0,42 + 1,35 \cdot 3,45 + 1,50 \cdot 6) + 1,50 \cdot 3] \cdot 3 \quad (51)$$

$$Q_{sd} = 19,28 \text{ kN/m}$$

Portanto a viga é representada na Figura 33.

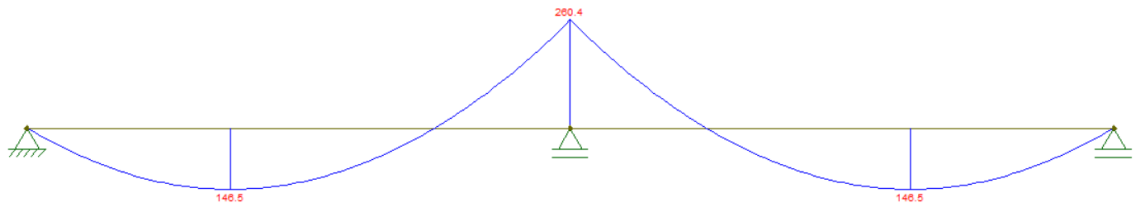
Figura 33: Carregamento das viga V1 e V3



Fonte: Autoria Própria (2019).

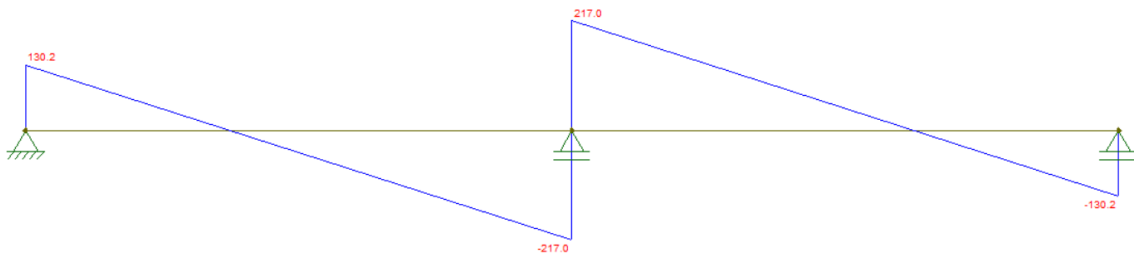
Deste modo, a Figura 34 apresenta o diagrama de momentos da vigas V1 e V3 a Figura 35 mostra o diagrama de cortante.

Figura 34: Diagrama de momento fletor



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 35: Diagrama de força cortante



Fonte: Autoria Própria (2019).

Portanto o momento solicitante é de $M_{sd} = 260,4$ kN e a cortante solicitante será de $V_{sd} = 217$ kN.

Para o deslocamento limite é utilizado a combinação frequente de serviço, considerando $\psi_1 = 0,6$, de acordo com a Tabela 2 da NBR 8800 (ABNT, 2008).

Assim é obtido:

$$Q_{sd} = [(0,45 + 3,4 + 6) + 0,6 \cdot 3] \cdot 3 = 35,1 \text{ kN/m} \quad (52)$$

$$I_{lim} = \frac{5 \cdot 0,351 \cdot 600^3 \cdot 500}{384 \cdot 20500} \geq 24078 \text{ cm}^4. \quad (53)$$

sendo 500 o limite de deformação dado.

$$\text{Supondo seção compacta } Z_{min} = \frac{24078 \cdot 1,10}{34,5} = 790,7 \text{ cm}^3$$

Na tabela Gerdau (2019) o melhor perfil encontrado para atender as

deformações e carregamentos foi o W410x75.

- Cálculo do momento fletor resistente

As propriedades do perfil são:

$$bf = 180,00 \text{ mm}$$

$$tf = 16,00 \text{ mm}$$

$$tw = 9,70 \text{ mm}$$

$$d = 413,00 \text{ mm}$$

$$Ag = 97,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Peso} = 75,00 \text{ kgf}$$

$$Ix = 27616, \text{cm}^4$$

$$Iy = 1559,00 \text{ cm}^4$$

$$IT = 65,21 \text{ cm}^4$$

$$Wx = 1337,30 \text{ cm}^3$$

$$Wy = 173,20 \text{ cm}^3$$

$$Zx = 1518,60 \text{ cm}^3$$

$$Zy = 261,10 \text{ cm}^3$$

$$rx = 16,80 \text{ cm}$$

$$ry = 3,99 \text{ cm}$$

$$h = 381,00 \text{ mm}$$

Para a verificação à flexão é obtido para flambagem local da mesa (FLA):

$$\lambda = \frac{h}{tw} = \frac{381}{9,7} = 39,28 \quad (54)$$

$$\lambda_p = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = 3,76 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 91,65 \quad (55)$$

Como $\lambda \leq \lambda_p$, $Mrd = \frac{Mpl}{\gamma_{a1}}$ e $Mpl = Z \cdot fy$ assim $Mrd = \frac{1518,6 \cdot 34,5}{1,10} = 47628 \text{ kN} \cdot \text{cm}$.

Para a flambagem local da mesa (FLM), têm-se:

$$\lambda = \frac{bf}{2 \cdot tf} = 5,63 \quad (56)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26 \quad (57)$$

Como $\lambda_p \geq \lambda$, então $M_{rd} = \frac{M_{pl}}{\gamma_{a1}}$ e $M_{pl} = Z \cdot f_y$, assim, $\frac{1518,6 \cdot 34,5}{1,10} = 47628 kN \cdot cm$.

Por fim, para flambagem lateral com torção (FLT):

$$\lambda = \frac{Lb}{r_y} = \frac{600}{3,99} = 150,38 \quad (58)$$

$$\lambda_p = 0,38 \cdot \sqrt{\frac{20500}{34,5}} = 9,26 \quad (59)$$

$$\lambda_r = \frac{1,38 \cdot \sqrt{1559 \cdot 60,74}}{2,59 \cdot 60,74 \cdot 2,59 \cdot 10^{-2}} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{27 \cdot 614281 \cdot (2,59 \cdot 10^{-2})^2}{1559}}} = 204,56. \quad (60)$$

Onde, de acordo com o anexo G da NBR 8800 (ABNT, 2008), o β_1 calculado foi $2,59 \cdot 10^{-2}$, o $C_w = 614281,1 cm^6$ e o $J = 60,74 cm^4$.

Como $\lambda_p < \lambda \leq \lambda_r$; $M_{rd} = M_{rd} = 66744 kN \cdot cm$, deve-se utilizar a Equação (32), com $C_b = 1,14$ e $M_r = (f_y - \sigma_r) W_x = 0,7 \cdot 34,5 \cdot 1337,30 = 32295,79$

$$M_{rd} = \frac{1,14}{1,1} \cdot [52391,7 - (52391,7 - 32295,8) \cdot \frac{150,38 - 9,26}{204,56 - 9,26}] \leq 47628,8 \quad (61)$$

Adota-se para M_{rd} o menor valor entre FLA, FLT ou FLM, portanto $M_{rd} = 47628 kN \cdot cm > M_{sd} = 260,4 kN \cdot cm$. Logo o perfil suporta o esforço solicitado.

- Verificação do esforço cortante

Para a viga em análise, de acordo com a definição do limite de esbeltez para cortante, têm-se: $\gamma = 39,27$, $\gamma_p = 59,96$ e $\gamma_r = 74,67$, como $\gamma \leq \gamma_p$, $V_{Rd} = \frac{0,6 \cdot 41,3 \cdot 34,5 \cdot 0,97}{1,1} = 753,87 kN$, portanto maior do que 270 kN, logo o perfil suporta o esforço solicitado.

Como as vigas V4, V5 e V6 funcionam apenas como travamento dos pilares, elas serão dimensionadas apenas para suportar o peso das paredes, assim será utilizado vigas mais leves que atendam a arquitetura do edifício. As vigas serão do tipo W 360 x 32,9.

4.3 Dimensionamento das vigas de concreto armado

Dimensionamento da viga V2

Para o dimensionamento da viga V2, têm-se o momento solicitante e a força cortante solicitante, obtidas através da combinação última normal.

$$\gamma_{g1} = 1,4 \text{ peso próprio da estrutura}$$

$$\gamma_{q1} = 1,4 \text{ ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação}$$

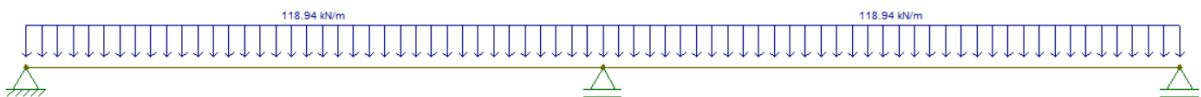
$\psi_0 = 0,7$ locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas.

$$Q_{sd} = [(1,4 \cdot 2,19 + 1,4 \cdot 3,45 + 1,4 \cdot 0,42 + 1,4 \cdot (6 + 0,7 \cdot 6) \cdot 6)] \quad (62)$$

$$Q_{sd} = 118,94 \text{ kN/m}$$

Portanto a viga é representada na Figura 36.

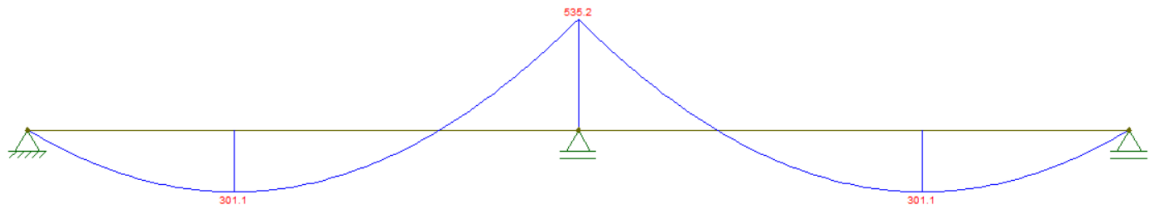
Figura 36: Carregamento da viga V2



Fonte: Autoria Própria (2019).

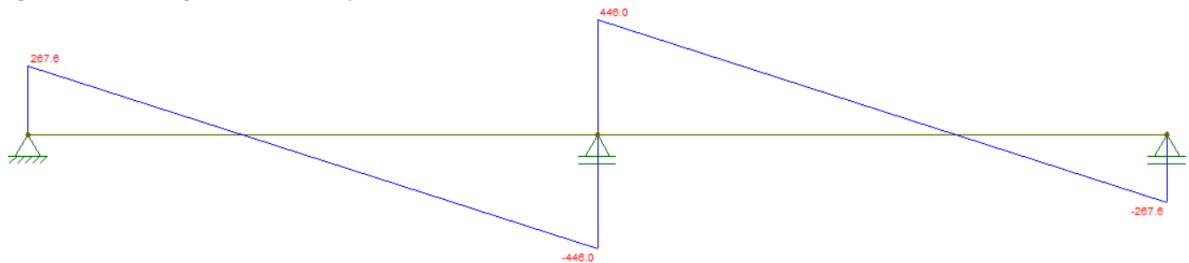
Deste modo, a Figura 37 apresenta o diagrama de momentos da viga V2 e a Figura 38 mostra o diagrama de cortante.

Figura 37: Diagrama de momento fletor



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 38: Diagrama de força cortante



Fonte: Autoria Própria (2019).

Portanto o momento solicitante será de $M_{sd} = 535,2$ kN e a cortante solicitante será de $V_{sd} = 446$ kN.

Com a modelagem da estrutura de concreto armado, definindo o tipo de concreto e a geometria da seção, assim como descrito anteriormente e ao inserir os esforços atuantes, após o cálculo através dos elementos finitos, o software gera uma planilha de cálculo, com todas as propriedades do material, forças internas geradas e o dimensionamento com a quantidade de área de armadura transversal e longitudinal necessárias.

Assim, para a viga V2 é apresentado pelo Scia o arranjo de armaduras e do dimensionamento e verificação da armadura transversal necessária, os valores e o memorial de cálculo estão descritas nas Figuras 39, 40, 41 .

**Figura 39: Propriedades
Concreto C25**

Classe de agressividade ambiental: CAA II - Moderada

Valor resistência característica à compressão

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de segurança

$$\gamma_c = 1.4 \text{ para combinações Normais}$$

Valor da resistência de cálculo à compressão

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.4} = 17.9 \text{ MPa}$$

Cobrimento do concreto

$$c = 3 \text{ cm}$$

Módulo de elasticidade secante

$$E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$$

Resistência do concreto: $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$

$$\alpha_c = 0.85 \quad \lambda = 0.8$$

Aço da armadura CA-50

Resistência característica ao escoamento

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de segurança

$$\gamma_s = 1.15 \text{ para combinações Normais}$$

Valor da resistência de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidade

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Deformação por compressão

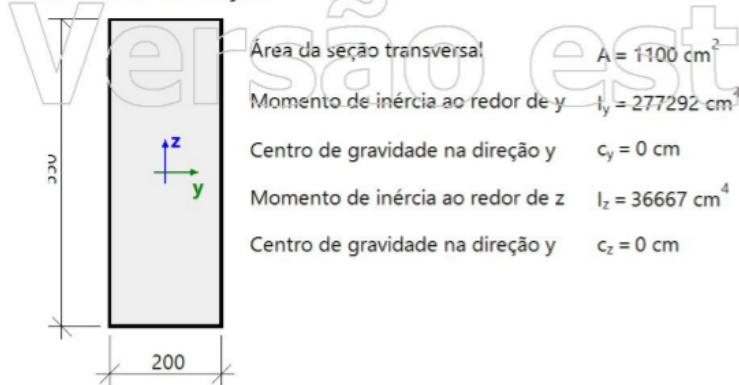
$$\epsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{210000} = 2.07 \text{ ‰}$$

Fonte: Autoria Própria (2019).

A Figura 39 mostra as propriedades do elemento, bem como coeficiente de segurança, propriedades do concreto C25 e aço CA 50.

Figura 40: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V2

Parâmetros da seção



Forças internas

Caso de carga:

Forças internas originais

$$N_E = -0.22 \text{ kN}$$

$$M_{E_y} = -479 \text{ kNm}$$

$$M_{E_z} = 0 \text{ kNm}$$

Forças internas recalculadas

$$N = -0.218 \text{ kN}$$

$$M_y = -479 \text{ kNm}$$

$$M_z = 0 \text{ kNm}$$

Configurações de cálculo

Tipo de cálculo: Flexão normal

Relação limite entre momentos para a determinação do cálculo de flexão normal: 0.1

Configurações de dimensionamento

Diâmetro da armadura:

- upper: $\phi_{up} = 16 \text{ mm}$

- inferior: $\phi_{lo} = 16 \text{ mm}$

- lateral: $\phi_{side} = 8 \text{ mm}$

Cobrimento da armadura para a superfície da barra: $c = 3 \text{ cm}$

Distância entre as superfícies das camadas de armadura: $offset = 2 \text{ cm}$

Espaçamento entre as superfícies das barras: $s_{min} = 2 \text{ cm}$

Fonte: Autoria Própria (2019).

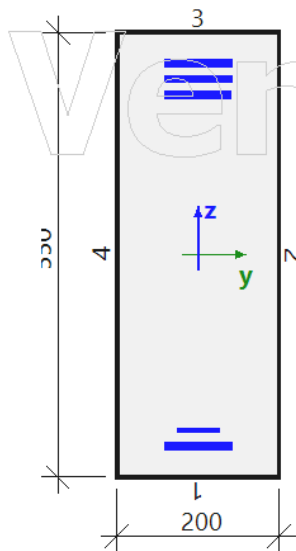
A Figura 40 mostra a área calculada da seção transversal, momento de inércia ao redor de y e ao redor de z, configurações de cálculo e configurações de dimensionamento.

Figura 41: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V2 para seção crítica
Armadura estaticamente necessária calculada

Flexão normal (y) cálculo para mais camadas

Face	Camada	y [m]	z [m]	As [cm ²]	φ[mm]	Armadura
1	1	0	-0.237	9,03	16	5φ16,0
1	2	0	-0.217	3,50	16	2φ16,0
3	1	0	0.237	9,03	16	5φ16,0
3	2	0	0.217	9,03	16	5φ16,0
3	3	0	0.197	8,59	16	5φ16,0

Lista de erros/aviso/NOTAS: Não existe erros, avisos e notas



Resumo

Armadura na superfície superior: $A_{s.req+} = 26.64 \text{ cm}^2$

Armadura na superfície inferior: $A_{s.req-} = 12.53 \text{ cm}^2$

Área da armadura de tração: $A_{st.req} = 26.64 \text{ cm}^2$

Área da armadura de compressão: $A_{sc.req} = 12.53 \text{ cm}^2$

Área total da armadura: $A_{s.req} = 39.17 \text{ cm}^2$

Fonte: Autoria Própria (2019).

A Figura 41 traz os valores calculados para a área de armadura em cada face e a área efetiva com o respectivo número de barras necessário.

Para o dimensionamento, o software usa o modelo de cálculo I e descreve as equações:

Para a verificação da diagonal comprimida do concreto é obtido:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17,9 \cdot 20 \cdot 50,4 = 437 \text{ kN} \quad (63)$$

$$V_{Rd2} = 437 \text{ kN} \geq V_s = 437 \text{ kN} \rightarrow OK \quad (64)$$

Têm-se as parcelas de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 20 \cdot 50,4 = 77,6kN \quad (65)$$

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{s,max}}\right) = 77,6 \cdot \left(1 + \frac{9,98 \cdot 10^{-3}}{479}\right) = 77,6kN \quad (66)$$

Para o dimensionamento da armadura transversal necessária:

$$V_s = 437kN \geq V_c = 77,6kN \quad (67)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_s - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} = \frac{437kN - 77,6kN}{0,9 \cdot 50,4cm \cdot 435MPa \cdot (\sin(90) + \cos(90))} = 18,2cm^2/m \quad (68)$$

$$s = \frac{A_{sw}}{A_{sw}/s} = \frac{1,01}{18,2} = 5,52cm \quad (69)$$

Verificação da distância máxima entre estribos:

$$s_{max} = \min(0,3 \cdot d; 0,2) = \min(0,3 \cdot 0,504; 0,2) = 0,151m = 15,1cm \quad (70)$$

$$s = 0,0552 < s_{max} = 0,151 \rightarrow OK \quad (71)$$

$$A_{sw}/s = 18,2cm^2/m \rightarrow 2x\phi 8mm/5,52cm$$

Verificação da armadura mínima de cisalhamento:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s}{b_w \cdot \sin(\alpha)} = \frac{18,2cm^2/m}{20cm \cdot \sin(90)} = 0,911 \quad (72)$$

$$\rho_c = \frac{0,2f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 2,56}{500} = 0,103 \quad (73)$$

$$\rho_{sw} = 0,911 \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yw}} = 0,103 \rightarrow OK \quad (74)$$

A parcela de força cortante resistida pela armadura transversal será portanto:

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 18,2 \cdot 0,9 \cdot 50,4 \cdot 435 \cdot (\sin(90) + \cos(90)) = 359kN \quad (75)$$

Para a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} = 77,6 + 359 = 437kN \rightarrow V_{rd3} > V_s \rightarrow OK \quad (76)$$

Dimensionamento da vigas V1 e V3

Para o dimensionamento das vigas V1 e V3, têm-se o momento solicitante e a força cortante solicitante, obtidas através da combinação última normal.

$\gamma_{g1} = 1,4$ peso próprio da estrutura

$\gamma_{q1} = 1,4$ ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação

$\psi_0 = 0,7$ locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas .

$$Q_{sd} = [(1,4 \cdot 2,19 + 1,4 \cdot 3,45 + 1,4 \cdot 0,42 + 1,4 \cdot (6 + 0,7 \cdot 6) \cdot 3] \quad (77)$$

$$Q_{sd} = 59,47 \text{ kN/m}$$

Deste modo, o momento solicitante será de $M_{sd} = 257kN \cdot m$, e a cortante solicitante será de $V_{sd} = 221kN$.

O software Scia Engineer, via método dos elementos finitos, gerou uma planilha de cálculo com as propriedades do material e método de cálculo das armaduras necessárias em cada face, descrito nas figuras 42, 43 e 44 .

Figura 42: Propriedades Concreto C25

Classe de agressividade ambiental: CAA II - Moderada

Valor resistência característica à compressão

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de segurança

$$\gamma_c = 1.4 \text{ para combinações Normais}$$

Valor da resistência de cálculo à compressão

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.4} = 17.9 \text{ MPa}$$

Cobrimento do concreto

$$c = 3 \text{ cm}$$

Módulo de elasticidade secante

$$E_{cs} = 24150 \text{ MPa}$$

Resistência do concreto: $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$

$$\alpha_c = 0.85 \quad \lambda = 0.8$$

Aço da armadura CA-50

Resistência característica ao escoamento

$$f_{yk} = 500 \text{ MPa}$$

Coefficiente parcial de segurança

$$\gamma_s = 1.15 \text{ para combinações Normais}$$

Valor da resistência de cálculo

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ MPa}$$

Módulo de elasticidade

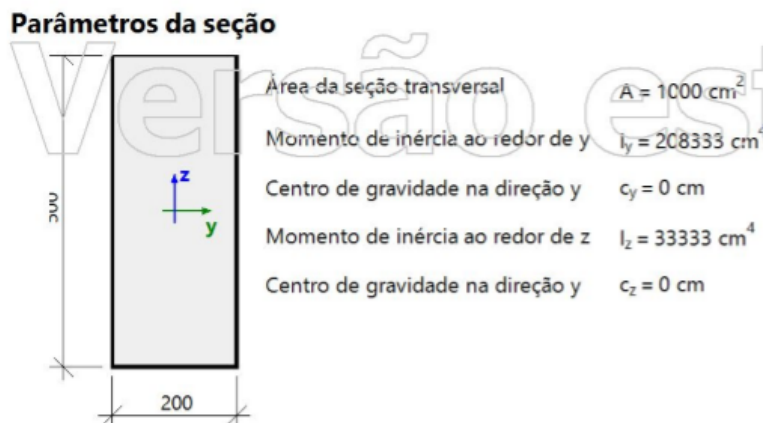
$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

Deformação por compressão

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{435}{210000} = 2.07 \text{ ‰}$$

Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 43: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer para V1 e V3



Forças internas

Caso de carga:

Forças internas originais

$$N_E = -0.05 \text{ kN}$$

$$M_{E_y} = -241 \text{ kNm}$$

$$M_{E_z} = 0.04 \text{ kNm}$$

Forças internas recalculadas

$$N = -0.045 \text{ kN}$$

$$M_y = -241 \text{ kNm}$$

$$M_z = 0.04 \text{ kNm}$$

Configurações de cálculo

Tipo de cálculo: Flexão normal

Relação limite entre momentos para a determinação do cálculo de flexão normal: 0.1

Configurações de dimensionamento

Diâmetro da armadura:

- upper: $\phi_{up} = 16 \text{ mm}$

- inferior: $\phi_{io} = 16 \text{ mm}$

- lateral: $\phi_{side} = 8 \text{ mm}$

Cobrimento da armadura para a superfície da barra: $c = 3 \text{ cm}$

Distância entre as superfícies das camadas de armadura: $offset = 2 \text{ cm}$

Espaçamento entre as superfícies das barras: $s_{min} = 2 \text{ cm}$

Fonte: Autoria Própria (2019).

A Figura 42 mostra a área calculada da seção transversal, momento de inércia ao redor de y e ao redor de z, configurações de cálculo e configurações de dimensionamento.

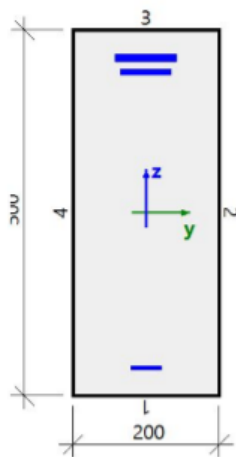
Figura 44: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V1 e V3

Armadura estaticamente necessária calculada

Flexão normal (y) cálculo para mais camadas

Face	Camada	y [m]	z [m]	As [cm ²]	φ [mm]	Armadura
1	1	0	-0.212	2,36	16	2φ16,0
3	1	0	0.212	9,03	16	5φ16,0
3	2	0	0.192	6,16	16	4φ16,0

Lista de erros/avisos/notas: Não existe erros, avisos e notas



Resumo

Armadura na superfície superior: $A_{s,req+} = 15.19 \text{ cm}^2$

Armadura na superfície inferior: $A_{s,req-} = 2.361 \text{ cm}^2$

Área da armadura de tração: $A_{st,req} = 15.19 \text{ cm}^2$

Área da armadura de compressão: $A_{sc,req} = 2.361 \text{ cm}^2$

Área total da armadura: $A_{s,req} = 17.55 \text{ cm}^2$

Verificação das regras de detalhamento, NBR-6118:2014 seção 17.3.5.2.1

Tipo do elemento - Pilar

Armadura necessária:

Taxa de armadura mínima

$$\rho_{min} = 0.15 \%$$

Área de armadura mínima

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot A = 0.15 \% \cdot 1000 \text{ cm}^2 = 1.5 \text{ cm}^2$$

Fonte: Autoria Própria (2019).

A Figura 44 traz os valores calculados para a área de armadura em cada face e a área efetiva com o respectivo número de barras necessário.

Para o dimensionamento, o software usa o modelo de cálculo I e descreve as equações:

Para a verificação da diagonal comprimida do concreto é obtido:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17,9 \cdot 20 \cdot 45,4 = 394 \text{ kN} \quad (78)$$

$$V_{Rd2} = 394kN \geq V_s = 219 \rightarrow OK \quad (79)$$

Têm-se as parcelas de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 20 \cdot 45,4 = 69,8kN \quad (80)$$

$$V_c = V_{c0} \cdot \left(1 + \frac{M_0}{M_{s,max}}\right) = 69,9 \cdot \left(1 + \frac{1,88 \cdot 10^{-3}}{241}\right) = 69,9kN \quad (81)$$

Para o dimensionamento da armadura transversal necessária:

$$V_s = 219kN \geq V_c = 69,9kN \quad (82)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_s - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha))} = \frac{219kN - 69,9kN}{0,9 \cdot 45,4cm \cdot 435MPa \cdot (\sin(90) + \cos(90))} = 8,37cm^2/m \quad (83)$$

$$s = \frac{A_{sw}}{A_{sw}/s} = \frac{1,01}{8,37} = 12cm \quad (84)$$

Verificação da distância máxima entre estribos:

$$s_{max} = \min(0,6 \cdot d; 0,3) = \min(0,6 \cdot 0,454; 0,3) = 0,272m = 27,2cm \quad (85)$$

$$s = 0,12 < s_{max} = 0,272 \rightarrow OK \quad (86)$$

$$A_{sw}/s = 8,37cm^2/m \rightarrow 2x\phi 8mmc/12cm$$

Verificação da armadura mínima de cisalhamento:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s}{b_w \cdot \sin(\alpha)} = \frac{8,37cm^2/m}{20cm \cdot \sin(90)} = 0,419 \quad (87)$$

$$\rho_c = \frac{0,2f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 2,56}{500} = 0,103 \quad (88)$$

$$\rho_{sw} = 0,419 \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,103 \rightarrow OK \quad (89)$$

A parcela de força cortante resistida pela armadura transversal será portanto:

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 8,37 \cdot 0,9 \cdot 45,4 \cdot 435 \cdot (\sin(90) + \cos(90)) = 149kN \quad (90)$$

Para a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal:

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw} = 69,9 + 149 = 219kN \rightarrow V_{rd3} > V_s \rightarrow OK \quad (91)$$

Dimensionamento das vigas V4 e V6

Para o dimensionamento das vigas V4, V5 e V6, têm-se o momento solicitante e a força cortante solicitante, obtidas através da combinação última normal, nestes caso, essas vigas serão dimensionadas apenas para suportar o peso das paredes, portanto a quantidade de armaduras a ser utilizada será menor.

$$\gamma_{g1} = 1,4 \text{ peso próprio da estrutura}$$

$$\gamma_{q1} = 1,4 \text{ ações variáveis incluindo as decorrentes do uso e ocupação}$$

$$Q_{sd} = [(1,4 \cdot (2,19 \cdot 6) + 1,4 \cdot 5,07)] \quad (92)$$

$$Q_{sd} = 25,49 \text{ kN/m}$$

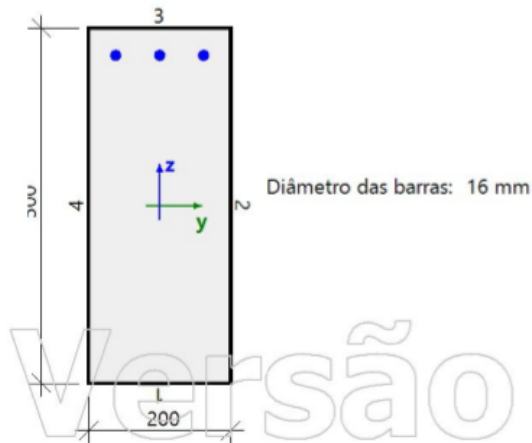
Deste modo, o momento solicitante será de $M_{sd} = 114,7kN \cdot m$, e a cortante solicitante será de $V_{sd} = 95,6kN$.

Para as vigas V4 e V6, o dimensionamento feito pelo software, apresentou o arranjo de armaduras descrito na Figura 45.

Figura 45: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V4 e V6
Barras da armadura calculadas

A distribuição da armadura necessária ao longo das faces é baseada nas áreas das barras reais

Índice	Face	Camada	y [m]	z [m]	ϕ [mm]	As [cm ²]
1	3	1	0.062	0.212	16	2.01
2	3	1	0	0.212	16	2.01
3	3	1	-0.062	0.212	16	2.01



Fonte: Autoria Própria (2019).

Para o dimensionamento, o software usa o modelo de cálculo I e descreve as equações:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17,9 \cdot 20 \cdot 45,4 = 394 \text{ kN} \quad (93)$$

$$V_{Rd2} = 394 \text{ kN} \geq V_s = 5,56 \rightarrow \text{OK} \quad (94)$$

Têm-se as parcelas de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 20 \cdot 45,4 = 69,9 \text{ kN} \quad (95)$$

$$V_c = V_{c0} = 69,9 \text{ kN} \quad (96)$$

Para o dimensionamento da armadura transversal necessária:

$$V_s = 5,56kN \leq V_c = 69,9kN \quad (97)$$

$$V_s \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \quad (98)$$

$$s_{max} = \min(0,6 \cdot d; 0,3) = \min(0,6 \cdot 0,454; 0,3) = 27,2cm \quad (99)$$

$$s = s_{max} = 27,2cm \quad (100)$$

$$s_{max} = \min(d; 0,8) = \min(0,454; 0,8) = 45,4cm \quad (101)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1}{s} \cdot n_w \cdot \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = \frac{1}{27,2cm} \cdot 2 \cdot \frac{3,14 \cdot 8mm^2}{4} = 3,69cm^2/m \quad (102)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3,69cm^2/m \rightarrow 2x\phi 8mmc/27,2cm \quad (103)$$

Verificação da armadura mínima de cisalhamento:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s}{b_w \cdot \sin(\alpha)} = \frac{3,69cm^2/m}{20cm \cdot \sin(90)} = 0,185 \quad (104)$$

$$\rho_c = \frac{0,2f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 2,56}{500} = 0,103 \quad (105)$$

$$\rho_{sw} = 0,419 \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,103 \rightarrow OK \quad (106)$$

A parcela de força cortante resistida pela armadura transversal será portanto:

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 3,69 \cdot 0,9 \cdot 45,4 \cdot 435 \cdot (\sin(90) + \cos(90)) = 65,6kN \quad (107)$$

Portanto a armadura transversal final calculada será:

$$A_{sw}/s = 3,69 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2 \times \phi 8 \text{ mm} / 27,2 \text{ cm} \quad (108)$$

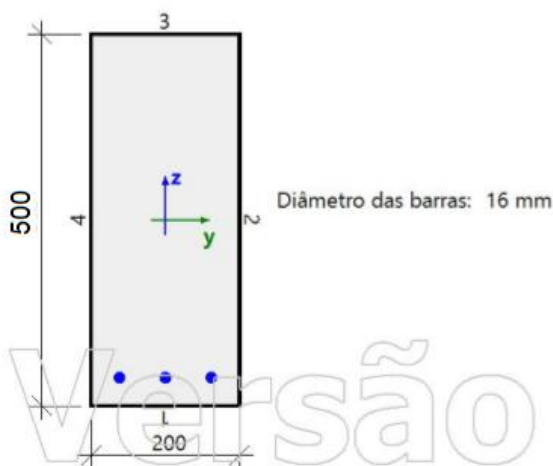
Dimensionamento da viga V5

Para a viga V5, considerando os mesmos carregamentos para as vigas V4 e V6, o dimensionamento feito pelo software apresentou o resultado descrito na Figura 46.

Figura 46: Dimensionamento das armaduras via Scia Engineer V5
Barras da armadura calculadas

A distribuição da armadura necessária ao longo das faces é baseada nas áreas das barras reais

Índice	Face	Camada	y [m]	z [m]	ϕ [mm]	A_s [cm ²]
1	1	1	-0.062	-0.212	16	2.01
2	1	1	0	-0.212	16	2.01
3	1	0.062	-0.212	16	2.01	



Fonte: Autoria Própria (2019).

Para o dimensionamento, o software usa o modelo de cálculo I e descreve as equações:

Para a verificação da diagonal comprimida do concreto é obtido:

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17,9 \cdot 20 \cdot 45,4 = 394 \text{ kN} \quad (109)$$

$$V_{Rd2} = 394 \text{ kN} \geq V_s = 5,56 \rightarrow \text{OK} \quad (110)$$

Têm-se as parcelas de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça:

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 1,28 \cdot 20 \cdot 45,4 = 69,9kN \quad (111)$$

$$V_c = V_{c0} = 69,9kN \quad (112)$$

Para o dimensionamento da armadura transversal necessária:

$$V_s = 5,56kN \leq V_c = 69,9kN \quad (113)$$

$$V_s \leq 0,67 \cdot V_{Rd2} \quad (114)$$

$$s_{max} = \min(0,6 \cdot d; 0,3) = \min(0,6 \cdot 0,454; 0,3) = 27,2cm \quad (115)$$

$$s = s_{max} = 27,2cm \quad (116)$$

$$s_{max} = \min(d; 0,8) = \min(0,454; 0,8) = 45,4cm \quad (117)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{1}{s} \cdot n_w \cdot \frac{\pi \cdot \phi_w^2}{4} = \frac{1}{27,2cm} \cdot 2 \cdot \frac{3,14 \cdot 8mm^2}{4} = 3,69cm^2/m \quad (118)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 3,69cm^2/m \rightarrow 2x\phi 8mmc/27,2cm \quad (119)$$

Verificação da armadura mínima de cisalhamento:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}/s}{b_w \cdot \sin(\alpha)} = \frac{3,69cm^2/m}{20cm \cdot \sin(90)} = 0,185 \quad (120)$$

$$\rho_c = \frac{0,2f_{ctm}}{f_{ywk}} = \frac{0,2 \cdot 2,56}{500} = 0,103 \quad (121)$$

$$\rho_{sw} = 0,419 \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} = 0,103 \rightarrow OK \quad (122)$$

A parcela de força cortante resistida pela armadura transversal será portanto:

$$V_{sw} = A_{sw}/s \cdot 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} \cdot (\sin(\alpha) + \cos(\alpha)) = 3,69 \cdot 0,9 \cdot 45,4 \cdot 435 \cdot (\sin(90) + \cos(90)) = 65,6kN \quad (123)$$

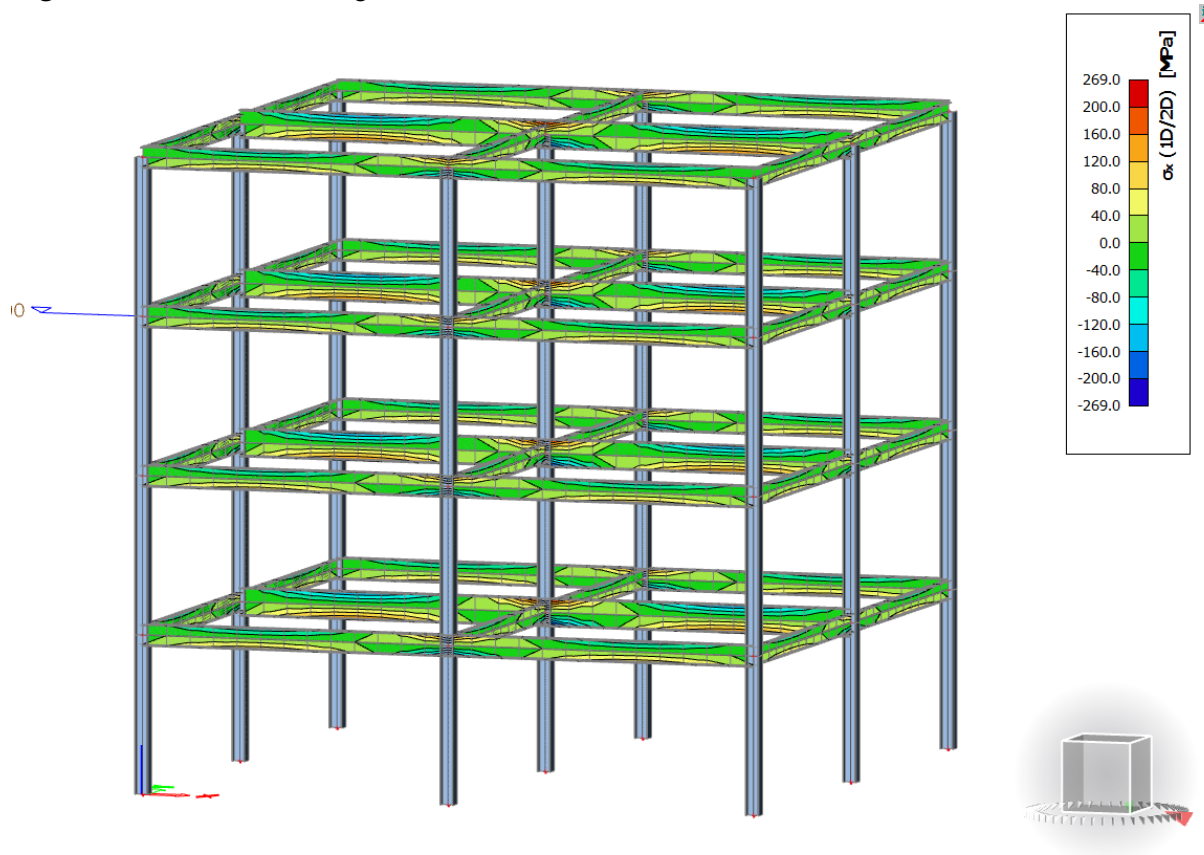
Portanto a armadura transversal final calculada será:

$$A_{sw}/s = 3,69cm^2/m \rightarrow 2x\phi 8mmc/27,2cm \quad (124)$$

4.4 Comparativo Estrutural

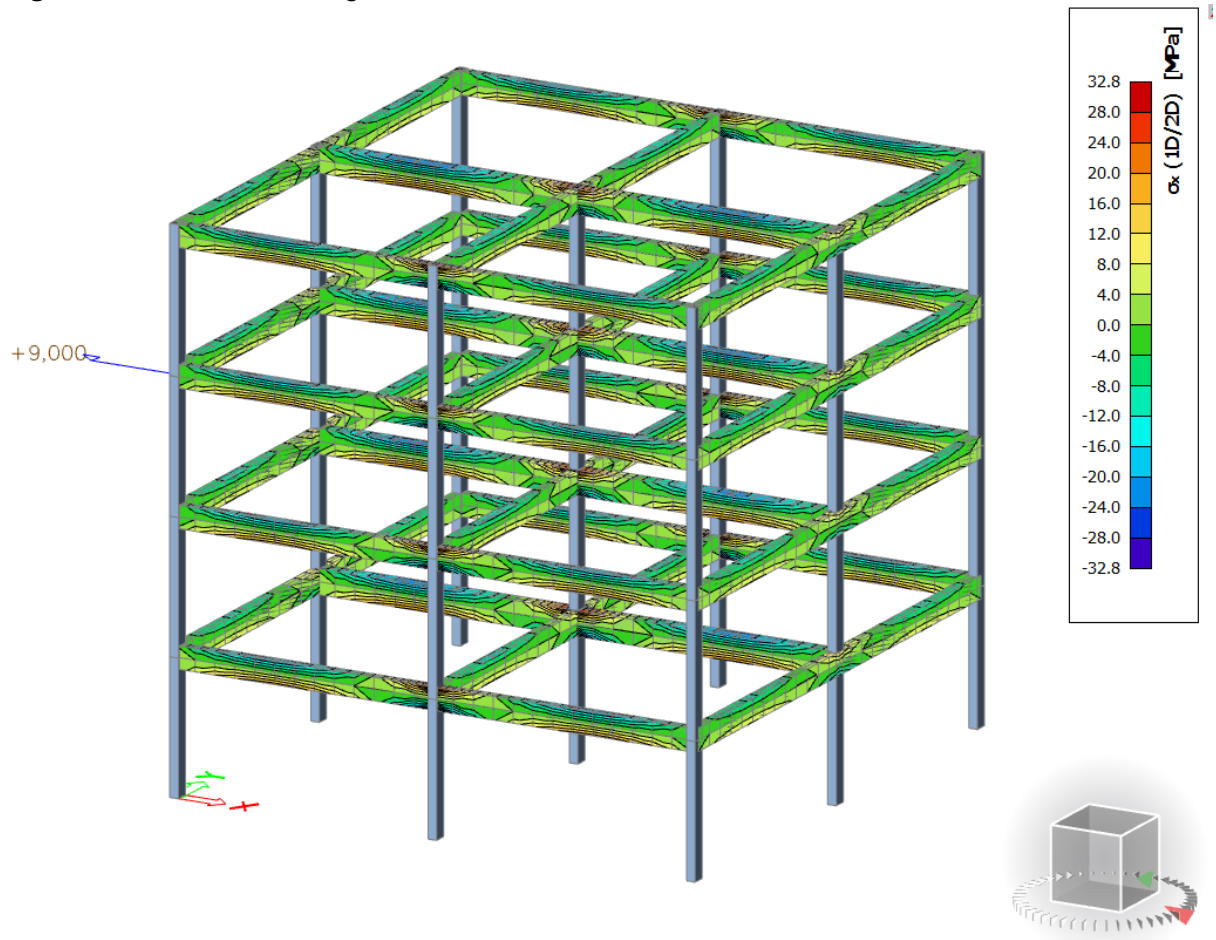
Para os critérios de comparativo estrutural foram considerados as tensões e os deslocamentos gerados pelas vigas, de acordo com cada material, deste modo, o software apresentou os resultados nas imagens 47 e 48, para as tensões geradas nas vigas metálicas e de concreto armado, respectivamente.

Figura 47: Tensões nas vigas metálicas



Fonte: Autoria Própria (2019).

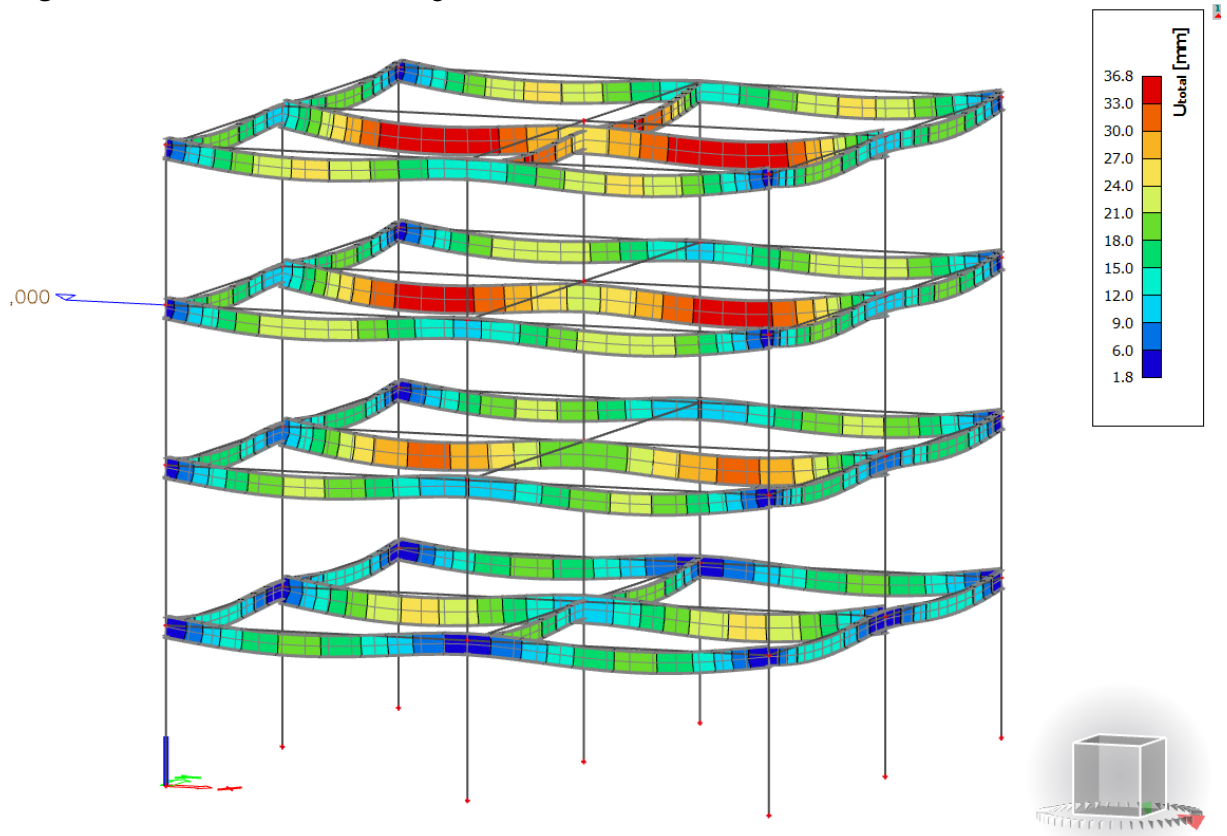
Figura 48: Tensões nas vigas de concreto armado



Fonte: Autoria Própria (2019).

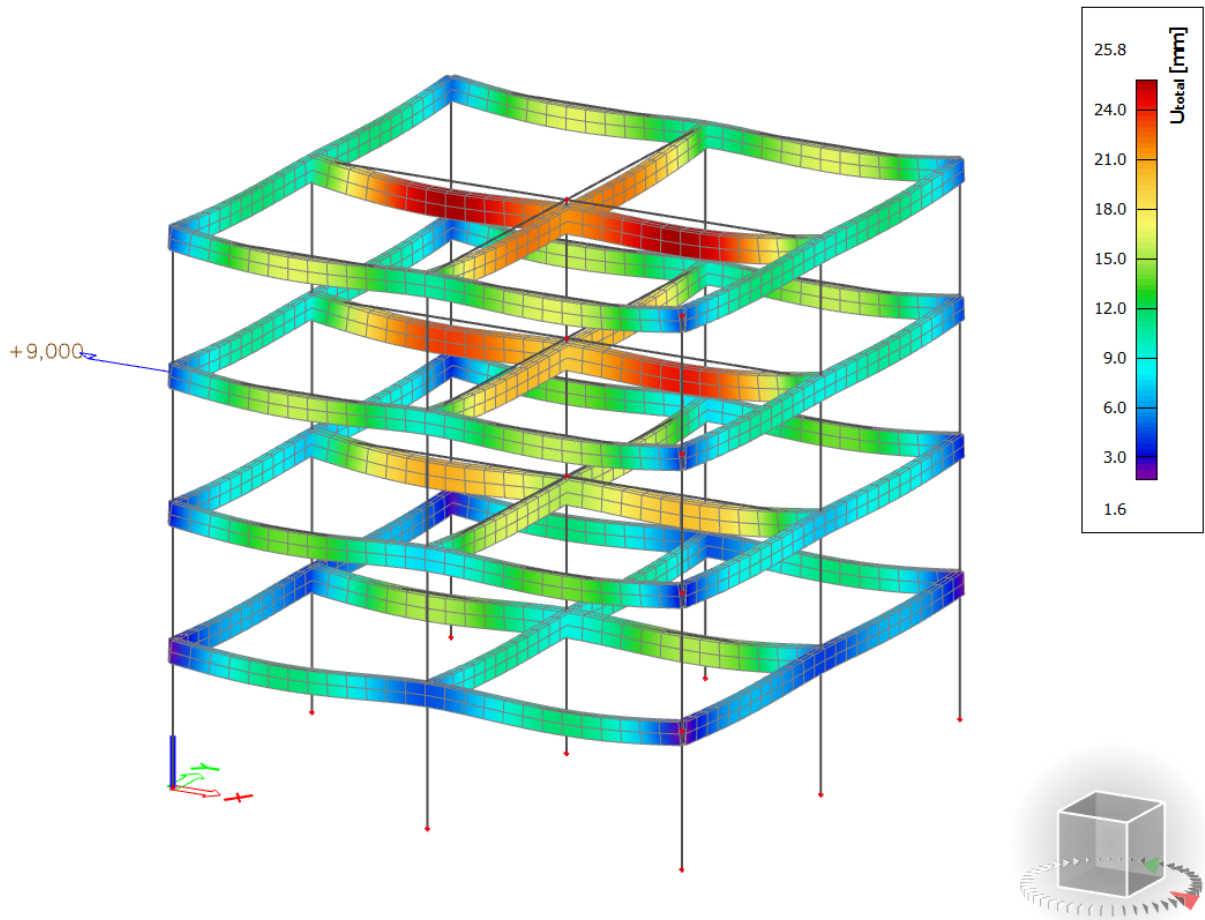
Os deslocamentos máximos obtidos nas vigas metálicas e de concreto armado, estão representados nas Figuras 49 e 50, respectivamente.

Figura 49: Deslocamento nas vigas metálicas



Fonte: Autoria Própria (2019).

Figura 50: Deslocamento nas vigas de concreto armado



Fonte: Autoria Própria (2019).

O software também lista a quantidade de materiais da estrutura. Neste caso foram selecionadas todas as vigas para comparação, então é possível comparar a massa, a superfície e o volume de cada material.

Quadro 8: Comparativo da quantidade de materiais

Material	Massa Kg	Superfície m^2	Volume m^3
Concreto Armado	79800,0	417,60	31,92
Aço	16035,4	394,83	20,427

Fonte: Autoria Própria (2019).

4.5 Comparativo Econômico

O orçamento obtido para as vigas metálicas está descrito no Quadro 9.

Quadro 9: Orçamento das vigas metálicas

Perfil	Comprimento (m)	Massa Nominal (Kg/m)	Custo unitário (R\$)	Quantidade	Custo Total (R\$)
W 530 x 85	12	85	6854,4	4	27.417,6
W 410 x 75	12	75	6048,0	8	48.384
W 360 x 32,9	12	32,9	2653,0	12	31.836
Custo Total					107.637,6

Fonte: Autoria Própria (2019).

Para as vigas em concreto armado foram discriminados inicialmente os valores para as armaduras e em outro quadro os valores para concretagem e valor total, descritos no Quadro 10 e 11, respectivamente.

Quadro 10: Orçamento das vigas de concreto armado

Aço	Diâmetro (mm)	Massa (Kg)	Número de barras	Custo unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
CA 50	16	18,94	400	70,9	28.360
CA 60	8	1,84	402	7,08	2.846,16
Custo Total					31.206,16

Fonte: Autoria Própria (2019).

Quadro 11: Custo total das vigas de concreto armado

	Vigas	Custo unitário (R\$)	Custo Total (R\$)
Volume C25 m^3	43,68	380,70	16.628,97
Área de forma m^2	431,40	21,73	9.374,32
Barras			31.206,16
Custo Total			57.209,45

Fonte: Autoria Própria (2019).

Portanto o orçamento das vigas metálicas foi de R\$ 107.637,6 enquanto que o orçamento das vigas em concreto armado foi de R\$ 57.209,45. Foram considerados apenas os materiais a serem utilizados, sem levar em conta despesas de canteiro e mão-de-obra.

5 CONCLUSÃO

Após análises das comparações feitas, fica mais fácil a escolha de um sistema estrutural que exija um projeto mais leve e resistente, com projetos ousados e esbeltos, visto que um dos desafios das obras atuais é o elevado peso das estruturas de concreto armado, deste modo os perfis de aço podem ser uma opção.

O aço com grande massa específica de cerca de 7850 kg/m^3 em comparação ao concreto com 2500 kg/m^3 , assim ao considerar o mesmo volume, o aço é 3,14 vezes mais leve que o concreto, sendo também mais resistente. Com os resultados é possível observar que a resistência do aço na compressão foi 10 vezes maior do que a resistência do concreto C25 na compressão. A tensão máxima das vigas da estrutura metálica chegou a 268 MPa, enquanto que a das vigas de concreto armado chegou a 32,8 MPa, deste modo é possível aumentar a resistência diminuindo o peso da edificação com o uso de perfis de aço.

Em relação ao custo, é visto que a utilização de vigas metálicas ficou mais cara, em um percentual de 50% aproximadamente, em relação as vigas de estrutura de concreto armado, representando uma economia de R\$ 50.428,15. Porém para a determinação do melhor custo-benefício, é necessário mais estudos em relação as variáveis de um projeto, como o tempo de execução da obra, tempo de retorno do capital investido, custo de materiais e custo de execução como equipamentos e mão de obra, bem como as limitações arquitetônicas e finalidades da edificação, por isso é visto estruturas metálicas comuns em edifícios comerciais.

A economia de uma obra com estrutura metálica depende de diferentes fatores em comparação a uma obra em concreto armado, estruturas metálicas geram cargas menores para a fundação, menor tempo de construção, menor consumo de revestimento, maior área útil e maior velocidade de giro do capital investido, porém sistemas de concreto armado exigem uma mão de obra menos especializada, o que o torna mais barato e acessível, sendo o concreto um material, economicamente, mais viável que o aço, mas ao possuir baixa resistência e rigidez do material, necessitam de seções transversais maiores para resistir aos esforços solicitantes, fator limitante ao projeto arquitetônico.

Com o estudo do esquema estrutural proposto foi possível uma maior

difusão acerca do software Scia Engineer, com sua variedade de perfis metálicos e possibilidade de confecção de qualquer tipo de estrutura, o estudo comparativo em relação ao peso, materiais, resistências e diferentes normas se faz totalmente completo e eficaz, deste modo, para a confecção de trabalhos futuros é pertinente comparar seções de mesmas inércias e materiais diferentes e avaliar a influência de diferentes estruturas no dimensionamento de fundações.

REFERÊNCIAS

ABECE - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL. **Edições do Scia Engineer**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL, 2010.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120:2019 Ações para o cálculo de estruturas de edificações**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2019.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:2014 Projeto de estruturas de concreto — Procedimento**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800:2008 Projeto de estruturas de aço e concreto de edifícios**. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008.

BONAFÉ, Gabriel; FONSECA, Caroline. **Estruturas metálicas reduzem o tempo de construção em até 40%**: Os materiais de aço também permitem maior liberdade de criação aos arquitetos e podem ser aplicados em qualquer tipo de projeto. 2018. Disponível em: <https://www.aecweb.com.br/cont/m/rev/estruturas-metalicas-reduzem-o-tempo-de-construcao-em-ate-40_10301_10_0>. Acesso em: 19 maio 2019.

CONSTRUÇÃO MERCADO: Negócios de incorporação e construção. São Paulo: Pini, v. 157, ago. 2014. Mensal. Disponível em: <<http://construcaomercado17.pini.com.br/negocios-incorporacao-construcao/157/estrutura-metalica-x-estrutura-em-concreto-armado-mesmo-sendo-319701-1.aspx>>. Acesso em: 17 abr. 2019.

CORELHANO, Angelo Giovanni. **Flexão Composta Normal**. Campo Mourão: Notas de Aula, 2019.

FERRAZ, Daniel. **Viga de aço ou viga de concreto?**. 2018. Notas de aula. Disponível em: <<http://www.engenheirodoaco.com.br/2019/03/10/viga-de-aco-ou-concreto-armado-0042/>>. Acesso em: 15 abr. 2019.

LEONHARDT, F.; MÖNNING, E. (1982). **Construções de concreto - volume 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado**. Rio de Janeiro, Editora Interciência.

MATTOS, Nilson Cezar. **Como o Eberick dimensiona as vigas aos esforços de cisalhamento?** 2010. 1 v. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2010. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/268/653/pt-br/dimensionamento-de-vigas-ao-cisalhamento-_n-6118_2007.html>. Acesso em: 01 jun. 2019.

MOURA, Tiago Rodrigues Coelho de. **Comparativo de estruturas de concreto armado e de aço: estudo de caso**. Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento. Ano 04, Ed. 04, Vol. 04, pp. 24-42. Abril de 2019. ISSN: 2448-0959.

PFEIL, Walter. **Estruturas de aço: dimensionamento prático. 8aed., Ed. LTC, 2009**. Rio de Janeiro: Ltc -livros Técnicos e Científicos Editora Ltda, 2009. 382 p.

SANTOS NETTO, P. **Resistência do concreto armado à força cortante em peças fletidas**. São Carlos, Escola de Engenharia de São Carlos – USP, Departamento de Engenharia de Estruturas, 1983.

SANTOS, Raquel Simone dos. **Comparativo entre estruturas de Aço e Concreto Armado**. 2007. 72 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade São Francisco, Itatiba, 2007. Cap. 2. Disponível em: <<http://lyceumonline.usf.edu.br/salavirtual/documentos/1050.pdf>>. Acesso em: 14 abr. 2019.

SOUZA, Alex Sander Clemente de. **Dimensionamento de Elementos Estruturais em Aço Segundo a BR 8800:2008**. São Carlos: Edufscar, 2009.

VALENCIANI, Vitor. **Scia a nemetscheck company**. 2017. Disponível em: <<https://www.scia.net/pt>>. Acesso em: 16 abr. 2019.