

**MINISTÉRIO DA DEFESA
EXÉRCITO BRASILEIRO
SECRETARIA DE CIÊNCIA E TECNOLOGIA
INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA
CURSO DE ENGENHARIA DE FORTIFICAÇÃO E
CONSTRUÇÃO**

**1º Ten LUIZ FELIPE SOARES E SILVA
GABRIEL BELFORT DE CARVALHO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETOS
ESTRUTURAIS DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE
EM AÇO E CONCRETO ARMADO**

RIO DE JANEIRO

2017

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

**1° Ten LUIZ FELIPE SOARES E SILVA
GABRIEL BELFORT DE CARVALHO**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETOS ESTRUTURAIS DE
EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE EM AÇO E CONCRETO
ARMADO**

Relatório de Projeto de Final de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia de Fortificação e Construção do Instituto Militar de Engenharia, como requisito parcial para aprovação na referida disciplina.
Orientador:
Prof. Cel/R1 Marcelo Rodrigues Leão Silva, D.Sc.

Rio de Janeiro
2017

c2017

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

Praça General Tibúrcio, 80 – Praia Vermelha

Rio de Janeiro – RJ CEP: 22290-270

Este exemplar é de propriedade do Instituto Militar de Engenharia, que poderá incluí-lo em base de dados, armazenar em computador, microfilmар ou adotar qualquer forma de arquivamento.

É permitida a menção, reprodução parcial ou integral e a transmissão entre bibliotecas deste trabalho, sem modificação de seu texto, em qualquer meio que esteja ou venha a ser fixado, para pesquisa acadêmica, comentários e citações, desde que sem finalidade comercial e que seja feita a referência bibliográfica completa.

Os conceitos expressos neste trabalho são de responsabilidade do(s) autor(es) e do(s) orientador(es).

624.1834	Silva, Luiz Felipe Soares e
S586a	Análise comparativa de projetos estruturais de edificações de pequeno porte em aço e concreto armado / Luiz Felipe Soares e Silva; Gabriel Belfort de Carvalho; orientados por Marcelo Rodrigues Leão Silva – Rio de Janeiro: Instituto Militar de Engenharia, 2017.
	66p. : il.
	Projeto de Fim de Curso (PROFIC) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2017.
	1. Curso de Engenharia de Fortificação e Construção – Projeto de Fim de Curso. 2. Concreto. I. Carvalho, Gabriel Belfort de. II. Silva, Marcelo Rodrigues Leão. III. Título. IV. Instituto Militar de Engenharia.

INSTITUTO MILITAR DE ENGENHARIA

1º Ten LUIZ FELIPE SOARES E SILVA

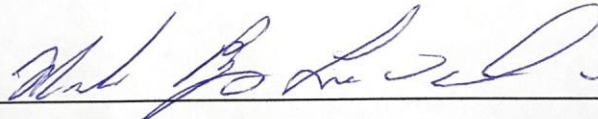
GABRIEL BELFORT DE CARVALHO

**ANÁLISE COMPARATIVA DE PROJETOS ESTRUTURAIS DE
EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE EM AÇO E CONCRETO
ARMADO**

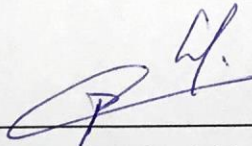
Relatório de Projeto de Final de Curso apresentado ao Curso de Graduação em Engenharia de Fortificação e Construção do Instituto Militar de Engenharia, como requisito para aprovação na referida disciplina.

Orientador: Prof. Cel/R1 Marcelo Rodrigues Leão Silva, D.Sc.

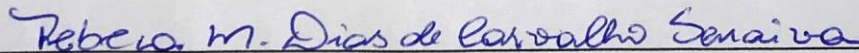
Aprovada em 03 de outubro de 2017 pela seguinte Banca Examinadora:



Prof. Cel/R1 Marcelo Rodrigues Leão Silva - D.Sc do IME – Presidente



Prof. Maj Renato Cancherini Lefone - M.Sc. do IME



Profª Cap Rebeca Montenegro Dias de Carvalho Saraiva. - D.Sc. do IME

Rio de Janeiro

2017

SUMÁRIO

LISTA DE ILUSTRAÇÕES	6
LISTA DE TABELAS	8
1 INTRODUÇÃO	12
1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	12
1.2 OBJETIVOS	12
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO.....	12
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	13
2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO.....	13
2.1.1 O CONCRETO	13
2.1.2 MICROESTRUTURA DO CONCRETO	17
2.2 ESTRUTURAS METÁLICAS.....	19
2.2.1 HISTÓRICO.....	19
2.2.2 PRODUÇÃO	20
2.2.3 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS.....	20
2.2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS.....	21
2.2.5 PRODUTOS ESTRUTURAIS	23
3 CÁLCULO ESTRUTURAL	24
3.1 EDIFÍCIO EXEMPLO	24
3.2 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO	25
3.2.1 VIGAS.....	25
3.2.2 PILARES	29
3.3 ESTRUTURA METÁLICA	33
3.3.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS.....	34
3.3.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	39
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	42
4.1 COMPARAÇÃO CONSTRUTIVA.....	42

4.2	BANCO DE DADOS.....	43
4.2.1	ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO.....	43
4.2.2	ESTRUTURA DE AÇO	46
4.3	ESTIMATIVA DO PROJETO.....	47
4.3.1	ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO.....	47
4.3.2	ESTRUTURA DE AÇO	50
4.4	COMPARAÇÃO DE ORÇAMENTO	50
5	CONCLUSÕES	52
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	54
7	APÊNDICES	55
7.1	APÊNDICE A – MEMÓRIA DE CÁLCULO PARA CONCRETO ARMADO	
	55	
7.1.1	VIGAS.....	55
7.1.2	PILARES	63

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

FIG. 2.1 - Ciclo da cal – Notas de aula professor Moniz de Aragão	15
FIG. 2.2 - Microestrutura do gesso – Notas de aula professor Eduardo Thomaz	15
FIG. 2.3 – Cristais formados na estrutura cristalina do concreto - Mehta e Monteiro, 1994	18
FIG. 2.4 - Eads Bridge, St Louis, Estados Unidos.....	20
FIG. 3.1 - Planta de situação - CBCA.....	24
FIG. 3.2 - Planta baixa tipo - CBCA.....	24
FIG. 3.3 - Planta de Cobertura - CBCA	25
FIG. 3.4 - Vista da Fachada - CBCA	25
FIG. 3.5 - Planta das bases.....	25
FIG. 3.6 - Isométrica da Estrutura - CBCA	25
FIG. 3.7 - Seção transversal de uma viga genérica - Notas de aula do professor Túlio Bittencourt	26
FIG. 3.8 - Ábaco do coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedas – NBR 6123.....	30
FIG. 3.9 - Esquemático do vento a 0°	30
FIG. 3.10 - Esquemático do vento a 90°	31
FIG. 3.11 - Plano da Vigas EL +3000 a +9000 - CBCA.....	35
FIG. 3.12 - Plano da Vigas EL +12000 - CBCA.....	35
FIG. 3.13 - Plano da caixa d'água – CBCA	35
FIG. 3.14 - Entrada de dados sobre o perfil e o material.....	36
FIG. 3.15 - Entrada de dados sobre o carregamento	37
FIG. 3.16 - Resultado da análise do estado limite último	37
FIG. 3.17 - Resultado da análise do estado limite de serviço	38
FIG. 3.18 - Entrada de dados para o cálculo de pilar	40
FIG. 3.19 - Resultado da análise do pilar central	41
FIG. 4.1 - Distribuição de custo unitário para estrutura de concreto armado (Total R\$ 355,77).....	49
FIG. 4.2 - Distribuição de custo unitário para estrutura metálica (Total R\$ 334,98)	50

FIG 7.1 - Ábaco de dimensionamento da armadura de flexão 65

LISTA DE TABELAS

TAB. 2.1 - Tipos de cimento Portland comercializados no Brasil.....	17
TAB. 2.2 – Tipos de Aço-Carbono mais utilizados.....	21
TAB. 2.3 - Constantes Físicas do Aço	21
TAB. 2.4 - Perfis Soldados.....	23
TAB. 3.1 - Viga 1 na elevação de 13,5m	28
TAB. 3.2 - Quadro-resumo das vigas utilizadas na edificação.....	28
TAB. 3.3 - Parâmetros para determinação da pressão dinâmica do vento	29
TAB. 3.4 - Determinação de S2 para cada elevação.....	29
TAB. 3.5 - Determinação da pressão dinâmica para cada elevação	29
TAB. 3.6 - Momento atuante nos pilares externos em cada elevação devido à força do vento a 0°	31
TAB. 3.7 - Momento atuante nos pilares laterais em cada elevação devido à força do vento a 90°	31
TAB. 3.8 - Momento atuante nos pilares centrais em cada elevação devido à força do vento a 90°	31
TAB. 3.9 - Cálculo do pilar B.....	32
TAB. 3.10 – Quadro-resumo dos pilares utilizados na edificação.....	33
TAB. 3.11 - Perfil adotado para vigas biapoiadas menos solicitadas.....	38
TAB. 3.12 - Perfil adotado para vigas biapoiadas mais solicitadas	39
TAB. 3.13 – Perfil adotado para vigas pórtico.....	39
TAB. 4.1 - Composição SOC/RJ para montagem da estrutura pré-fabricada (referência: Junho 2017)	44
TAB. 4.2 - Composição SOC/RJ para estrutura pré-fabricada (referência: Junho 2017)	45
TAB. 4.3 -Composição SOC/RJ para estrutura metálica(referência: Junho 2017)	46
TAB. 4.4 - Composição estimada para estrutura pré-fabricada	48
TAB. 4.5 - Composição estimada para montagem da estrutura	49
TAB. 4.6 - Composições do SCO/RJ e Estimada e comparação percentual entre ambas	51

TAB. 4.7 - Comparativo do custo unitário por metro quadrado pelas composições estimadas	51
--	-----------

RESUMO

As diferentes técnicas construtivas difundidas na construção civil permitem aos executores diversas opções para a realização de seus empreendimentos. Em meio a tantas opções, há de se fazer uma análise a fim de determinar qual método construtivo melhor se aplica a cada situação, levando-se em conta tempo, custo e qualidade.

Este projeto de fim de curso teve como finalidade projetar um edifício de pequeno porte com estrutura de aço e de concreto pré-fabricado para comparar as duas soluções. O projeto do edifício utilizado foi proposto pelo Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) em seu Manual de Construção em Aço: Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço e planilhas foram desenvolvidas para cálculo da estrutura, em conjunto com planilhas do próprio CBCA.

Por fim, realizou-se o cálculo para as duas soluções e posteriormente levantaram-se os quantitativos de material, mão-de-obra e equipamento, efetuando-se uma comparação para os dois métodos construtivos a partir da base de dados do Sistema de Custo de Obras da cidade do Rio de Janeiro.

ABSTRACT

Different construction techniques are widespread in the field of civil construction, which allow householders to choose between several options to build their ventures. Among many opportunities, it is necessary an analysis in order to define which constructive method better fits in each situation, taking into consideration time, cost and quality.

This work aims to project a small size building structured in steel and in precast concrete for the purpose of compare both solutions. The structural blueprint used was proposed by Centro Brasileiro da Construção em Aço (CBCA) in its Manual de Construção em Aço: Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço and some spreadsheets were developed to compute the structure, commutual to some of CBCA's.

At last, projects were developed to both solutions and therefore some quantitatives of material, manpower and equipment were estimated, allowing to compare both constructive methods established on the Sistema de Custo de Obras database from the city of Rio de Janeiro

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Desde os primórdios da construção civil, foram utilizados diversos materiais pelo homem, desde argila até pedras. Com o passar dos anos e o avanço das técnicas construtivas, dois materiais se tornaram extensivamente utilizados na engenharia civil: concreto e aço.

Além disso, o déficit habitacional no Brasil em 2014 segundo dados do PNAD-IBGE era de 5.315.251 moradias. Destas, 83,9% eram para famílias que possuíam renda mensal de até 3 salários mínimos, evidenciando que habitação é um problema a ser estudado.

Para resolver esse problema é necessário buscar por soluções mais acessíveis de moradia.

1.2 OBJETIVOS

Geralmente, nas construções brasileiras de uso residencial, a estrutura em concreto armado é utilizada sem muitos questionamentos. Entretanto, com a evolução dos materiais e das técnicas construtivas, o aço, apesar de preterido, torna-se uma opção viável.

O presente trabalho visa comparar os dois tipos de estrutura em uma edificação e avaliar quais as vantagens e desvantagens de cada uma.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho se iniciará na seção 2 com uma revisão bibliográfica sobre o assunto, abordando as características de ambos os materiais e os métodos de dimensionamento e detalhamento estrutural.

Na seção 3 serão apresentadas as premissas do edifício-exemplo a ser utilizado e os cálculos realizados para dimensioná-lo tanto com estrutura de aço, quanto com estrutura de concreto.

Na seção 4 os resultados obtidos serão apresentados e discutidos acerca de performance, facilidade de construção e orçamento e na seção 5 será apresentada a conclusão do trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ESTRUTURAS DE CONCRETO

O concreto é o material construtivo mais utilizado no mundo, estima-se que sejam consumidos mais 8 bilhões de toneladas por ano. Projeções otimistas indicam que já em 2025 o concreto será o produto mais consumido, superando a geração de água potável. Um estudo encomendado pela ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland – prevê que somente no Brasil sejam produzidos 51 milhões de metros cúbicos nas centrais dosadoras no ano de 2017.

O uso do concreto se dá pelas suas propriedades: resistência à água, plasticidade, durabilidade, disponibilidade de insumos, baixo custo relativo. O concreto pode ser entendido como uma pedra artificial que se molda às necessidades do homem; sua plasticidade inicial lhe confere trabalhabilidade, característica fundamental para que seja possível sua moldagem, e, quando seco, sua resistência é similar à das rochas naturais. Além de suas propriedades físicas, *“em termos de sustentabilidade, o concreto consome muito menos energia que o alumínio, o aço, o vidro, e também emite proporcionalmente menos gases e partículas poluentes”* afirma Arnaldo Forti Battagin - ex-chefe dos laboratórios da ABCP - o que confere ao material um uso bastante disseminado.

2.1.1 O CONCRETO

Para COUTINHO (1997), o concreto é um material compósito proveniente da mistura dosada de agregados graúdos (pedras) e miúdos (areia), com um ligante hidráulico, água e aditivos, se necessários. Devido à reação de hidratação dos insumos, a mistura ganha coesão e trabalhabilidade, sendo que sua resistência aumenta à medida em que ocorre sua cura.

Segundo a ASTM – American Society for Testing and Materials – o concreto possui um meio aglomerante nos quais estão aglutinadas partículas de diferentes naturezas, desde agregados a aditivos. As fases constituintes deste material podem ser classificadas da seguinte forma:

Aglomerante: cimento em presença de água;

Agregado: qualquer material granular que confira resistência à mistura, podendo ser graúdo (maior que 4,75mm) ou miúdo (menor que 4,75mm);

Aditivos e adições: substâncias que conferem à mistura determinada propriedade, de acordo com a necessidade construtiva.

O principal insumo responsável por agregar as propriedades do concreto é o cimento, uma mistura fina de compostos inorgânicos calcinados (calcário e argila). A reação química de hidratação desses compósitos é responsável pela pasta que se solidificará com o tempo, envolvendo os agregados. Há basicamente dois tipos de cimento: aqueles que não endurecem na presença de água e que se dissolvem lentamente se expostos à água depois de secos (aglomerantes aéreos), e aqueles que se mantêm estáveis quando na presença de água (aglomerantes hidráulicos). No concreto moderno, o cimento hidráulico mais largamente empregado é o cimento Portland.

Cimento

Os primeiros povos a fazerem uso de um cimento do tipo não-hidráulico foram os egípcios, com a cal e com a gipsita.

A cal é um aglomerante aéreo produto da calcinação de rochas calcárias, cujo processo de combustão resulta na produção de óxido de cálcio, também conhecido como cal virgem. Quando em presença de água, esse composto recebe o nome de cal hidratada, o qual transforma-se em hidróxido de cálcio, aglomerante que junto à areia era utilizado nas obras de barro e palha pelos egípcios. O endurecimento da argamassa – mistura de areia, cimento e água – acontece pela recombinação do hidróxido junto ao gás carbônico, reconstituindo o carbonato de cálcio original. Este processo acontece de forma lenta e de fora para dentro da argamassa, uma vez que ela possibilita, por um lado, a evaporação da água e, de outro, a penetração do ar. O ciclo da cal está abaixo representado na *FIG. 2.1*.

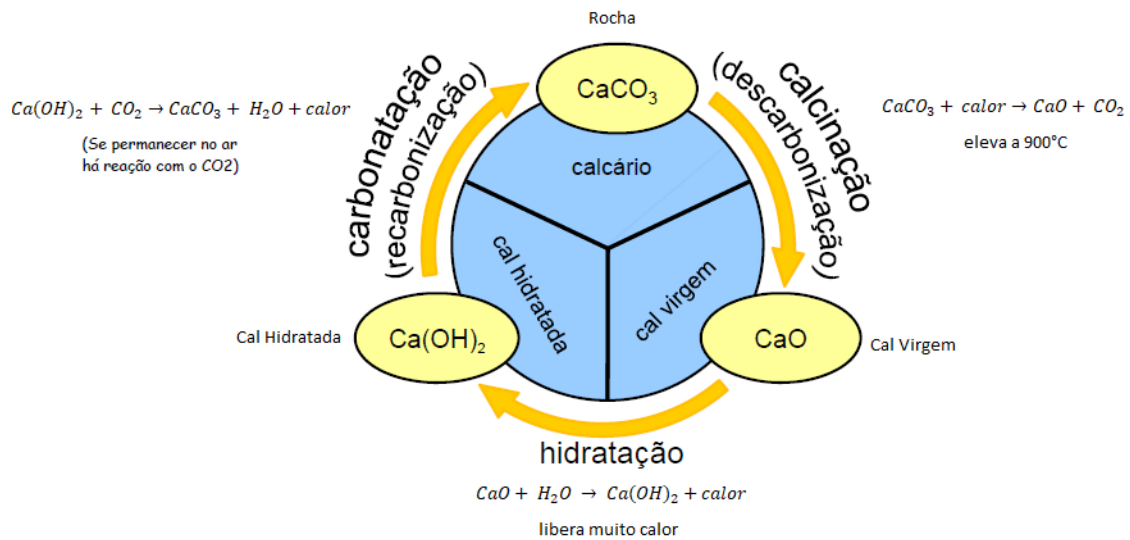


FIG. 2.1 - Ciclo da cal – Notas de aula professor Moniz de Aragão

A gipsita é um outro aglomerante aéreo, tendo sua origem no sulfato di-hidratado, acompanhado de certas impurezas. O produto de sua calcinação é o gesso, material que também endurece por hidratação, porém, como a cal, não apresenta resistência à água.

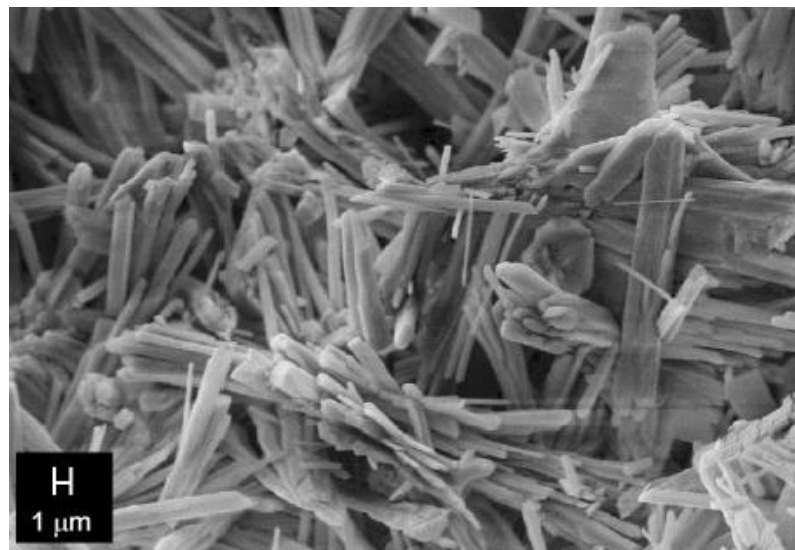


FIG. 2.2 - Microestrutura do gesso – Notas de aula professor Eduardo Thomaz

Os aglomerantes até então utilizados eram bastante semelhantes, diferindo pouco entre os povos. Entretanto, na época dos romanos houve uma mudança de paradigma, pois eles foram responsáveis por adicionar pozolona – uma espécie de cinza vulcânica - à cal hidratada, procedimento que conferia um

aumento das propriedades mecânicas e durabilidade bem superior ao método anteriormente utilizado, além de proporcionar uma cal que endurecia sob a água.

Estudos mais rigorosos acerca do comportamento do cimento foram feitos somente na década de 50 do século XVIII, pelo construtor John Smeaton, inglês encarregado de realizar a construção do farol de *Eddystone*, na Inglaterra. Como a rocha onde seria construído o farol ficava submersa durante a maré alta, a argamassa a ser utilizada era fator decisivo no sucesso do empreendimento e na sua durabilidade; desta maneira, Smeaton levou em consideração os fatores hidráulicos e seu custo.

Os estudos de Smeaton resultaram em algumas descobertas acerca do cimento natural, as principais foram: a) a cal utilizada a partir de uma queima imperfeita do calcário era inútil, pois ela não resistia sob a água; b) a dureza da rocha de origem não era determinante da dureza da argamassa; c) as propriedades hidráulicas da argamassa estavam intimamente ligadas a quantidade de argila presente na rocha calcária original, entretanto, se essa argila fosse posteriormente adicionada, não resultaria em cimento hidráulico; d) as substâncias que se mostraram mais eficientes para dar o caráter hidráulico ao cimento foram a pozolona e a tarras, um tipo de rocha vulcânica.

Após as descobertas de Smeaton, Louis Vicat, já em 1824, elaborou a teoria explicativa para o comportamento e as propriedades físicas do cimento. Vicat estabeleceu que as propriedades cimentíceas dependiam das proporções das misturas, as quais poderiam resultar em diferentes cimentos, com maiores resistências, inclusive.

O cimento Portland surgiu somente em 1824, a partir da queima a altas temperaturas de calcário e argila, finamente moídos e misturados, executada por Joseph Aspdin. O inglês denominou seu cimento de Portland em alusão às rochas da ilha britânica de Portland, com as quais seu cimento se parecia, pois apresentava cor, textura e durabilidade parecidas. Apesar do nome, o processo de obtenção de Aspdin não é o mesmo dos dias atuais, já que hoje a mistura é feita a partir de rocha calcária e argila, finamente moídas, as quais são submetidas à fusão sob altas temperaturas, resultando no clínquer, um material granular.

As propriedades obtidas pelo cimento e pelo concreto estão intimamente ligadas à sua dosagem, ou seja, na relação entre os insumos utilizados na sua

obtenção. Os aditivos são responsáveis por agregar certas propriedades ao concreto, representando somente de 0,05% a 5% da massa do compósito. Abaixo encontra-se a TAB. 2.1 com os diferentes tipos de cimento Portland comercializados no Brasil, cada um possuindo uma característica específica, a depender da necessidade construtiva.

TAB. 2.1 - Tipos de cimento Portland comercializados no Brasil

Nome Técnico do Cimento Portland	Sigla	Classes	Conteúdo dos componentes (%)			
			Clínquer + gesso	Escória	Pozolana	Filler calcário
Comum	CPI	25, 32, 40	100	-	0	-
Comum com Adição	CPI-S	25, 32, 40	99-95	-	1-5	-
Composto com Escória	CPII-E	25, 32, 40	94-56	6-34	0	0-10
Composto com Pozolana	CPII-Z	25, 32, 40	94-76	0	6-14	0-10
Composto com Filler	CPII-F	25, 32, 40	94-90	0	0	6-10
Alto Forno	CPIII	25, 32, 40	65-25	35-70	0	0-5
Pozolânico	CPIV	25, 32	5-45	0	15-50	0-5
Alta Resistência Inicial	CPV-ARI	-	100-95	0	0	0-5
Resistente a Sulfatos	RS	25, 32, 40	-	-	-	-
Baixo Calor de Hidratação	BC	25, 32, 40	-	-	-	-
Branco Estrutural	CPB	25, 32, 40	-	-	-	-

Kihara e Centurione, 2005

2.1.2 MICROESTRUTURA DO CONCRETO

O concreto possui uma microestrutura altamente complexa e heterogênea, cuja existência impossibilita criar modelos altamente confiáveis. Entretanto, o conhecimento acerca das propriedades individuais dos elementos constituintes deste material torna possível o controle de suas propriedades como um material composto. O concreto tem em sua microestrutura três constituintes: a pasta de cimento hidratada, agregado e zona de transição na interface entre os dois.

Segundo MEHTA *et al* (2008), em nível macroscópico, o concreto pode ser facilmente identificado com um material bifásico constituído de partículas de agregado dispersas em uma matriz de pasta de cimento. A fase do agregado é a principal responsável pelas propriedades físicas do concreto, desde a massa unitária, módulo de elasticidade e também pela estabilidade dimensional.

A fase da pasta de cimento hidratada é obtida a partir do cimento anidro, um pó cinza pulverulento obtido pela moagem de um clínquer – mistura heterogênea de vários compostos produzidos por reações a altas temperaturas, entre óxido de cálcio e sílica, alumina e óxido de ferro – com uma pequena quantidade de sulfato de cálcio.

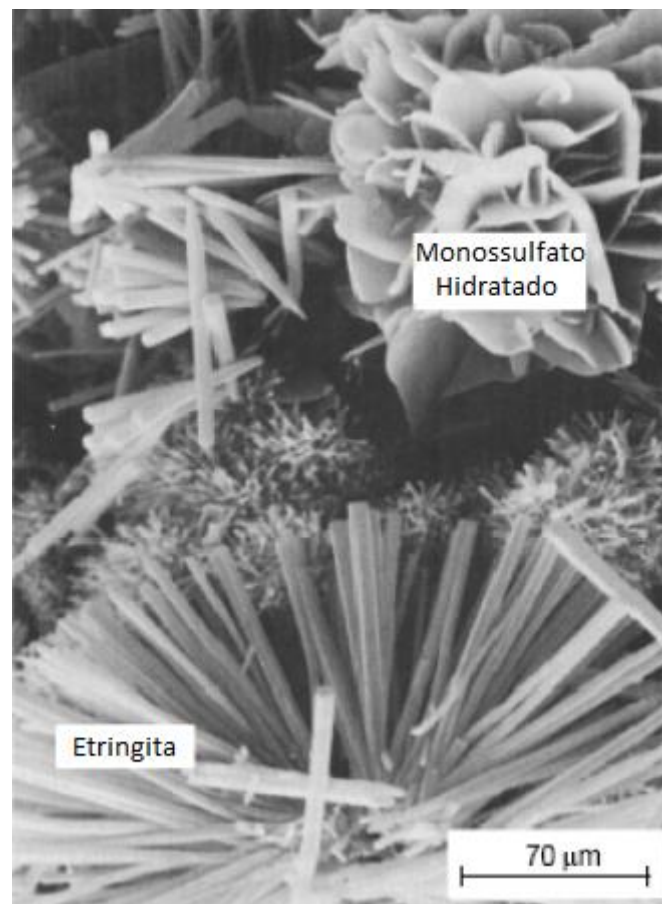


FIG. 2.3 – Cristais formados na estrutura cristalina do concreto - Mehta e Monteiro, 1994

A fase da zona de transição na interface do concreto é a grande limitante na sua resistência, pois sua ruptura é a primeira a ocorrer dentre as fases do material. A microestrutura da fase de transição exerce grande influência tanto na rigidez quanto no módulo de elasticidade do concreto. Em um material compósito, apesar de as diversas fases possuírem individualmente grandes rigidezes, a rigidez do compósito é reduzida devido às zonas fragilizadas – vazios e microfissuras nas zonas de transição – que não permitem uma transferência de tensão efetiva.

2.2 ESTRUTURAS METÁLICAS

2.2.1 HISTÓRICO

As primeiras estruturas metálicas na engenharia civil foram construídas no século XVIII, utilizando-se ferro como material estrutural. Desde então, as técnicas de siderurgia e de construção avançaram muito, reduziram-se os custos de produção e montagem e possibilitou-se o uso de soluções cada vez mais arrojadas e eficientes. Atualmente, o consumo de aço de um país é considerado um importante indicador de progresso econômico, por se tratar de um material muito importante na infraestrutura.

A primeira grande construção metálica foi a ponte de Coalbrookdale ou *Iron Bridge*, na Inglaterra. Com 30 metros de vão e construída em ferro fundido entre 1773 e 1779, é considerada patrimônio da humanidade pela UNESCO devido à sua contribuição única na revolução industrial já que Coalbrookdale foi o mais avançado centro metalúrgico da época e a ponte era muito importante no escoamento da produção.

No século XIX, o aço começou a ser utilizado na construção civil em substituição ao ferro e, desde então, se tornou o material metálico mais utilizado na construção civil. A primeira grande obra utilizando aço foi a *Eads Bridge*, construída entre 1868 e 1874, que cruza o rio Mississippi, em *St. Louis*, Estados Unidos e seu maior vão possui 159 metros. Na época, o aço ainda não inspirava confiança na população e nem no meio científico por ter sido pouco estudado e em decorrência disso a população e os donos de ferrovia se recusaram a passar pela ponte com medo de que ela não suportasse o peso. Para provar que a ponte era confiável, James Eads, projetista da ponte, estacionou locomotivas na ponte e fez um elefante passar por ela. Andrew Carnegie, o idealizador e financiador da ponte, a construiu para provar o valor do aço pois era dono da *Carnegie Steel*, a primeira siderúrgica a produzir aço em larga escala. Após a construção da ponte o aço se popularizou e ele se tornou um dos homens mais ricos da história da humanidade.



FIG. 2.4 - Eads Bridge, St Louis, Estados Unidos

2.2.2 PRODUÇÃO

O aço é produzido nas usinas siderúrgicas a partir da transformação do minério de ferro pelo processo de redução. Nesse processo, primeiramente o minério é aquecido em alto fornos com a presença de carbono em forma de coque ou carvão vegetal, obtendo-se o ferro-gusa, que contém de 3,5% a 4,0% de carbono em sua composição. Por fim, o material é enviado para a aciaria, onde é feita a sua descarbonatação e o teor de carbono é controlado para no máximo 2,11%. Assim, o aço é a liga metálica de ferro e carbono, com a concentração do último variando de 0,008% a 2,11%.

Existem diversos tipos de aço, que podem ser diferenciados pela composição química e pela forma, tamanho e uniformidade dos grãos que o compõem. De maneira geral, o aço possui excelentes propriedades mecânicas.

2.2.3 TIPOS DE AÇOS ESTRUTURAIS

Os aços utilizados em estruturas são comumente divididos em dois grupos de acordo com sua composição química: Aços-carbono e Aços de baixa liga.

Os aços carbonos são os mais utilizados, sua resistência é aumentada pela presença de carbono e manganês em sua composição química. Quanto maior a quantidade de carbono, maior a resistência do aço, porém menor é a ductilidade e conseqüentemente a soldabilidade. Assim, em estruturas usuais de aço, costuma-se utilizar aços com baixo teor de carbono.

Os principais tipos de aço-carbono segundo os padrões da ABNT, da ASTM e da EN, são apresentados na

TAB. 2.2 – Tipos de Aço-Carbono mais utilizados.

TAB. 2.2 – Tipos de Aço-Carbono mais utilizados

Especificação	Teor de Carbono (%)	Limite de Escoamento f_y (Mpa)	Resistência à Ruptura f_u (Mpa)
ABNT MR250	Baixo	250	400
ASTM A36	0.25-0.29	250	400-500
ASTM A307	Baixo	-	415
ASTM A325	Médio	635	825
EM S235	Baixo	235	360

Pfeil *et al* (2009)

Os aços de baixa liga são aços-carbono com adição de elementos de baixa liga para melhorar suas propriedades mecânicas. No Brasil, os mais utilizados são os que possuem adição de cobre para melhorar a resistência do aço às intempéries.

2.2.4 PROPRIEDADES MECÂNICAS

Os aços possuem propriedades mecânicas específicas que os torna um bom material para ser utilizado em estruturas. Nas condições normais de temperatura e pressão podem ser consideradas para os aços estruturais as constantes físicas exibidas na **TAB. 2.3**.

TAB. 2.3 - Constantes Físicas do Aço

Massa específica	$\rho = 7850 \text{ kg/m}^3$
Módulo de Elasticidade	$E = 200.000 \text{ MPa}$
Coeficiente de Poisson	$\nu = 0,3$
Coeficiente de dilatação térmica	$\beta = 12 \cdot 10^{-6} \text{ }^\circ\text{C}^{-1}$

Pfeil *et al* (2009)

- **DUREZA:** é a resistência à abrasão de um determinado material. Para os aços, é possível determinar sua resistência à tração máxima através da dureza na escala Brinell.
- **RESILIÊNCIA E TENACIDADE:** Resiliência é a capacidade que o material possui de absorver energia mecânica no regime elástico e a tenacidade é a energia elástica e plástica que o material absorve até a ruptura.
- **DUCTILIDADE:** é a capacidade que o material tem de se deformar até o momento da sua fratura. É uma propriedade muito importante para as estruturas, tanto de concreto armado quanto de aço, pois a ductilidade conduz a elevadas deformações na ruptura, fornecendo avisos em caso de falhas estruturais.

Também é muito importante para a soldabilidade, pois quanto mais dúctil for um aço, mais fácil será a execução de solda neste.

- **FRAGILIDADE:** é o oposto da ductilidade. É uma propriedade indesejável para os aços estruturais pois materiais frágeis tendem a falhar bruscamente, impossibilitando a tomada de medidas corretivas.
- **EFEITO DA TEMPERATURA:** Temperaturas elevadas modificam as características físicas dos materiais. No aço, temperaturas acima de 100 °C fazem com que o limite de escoamento do aço varie e deixe de ser bem definido e em temperaturas ainda mais elevadas pode ocorrer fluência. Assim, no caso de estruturas de aço, os incêndios tendem a ser mais problemáticos que em estruturas de concreto.
- **FADIGA:** A resistência a fadiga é a capacidade que o material tem de resistir a cargas dinâmicas, assim, é de grande importância em estruturas sujeitas a carregamentos dinâmicos importantes, como pontes ou passarelas.

Geralmente, a resistência a fadiga é menor nos pontos de concentração de tensões, como furos ou pontos corroídos.

- **CORROSÃO:** é o processo químico de degradação do material pelos elementos do ambiente no qual ele se encontra exposto. É uma característica muito conhecida do aço, por isso foram desenvolvidas diversas maneiras de atenuá-la, como a pintura, a galvanização ou a mistura de cobre na liga.

2.2.5 PRODUTOS ESTRUTURAIS

As aciarias produzem aço estrutural em diversas formas: laminação, trefilação e dobramento ou associação de chapas.

- LAMINAÇÃO

Os produtos laminados são feitos a partir do aço previamente aquecido, que é passado em diversas formas até que a seção desejada seja atingida. Este processo é utilizado na produção de barras, chapas, perfis I, H, U, L, tubos e trilhos.

Os perfis laminados geralmente são especificados pela sua dimensão externa em mm, seguida por sua massa em kg/m. Por exemplo, o perfil W 150 X 13.0 possui 150 mm de altura e 13 kg/m de massa.

- PERFIS DE AÇO FORMADOS A FRIO

Os perfis de aço formados a frio também são chamados de perfis de chapa dobrada. Estes perfis são produzidos a partir de chapas metálicas geralmente com menos de 3 mm de espessura que são dobrados em prensas especiais para atingir o formato desejado.

- PERFIS COMPOSTOS

Os perfis compostos são formados pela combinação de chapas, de outros perfis laminados ou de perfis de chapa dobrada. Geralmente, a ligação entre as partes é feita com solda.

Dentre os perfis feitos pela associação de chapas, existem 3 padronizados pela NBR 5884:2013, que são exibidas na **TAB. 2.4**.

TAB. 2.4 - Perfis Soldados

Abreviação	Tipo	Especificação
CS	Coluna Soldada	$\frac{d}{b_f} = 1$
VS	Viga Soldada	$1,5 < \frac{d}{b_f} \leq 4$
CVS	Coluna e Viga Soldada	$1 < \frac{d}{b_f} \leq 1,5$

3 CÁLCULO ESTRUTURAL

3.1 EDIFÍCIO EXEMPLO

O edifício exemplo utilizado foi proposto pelo CBCA em seu manual de edifícios de pequeno porte estruturados em aço e consiste em uma edificação em um terreno de 12 por 30 metros, com 526,5 m² de área estruturada.

Serão calculados 4 pavimentos, cada um com o pé direito de 3 metros, a largura de 9 metros e o comprimento de 15 metros. As vistas do projeto estão apresentadas a seguir da **FIG. 3.1** à **FIG. 3.4**.

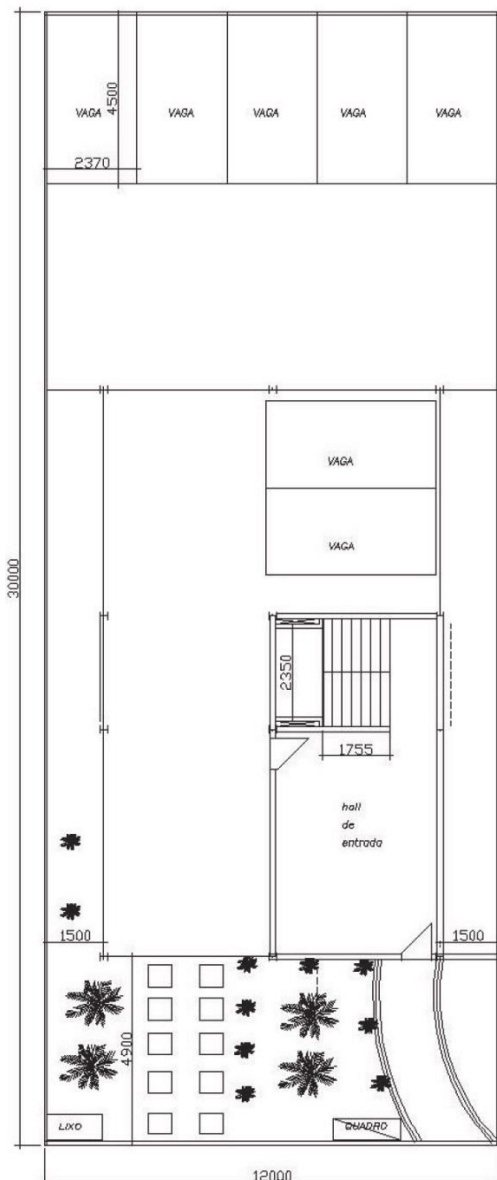


FIG. 3.1 - Planta de situação - CBCA

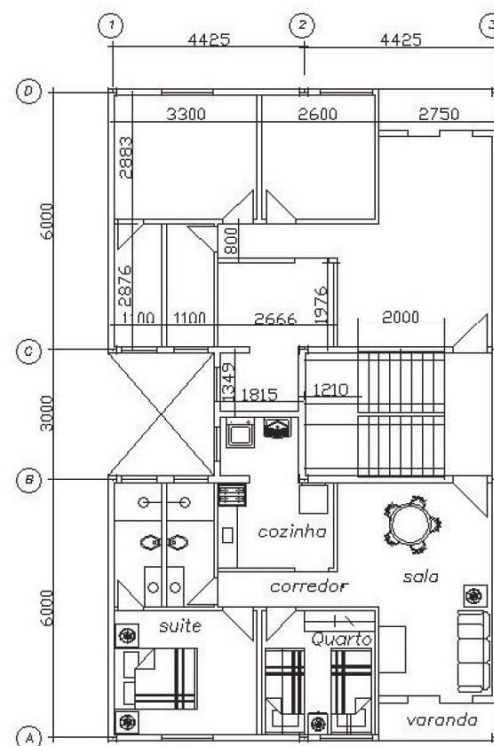


FIG. 3.2 - Planta baixa tipo - CBCA



FIG 3.3 - Planta de Cobertura - CBCA

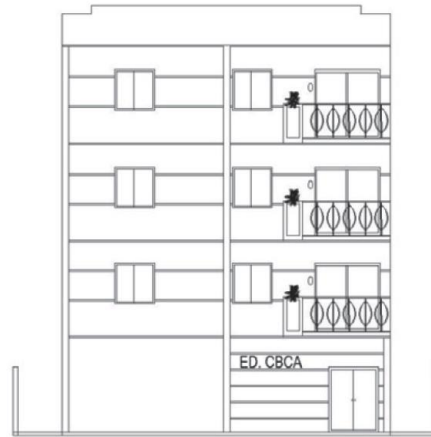


FIG. 3.4 - Vista da Fachada - CBCA

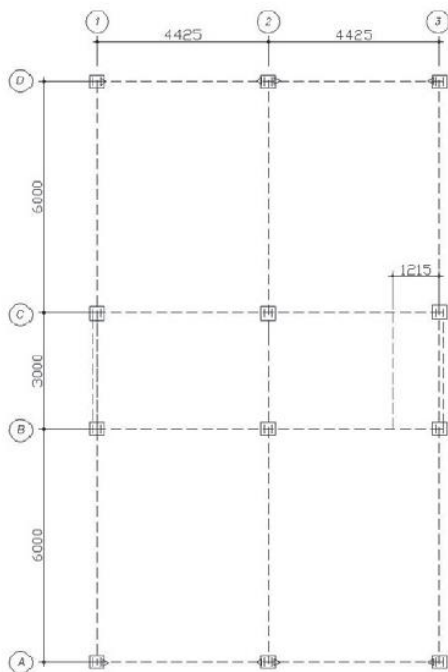


FIG 3.5 - Planta das bases



FIG 3.6 - Isométrica da Estrutura - CBCA

3.2 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

3.2.1 VIGAS

As dimensões das vigas utilizadas na estrutura foram determinadas a partir da Resistência dos Materiais.

Seja a seção transversal da viga genérica, mostrada na *FIG 3.7*.

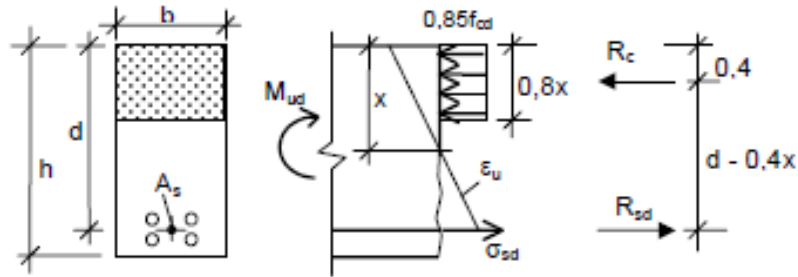


FIG 3.7 - Seção transversal de uma viga genérica - Notas de aula do professor Túlio Bittencourt

Considera-se, a título de dimensionamento, que apenas a armadura de aço está submetida à tração, enquanto somente a borda superior da viga de concreto está submetida à compressão. Desta maneira, a fim de determinar suas dimensões, definem-se:

Resultante das tensões:

- No concreto:

$$R_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \quad \text{EQ. 3.1}$$

- Na armadura:

$$R_{sd} = A_{sd} \cdot \sigma_{sd} \quad \text{EQ. 3.2}$$

Equações de equilíbrio:

- Força:

$$0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x = A_{sd} \cdot \sigma_{sd} \quad \text{EQ. 3.3}$$

- Momento:

$$M_{ud} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot b \cdot 0,8 \cdot x \cdot (d - 0,4 \cdot x) \quad \text{EQ. 3.4}$$

A partir das equações 3.1 a 3.4, é possível determinar o valor corresponde à altura da viga submetida à compressão - x -, o qual determina o domínio de deformação correspondente, podendo ocorrer:

I) Domínio 2:

$$x < x_{23} = 0,259 \cdot d \text{ e } \sigma_{sd} = f_{yd} \quad \text{EQ. 3.5}$$

II) Domínio 3:

$$x_{23} < x < x_{34} = \frac{0,0035 \cdot d}{0,0035 + \varepsilon_{yd}} \text{ e } \sigma_{sd} = f_{yd} \quad \text{EQ. 3.6}$$

III) Domínio 4 (deve-se alterar as dimensões da viga):

$$x \geq x_{34} \quad \text{EQ. 3.7}$$

Inicialmente, admite-se que o Estado Limite Último corresponda ao domínio 3 ou 4 (armadura em escoamento).

A determinação da seção transversal das vigas, bem como de sua armadura, necessita do carregamento de projeto. De acordo com as plantas-baixas de cada pavimento é possível determinar para cada elemento seus esforços solicitantes, parâmetros iniciais para as equações acima explicitadas.

A fim de otimizar os cálculos, desenvolveu-se uma planilha em Excel, na qual, a partir de um processo iterativo, chega-se a uma geometria compatível e coerente para a seção transversal das vigas.

Para cada elevação, foram calculadas as cargas atuantes nas vigas, levando-se em conta o peso próprio da estrutura – vigas e lajes -, a carga acidental, paredes externas, impermeabilização (pavimento superior). As configurações das áreas de influência foram determinadas pelas tabelas de Marcus, bibliografia bastante difundida na área de Estruturas.

A

TAB. 3.1 a seguir representa o cálculo executado para a determinação das dimensões de apenas uma viga na elevação de 13,5 metros. As outras vigas foram dimensionadas de maneira análoga e suas tabelas estão dispostas no apêndice, na seção 7.1.1.

TAB. 3.1 - Viga 1 na elevação de 13,5m

VIGA 1							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,5	m		b	-983571		
Carga	25,2	kN/m		c	94917,08		
Vão	4,425	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,904	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,108	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	27,7	kN		Asd	6,03	cm ²	
Ms	67,80	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	94,92	kN.m	x23=0,259.d	n	5,00	barras	
			0,12				
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	85,80	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	8,06	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	390,54	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,49	mm ² /mm		s maximo	30,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	36,13	KN		zn. Lateral	128	cm	
0,67.Vrd2	261,66	KN		zn. Central	186	cm	

O quadro-resumo das vigas utilizadas na edificação está disposto na

TAB. 3.2, abaixo mostrada.

TAB. 3.2 - Quadro-resumo das vigas utilizadas na edificação

QUADRO RESUMO - VIGAS						
ELEVAÇÃO	ESPECIFICAÇÃO	SEÇÃO TRANSVERSAL	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	CARREGAMENTO	ARMADURA (12,5mm)
13,5 m	VIGA 1	20x50	2	4,425 m	25,2 KN/m	5
	VIGA 2	15x30	2	3,00 m	14,2 KN/m	3
12,0 m	VIGA 1	15x30	4	4,425 m	5,4 KN/m	3
	VIGA 2	15x30	1	4,425 m	4,0 KN/m	2
	VIGA 3	20x45	4	6,00 m	8,0 KN/m	4
	VIGA 4	20x50	2	6,00 m	10,6 KN/m	5
	VIGA 5	15x30	4	3,00 m	4,0 KN/m	1
3,0 m - 9,0 m	VIGA 1	20x45	4	4,425 m	9,0 KN/m	3
	VIGA 2	20x40	2	4,425 m	14,8 KN/m	4
	VIGA 3	20x50	4	6,00 m	12,8 KN/m	6
	VIGA 4	25x55	2	6,00 m	18,8 KN/m	7
	VIGA 5	10x20	1	3,00 m	3,4 KN/m	1
	VIGA 6	15x30	1	3,00 m	6,6 KN/m	2
	VIGA 7	20x45	2	4,425 m	17,1 KN/m	4
	VIGA 8	15x25	1	3,00 m	7,6 KN/m	2

3.2.2 PILARES

A determinação dos esforços horizontais foi amparada pela NBR 6123. Os esforços verticais atuantes em cada pilar foram obtidos a partir do carregamento das vigas, as quais são todas biapoiadas em pilares consecutivos.

A pressão dinâmica do vento é dada por

$$q_k = 0,613 \cdot V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad \text{EQ. 3.7}$$

Onde:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (Z/10)^p \quad \text{EQ. 3.8}$$

TAB. 3.3 - Parâmetros para determinação da pressão dinâmica do vento

CARGAS DE VENTO		
S1	1	terreno plano
S3	1	fator estatístico
V ₀	30 m/s	região sudeste

NBR 6123

Tomando as equações acima mostradas, definem-se os parâmetros para cada altura de elevação dos pilares:

TAB. 3.4 - Determinação de S_2 para cada elevação

ELEVAÇÃO (m)	b	Fr	P	S2
3	0,85	0,98	0,125	0,716614
6	0,85	0,98	0,125	0,781473
9	0,85	0,98	0,125	0,822101
12	0,85	0,98	0,125	0,852202

TAB. 3.5 - Determinação da pressão dinâmica para cada elevação

ELEVAÇÃO (m)	Vo	S1	S2	S3	Vk (m/s)	qk (KN/m ²)
3	30	1	0,72	1	21,50	0,28
6	30	1	0,78	1	23,44	0,34
9	30	1	0,82	1	24,66	0,37
12	30	1	0,85	1	25,57	0,40

A partir da pressão dinâmica aplicada à estrutura, é possível estimar a força atuante nos pilares. Ainda há de se levar em conta o coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas, que depende tanto da geometria quanto da direção de atuação do vento, expressa no ábaco da *FIG 3.8*.

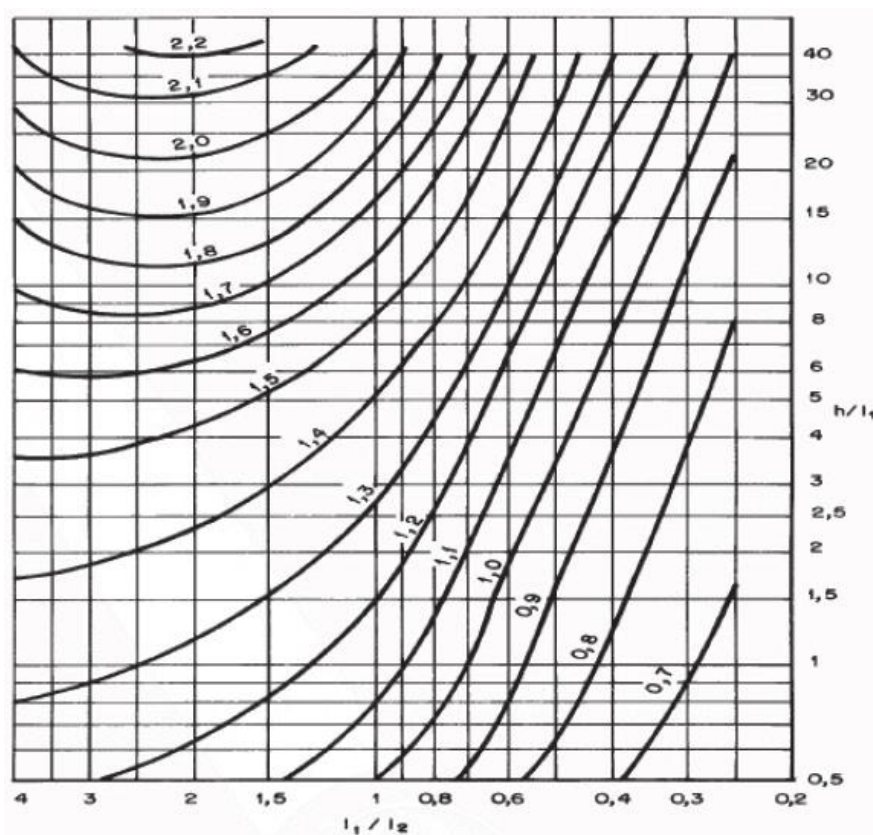


FIG 3.8 - Ábaco do coeficiente de arrasto para edificações paralelepípedicas – NBR 6123

Vento a 0°

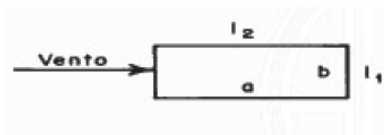


FIG. 3.9 - Esquemático do vento a 0°

a	15
b	9
H	12

L1/L2	0,60
H/L1	1,33
Ca	0,95

TAB. 3.6 - Momento atuante nos pilares externos em cada elevação devido à força do vento a 0°

ELEVAÇÃO (m)	qk (KN/m ²)	Ca	Ae (m ²)	Fa (KN)	0,5*Fa (KN)	Momento (KN.m)
3	0,28	0,95	27,00	7,27	3,63	10,90
6	0,34	0,95	27,00	8,64	4,32	12,96
9	0,37	0,95	27,00	9,56	4,78	14,35
12	0,40	0,95	13,50	5,14	2,57	7,71
13,5	0,40	0,95	6,60	2,51	1,25	1,88

Vento a 90°

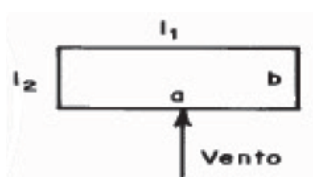


FIG. 3.10 - Esquemático do vento a 90°

a	15
b	9
H	12

L1/L2	1,67
H/L1	0,80
Ca	1,2

TAB. 3.7- Momento atuante nos pilares laterais em cada elevação devido à força do vento a 90°

PILARES LATERAIS					
ELEVAÇÃO (m)	qk (KN/m ²)	Ca	Ae (m ²)	Fa (KN)	Momento (KN.m)
3	0,28	1,20	9,00	3,06	9,18
6	0,34	1,20	9,00	3,64	10,92
9	0,37	1,20	9,00	4,03	12,08
12	0,40	1,20	3,50	1,68	5,05

TAB. 3.8 - Momento atuante nos pilares centrais em cada elevação devido à força do vento a 90°

PILARES CENTRAIS					
ELEVAÇÃO (m)	qk (KN/m ²)	Ca	Ae (m ²)	Fa (KN)	Momento (KN.m)
3	0,28	1,20	13,50	4,59	13,77
6	0,34	1,20	13,50	5,46	16,37
9	0,37	1,20	13,50	6,04	18,12
12	0,40	1,20	7,87	3,78	11,35
13,5	0,40	1,20	1,13	0,54	0,81

A tabela a seguir representa o cálculo executado para a determinação das dimensões do pilar B. Os outros pilares foram dimensionados de maneira análoga e suas tabelas estão dispostas no apêndice, na seção 7.1.2.

Inicialmente, levantaram-se as cargas atuantes nas vigas para determinar os descarregamentos nos pilares nos diversos pavimentos, aos quais foi somado o seu peso próprio. Estima-se a área do pilar de acordo com a solicitação encontrada e então considerações são feitas para determinar a armadura de flexão.

Devido às dimensões dos pilares e a carga total atuante em cada um deles, não foi necessário considerar excentricidades de segunda ordem, uma vez que λ foi menor que 50. Para a determinação da armadura de flexão, foi utilizado o ábaco mostrado na *FIG 7.1* (seção 7.1.2), a partir dos parâmetros μ e v previamente calculados. A taxa de armadura foi comparada com o valor mínimo determinado em Norma (área de aço igual a 0,4% da área de concreto).

Abaixo, na **TAB. 3.9**, estão explicitados os cálculos para o dimensionamento do pilar B.

TAB. 3.9 - Cálculo do pilar B

PILAR B			
Nk	357,87	KN	
Área	0,0293	m ²	
lado utilizado	0,17	m	
	30,00	cm	
EXCENRICIDADE			
e1	0,04	m	
	e0	2	cm
ea	h/30	1,00	cm
	lfl/300	9	cm
λ	34,64	<	50
e total	0,13	m	
PARÂMETROS			
v	0,31		
μ	0,14		
ω	0,55		
A aço	2,26	%	
A aço usado	2,26	%	
aço	20,33	cm ²	
bitola	12,50	mm	
área aço	1,23	cm ²	
n	17,00	barras	
espaçamento	5,00	cm	

O quadro-resumo dos pilares utilizados na edificação está disposto na

TAB. 3.10 mostrada abaixo.

TAB. 3.10 – Quadro-resumo dos pilares utilizados na edificação

QUADRO RESUMO - PILARES					
PILAR	DIMENSÕES	QUANTIDADE	COMPRIMENTO	CARREGAMENTO	ARMADURA
A	30X30	4	12,00 m	224,40 KN	8
B	30X30	2	12,00 m	357,90 KN	17
C	30X30	2	12,00 m	282,00 KN	17
D	30X30	2	13,50 m	561,70 KN	29
E	30X30	2	13,50 m	376,60 KN	19

3.3 ESTRUTURA METÁLICA

O sistema estrutural considerado para o cálculo do edifício consistiu em travamento transversal dado por quadros rígidos nas filas A, B, C e D. Longitudinalmente, foram considerados contraventamentos verticais nos eixos 1

e 3 entre as filas B e C. Foram consideradas lajes de concreto, com a mesma espessura da estrutura de concreto armado.

Para o dimensionamento da estrutura metálica, foram utilizadas planilhas de cálculo desenvolvidas pelo CBCA em parceria com a Universidade Federal de Ouro Preto. Em alguns elementos, o cálculo foi efetuado manualmente para verificar a efetividade da planilha, obtendo-se um resultado similar.

Para alcançar uma comparação mais verossímil entre os dois modelos estruturais, o carregamento utilizado para cálculo da estrutura metálica foi o mesmo da estrutura de concreto, diferenciando-se apenas no peso próprio da estrutura.

Na escolha dos perfis, buscou-se a estrutura mais econômica, mas sem dificultar a logística construtiva. Assim, o critério de economia adotado foi a razão entre o esforço solicitante e o esforço resistente, que deveria ser maior que 0,7 no elemento mais solicitado com determinado perfil. A utilização de no máximo três tipos de perfil para as vigas e um tipo de perfil para os pilares foi adotado como critério de facilidade construtiva. Estes critérios não são normatizados, foram utilizados baseando-se na prática da engenharia.

3.3.1 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

O dimensionamento das vigas foi executado de acordo com a NBR 8800:2008 para os estados limites. Para o estado limite de serviço, considerou-se uma flecha limite igual a $1/350$ do vão e dispensou-se a verificação de vibração para flechas com menos de 20 mm. Para o estado limite último, verificou-se a segurança para flambagem lateral com torção (FLT), flambagem local da mesa comprimida (FLM), flambagem local da alma (FLA), cortante e, no caso de viga pórtico, esforço normal e a interação dos esforços.

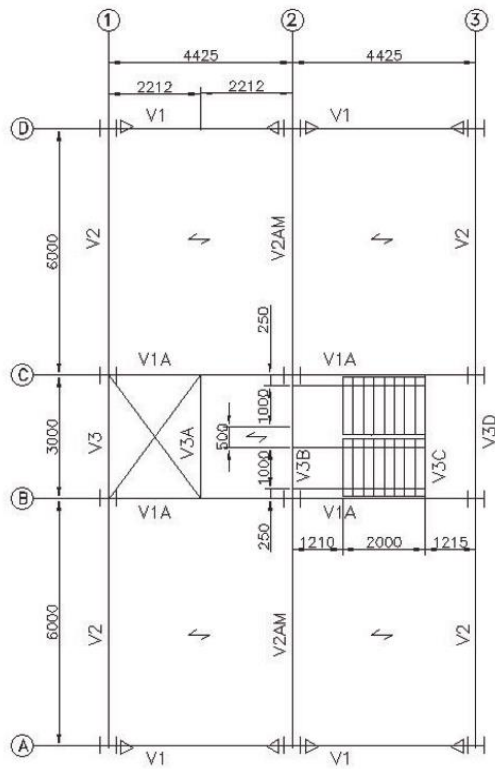


FIG. 3.11 - Plano da Vigas EL +3000 a +9000 - CBCA

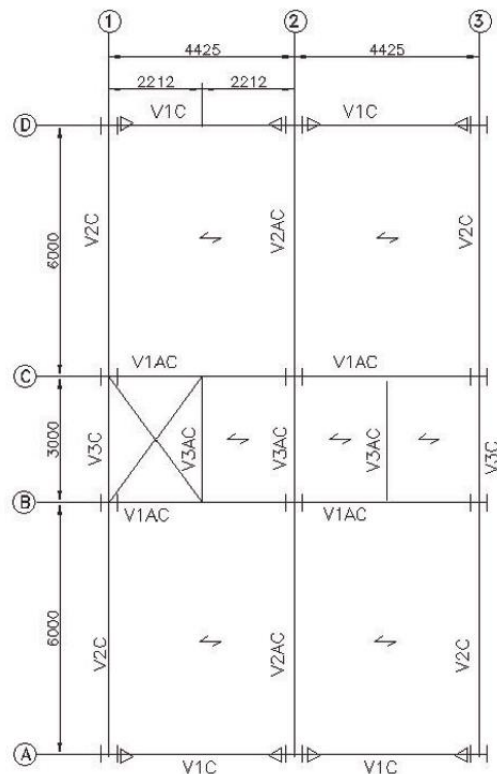


FIG. 3.12 - Plano da Vigas EL +12000 - CBCA

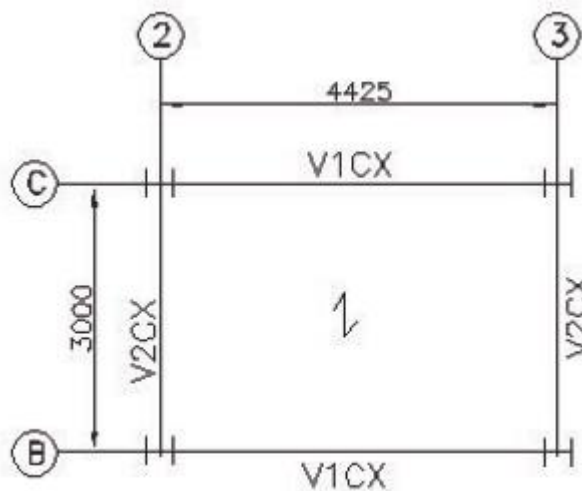


FIG. 3.13 - Plano da caixa d'água – CBCA

As vigas foram nomeadas conforme as figuras **FIG. 3.11**, **FIG. 3.12** e **FIG. 3.13**. O cálculo foi executado para cada uma das vigas utilizando-se a planilha de cálculo, primeiramente as biapoiadas dos eixos 1, 2 e 3, e posteriormente as vigas-pórtico dos eixos A, B, C e D. Como exemplo, será apresentado o cálculo da viga V3.

Primeiramente, são inseridos os dados do material e do perfil utilizado, conforme a **FIG. 3.14** - Entrada de dados sobre o perfil e em seguida é dado entrada nos carregamento solicitantes, como exibido na **FIG. 3.15** - Entrada de dados sobre o carregamento. A partir dos dados apresentados, a planilha calcula os esforços solicitantes e resistentes e verifica o elemento no estado limite último (**FIG. 3.16** - Resultado da análise do estado limite último) e no estado limite de serviço (**FIG. 3.17** - Resultado da análise do estado limite de serviço).

Material

Aço do Perfil

Tensão de Escoamento (f_y) 350 MPa

Módulo de Elasticidade (E_s) 200000 MPa

Perfil

Monte perfil customizado selecionando espessuras das chapas:
 Obs.: valores em mm

	Atual:	Opções:		
Altura (d):	251	251	...	Pos. CG (inferior): 125.5 mm
Alt. Alma (h):	240.4	240.4	...	Massa: 17.5 kg/m
Esp. Alma (t_w):	4.8	4.8	...	Área: 22.2 cm ²
Larg. Mesa Sup. (b_{fs}):	101	101	...	Inércia x (I_x): 2172 cm ⁴
Esp. Mesa Sup. (t_{fs}):	5.3	5.3	...	Módulo Resistente x (W'_{xx}): 173 cm ³
Larg. Mesa Inf. (b_{fi}):	101	101	...	Módulo Resistente x (W_{xx}): 173 cm ³
Esp. Mesa Inf. (t_{fi}):	5.3	5.3	...	Raio de Giro x (r_x): 9.88 cm
				Módulo Plástico x (Z'_{xx}): 201 cm ³
				Inércia y (I_y): 91 cm ⁴
				Módulo Resistente (W'_y): 18 cm ³
				Raio de Giro y (r_y): 2.03 cm
				Módulo Plástico y (Z'_y): 28 cm ³
				Raio de Giro Torção (r_t): 2.50 cm
				Inércia Torção (I_t): 1.91 cm ⁴
				Coef. Empenamento (C_w): 13735 cm ⁶
				h/t_w 50
				b_{fs}/t_{fs} 10
				b_{fi}/t_{fi} 10

FIG. 3.14 - Entrada de dados sobre o perfil e o material

Dados da Viga e Lajes:			
Vão livre:	3.00	m	
Vão lajes esquerda:	1.00	m	
Apoio lajes esq.:	1 direção	...	
Vão lajes direita:	1.00	m	
Apoio lajes dir.:	1 direção	...	

Carregamentos:			
Permanentes:	kNm ²	(kNm)	Vigas diretamente apoiadas (máx. 5 em cada lado):
Peso Próprio Viga:		0.17	Reações sobre viga de aço (em kN)
Peso Próprio Laje:	3.90	-	x (m)
Paredes (direta):	-	0.00	P(kN)
Revestimento:	0.00	-	1
Divisórias:	0.00	-	2
Paredes (dist.):	3.40	-	3
Forro:	0.00	-	4
Proteção:	0.00	-	5
Variáveis:			
Sobrecarga:	2.20	-	

Carga Perm. Dist. Área (unid):	7.30
Carga Var. Dist. Área:	2.20
Carga Perm. Dist. Linear:	0.17

Reações de Apoio (sem majoração, em kN)

R_B 14.51

R_A 14.51

FIG. 3.15 - Entrada de dados sobre o carregamento

1. Verificações Estado Limite Último				OK
Coefficientes de Segurança:	Carga Permanente(γ_d):	1.4	Carga Variável(γ_d):	1.4
Combinação de Ações:	$F_d = \gamma_g \times F_g + \gamma_q \times F_q$ (reações de vigas consideradas permanentes)			
<i>Esforços de Cálculo</i>	$x = 0$	$x = 3$		
Cortante Esq. (kN):		-20.32		
Cortante Dir. (kN):	20.32			
Mom. Fletor (kNm):	0.00			
Mom. Máximo (kNm):	15.24	em $x = 1,5$	Cortante Máximo (kN):	20.32
1.1. Flambagem Lateral por Torção (FLT)	(desconsidere FLT se houver contenção lateral)			OK
Comprimento destravado:	3.00	λ 148.1	M_r 42.4 kNm	
Momento Solicitante:	15.2 kNm	λ_p 42.1	$1,5 M_{el}$ 82.6 kNm	
Momento Resistente:	27.2 kNm	λ_r 121.1	M_{cr} 29.9 kNm	
1.2. Flambagem Local da Mesa (FLM)				OK
Momento Solicitante:	15.2 kNm	λ 9.5	Mesa Não-Compacta	
Momento Resistente:	62.9 kNm	λ_p 9.08	M_{cr} 193.9 kNm	
		λ_r 20.4	M_r 42.4 kNm	
1.3. Flambagem Local da Alma (FLA)				OK
Momento Solicitante:	15.2 kNm	λ 50.1	Alma compacta	
Momento Resistente:	63.9 kNm	λ_p 89.9		
		λ_r 137.7		
1.4. Cisalhamento				OK
Cortante Solicitante:	20.32 kN			
Cortante Resistente:	230.0 kN			

FIG. 3.16 - Resultado da análise do estado limite último

2. Verificações Estados Limites de Serviço		OK
2.1. Estado Limite de Deformação Excessiva		OK
Flecha Cargas Permanentes (cm):	0.18	
Flecha devido a 60% da sobrecarga (cm):	0.03	
Flecha Máxima (cm):	0.21	Limite (L/350): 0.86 cm
2.2. Estado Limite de Vibração Excessiva		OK
Largura efetiva de Laje:	0.75 m	C.G. da seção mista: 29.6 cm
Altura de laje (estimado):	15.6 cm	Inércia da seção mista: 12285 cm ⁴
Massa:	575.9 kg/m	
Frequência Natural:	15.2	$f = \Pi(EI/(mL^4))^{1/2}$
Limite (Anexo L NBR8800):	4	limites:
		4 Hz, residências e escritórios
		6 Hz, lugares com atividades rítmicas
		8 Hz, lugares com atividades rítmicas muito repetitivas

FIG. 3.17 - Resultado da análise do estado limite de serviço

Utilizando-se os critérios de economia e facilidade de construção, selecionou-se o primeiro perfil para as vigas menos solicitadas, conforme a TAB. 3.11.

TAB. 3.11 - Perfil adotado para vigas biapoiadas menos solicitadas

	EL (m)	L(m)	PERFIL	PORCENTAGEM DE UTILIZAÇÃO (S_d/R_d)
V2CX	13500	3.00	W 250X17,9	15%
V3C1	12000	3.00	W 250X17,9	31%
V3A	3000 a 9000	3.00	W 250X17,9	43%
V3C	3000 a 9000	3.00	W 250X17,9	43%
V3AD	12000	3.00	W 250X17,9	53%
V3	3000 a 9000	3.00	W 250X17,9	55%
V3D	3000 a 9000	3.00	W 250X17,9	62%
V3AC	12000	3.00	W 250X17,9	74%
V3B	3000 a 9000	3.00	W 250X17,9	76%

Em seguida, selecionou-se o segundo perfil para as vigas biapoiadas mais solicitadas. Entretanto, verificou-se que seria necessário um perfil muito robusto para atender as solicitações nessas vigas. Como o objetivo do trabalho é propor uma solução de fácil execução, optou-se por utilizar vigas mistas de aço e concreto. Desta forma, foi escolhido o perfil W 310x28,3 com percentuais de utilização exibidos na

TAB. 3.12 - Perfil adotado para vigas biapoiadas mais solicitadas

TAB. 3.12 - Perfil adotado para vigas biapoiadas mais solicitadas

	EL (m)	L(m)	PERFIL	PORCENTAGEM DE UTILIZAÇÃO (S_d/R_d)	TIPO
V1CX	13500	4.43	W 310X28,3	46%	VIGA INTERNA MISTA
V2AC	12000	6.00	W 310X28,3	55%	VIGA INTERNA MISTA
V2	3000 a 9000	6.00	W 310X28,3	59%	VIGA INTERNA MISTA
V2AM	3000 a 9000	6.00	W 310X28,3	72%	VIGA INTERNA MISTA
V2C	12000	6.00	W 310X28,3	98%	VIGA INTERNA

Finalmente, selecionou-se o perfil para as vigas pórtico. Neste último caso, para garantir a rigidez da estrutura, o critério de utilização da viga foi diminuído para 0,5. O perfil escolhido foi o VS 300x26 e o percentual de utilização de cada viga está apresentado na TAB. 3.13

TAB. 3.13 – Perfil adotado para vigas pórtico

	EL (m)	L(m)	PERFIL	PORCENTAGEM DE UTILIZAÇÃO (S_d/R_d)	TIPO
V1C	12000	4.43	VS 300X26	25%	VIGA PÓRTICO
V1AC	12000	4.43	VS 300X26	27%	VIGA PÓRTICO
V1	3000 a 9000	4.43	VS 300X26	33%	VIGA PÓRTICO
V1A	3000 a 9000	4.43	VS 300X26	52%	VIGA PÓRTICO

3.3.2 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

Para o dimensionamento dos pilares, considerou-se apenas um perfil para todos os pilares. Foram calculados apenas os pilares extremos e os pilares centrais da caixa d'água, e o perfil escolhido foi o CVS 200x30. Com esse perfil, a porcentagem de utilização do pilar central foi de 70,3% e a do pilar extremo foi de 49,6%.

Para utilização da planilha, primeiramente são inseridos os dados para cálculo como exemplificado na **FIG. 3.18** - Entrada de dados para o cálculo de pilar para o pilar central e o resultado da análise é exibido conforme a **FIG. 3.19** - Resultado da análise do pilar central.

Material			
Aço do Perfil			
Tensão de Escoamento (f_y)	<input type="text" value="350"/> MPa	Módulo de Elasticidade (E_s)	<input type="text" value="200000"/> MPa
Dados Geométricos do Perfil			
Monte perfil I bi-simétrico: Obs.: valores em mm			
Altura (d):	Atual: <input type="text" value="200"/> Opções: <input type="text" value="200"/>		
Alt. Alma (h):	<input type="text" value="181.0"/>		
Esp. Alma (t_w):	<input type="text" value="6.3"/>		
Larg. Mesa (b_f):	<input type="text" value="140"/>		
Esp. Mesa (t_f):	<input type="text" value="9.5"/>		
Propriedades do Perfil:			
Pos. CG (inferior):	100.0 mm	Inércia y (I_y):	435 cm ⁴
Massa:	29.8 kg/m	Módulo Resistente (W_y):	62 cm ³
Área:	38.0 cm ²	Raio de Giro (r_y):	3.38 cm
Inércia x (I_x):	2727 cm ⁴	Módulo Plástico y (Z_y):	95 cm ³
Módulo Resistente x (W_x):	273 cm ³	Raio de Giro Torção (r_t):	3.78 cm
Raio de Giro x (r_x):	8.47 cm	Inércia Torção (I_t):	9.59 cm ⁴
Módulo Plástico (Z_x):	305 cm ³	Coef. Empenamento (C_w):	39417 cm ⁶
Comprimentos de flambagem e Carregamentos			
Comprimento destravado (m):	<input type="text" value="3.00"/>	Esforço normal de cálculo (N_{sd}) (kN):	<input type="text" value="417"/>
Coef. Flambagem direção x:	<input type="text" value="1.00"/>	Momento de cálculo em x (M_{sdx}) (kN.m):	<input type="text" value="7.5"/>
Coef. Flambagem direção y:	<input type="text" value="1.00"/>	Momento de cálculo em y (M_{sdy}) (kN.m):	<input type="text" value="0"/>
Coef. Flambagem torção:	<input type="text" value="1.00"/>		
Comp. Efetivo direção x (m):	<input type="text" value="3.00"/>		
Comp. Efetivo direção y (m):	<input type="text" value="3.00"/>		
Comp. Efetivo torção (m):	<input type="text" value="3.00"/>		

FIG. 3.18 - Entrada de dados para o cálculo de pilar

Verificações

Esforços Normais

<u>Cargas de Flambagem (kN)</u>		<u>Esbelteza</u>	<u>Flambagem Local</u>		<u>Normal Resistente (kN)</u>		
N_{ex}	5980.1	λ_0	1.18	Q_s	1.00	N_{Rd}	674.5
N_{ey}	953.7	χ	0.56	calc. Q_s	normal	N_{Sd}/N_{Rd}	62%
N_{ez}	1926.0			Q_a	1.00		
N_e	953.7			Q	1.00		

Momentos em x (maior inércia)

<u>ELI</u>		<u>ELA</u>		<u>FLM</u>		<u>Momento Resistente em x (kNm)</u>	
λ	88.7	λ	28.7	λ	7.4	M_{Rdx}	79.1
λ_p	42.1	λ_p	89.9	λ_p	9.1	M_{Sdx}/M_{Rdx}	9%
λ_r	136.4	λ_r	136.3	λ_r	23.4		
M_{crit}	123.6	M_{crit}	(*)	M_{crit}	674.6		
M_r	66.8	M_r	95.4	M_r	66.8		
M_{pl}	106.7	M_{pl}	106.7	M_{pl}	106.7		
M_{Rdx}	79.1	M_{Rdx}	97.0	M_{Rdx}	97.0		

Momentos em y (menor inércia)

<u>ELI</u>		<u>ELA</u>		<u>FLM</u>		<u>Momento Resistente em y (kNm)</u>	
não se aplica		não se aplica		λ	7.36842105	M_{Rdy}	30.2
				λ_p	9.1	M_{Sdy}/M_{Rdy}	0%
				λ_r	23.4		
				M_{crit}	153.7		
				M_r	21.7		
				M_{pl}	33.2		
				M_{Rdx}	30.19		

Equação de Interação:

$N_{Sd} \leq N_{Rd}$		OK	
$N_{Sd}/N_{Rd} + 8/9 * (M_{Sdx}/M_{Rdx} + M_{Sdy}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{Sd}/N_{Rd} \geq 0,2$		OK	0.703
$N_{Sd}/(2N_{Rd}) + (M_{Sdx}/M_{Rdx} + M_{Sdy}/M_{Rdy}) \leq 1$ para $N_{Sd}/N_{Rd} < 0,2$		N.A.	0.404

FIG. 3.19 - Resultado da análise do pilar central

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 COMPARAÇÃO CONSTRUTIVA

Projetou-se simplificada a mesma edificação de pequeno porte utilizando-se estrutura de aço e estrutura pré-fabricada de concreto armado para se comparar as duas.

A construção em concreto pré-fabricado é considerada rápida, entretanto, entre a fabricação e a montagem, o concreto precisa curar por alguns dias até atingir a resistência mínima para ser montado. A sua montagem requer equipamentos mais robustos devido ao peso próprio elevado da estrutura, dificultando sua execução. A mão-de-obra utilizada em estruturas de concreto em geral é pouco especializada, tornando esse tipo de construção mais exequível em locais afastados dos grandes centros urbanos. A grande inércia da estrutura de concreto faz com que seus deslocamentos sejam pequenos, contribuindo para a estabilidade da estrutura, e, por vezes, fazendo com que não haja necessidade de contraventamento. Além disso, o concreto possui um desempenho consideravelmente melhor ao fogo quando comparado ao aço.

A construção da estrutura em aço também é considerada rápida, mas com a vantagem de o material ser vendido comercialmente, ou seja, o material pode ser utilizado assim que comprado. A estrutura é leve em relação ao concreto, fazendo com que sua montagem possa ser executada por equipamentos de menor porte. A mão-de-obra utilizada, entretanto, é mais especializada, sendo ela de maior custo e menor disponibilidade. A leveza da estrutura em aço faz com que sua deslocabilidade seja elevada, obrigando, na maioria das vezes, que sejam concebidos contraventamentos para evitar seu colapso. A resistência ao fogo de estruturas em aço é uma de suas maiores desvantagens, pois acima de 250°C o aço passa a ter fluência, reduzindo a sua resistência. Para aumentar sua resistência ao fogo, inclusive, algumas estruturas de aço são utilizadas em conjunto com concreto, que eleva seu desempenho neste quesito.

4.2 BANCO DE DADOS

Para analisar os orçamentos de ambas as estruturas de aço e concreto armado, utilizou-se o banco de dados do Sistema de Custo de Obras do Rio de Janeiro – SCO/RJ – com mês de Junho/17 como referência.

4.2.1 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

Utilizou-se para a estrutura de concreto armado duas composições: a execução dos elementos de vigas e pilares, bem como a própria montagem da estrutura. As duas composições são para edificações de pequeno porte de até quatro pavimentos, nas quais se aplica a estrutura utilizada para este estudo. As composições possuem valores de R\$ 364,54 para a estrutura pré-fabricada em concreto armado e de R\$ 185,92 para a sua montagem, ambas para o metro quadrado de construção, totalizando, portanto, em R\$ 550,46 por metro quadrado de área construída.

TAB. 4.1 - Composição SOC/RJ para montagem da estrutura pré-fabricada (referência: Junho 2017)

Item de Serviço	ET 54.15.0100 (A	Mês/Ano de Referência				jun/17
Descrição	Montagem da estrutura pre-fabricada em concreto armado / protendido, com fck >= 30 MPa, para obras prediais ate quatro pavimentos, com pilares, vigas principais e secundarias, lajes, patamares e rampas de acesso, incluindo o capeamento das lajes ja equalizadas, solidarizacao da estrutura, exclusive a confeccao e o transporte das pecas ate o canteiro da obra.(desonerado)					
Custo	R\$ 185,92	Und. de Medida				m2
Item Elementar	Item Reutilizado	Descrição	Und. de Medida	Quantidade	Custo Unitário R\$	Custo Parcial R\$
IEQ003300		Caminhao, motor diesel de 162CV, Ford Cargo 1317 ou similar	un	0,00002	R\$ 86.611,00	R\$ 1,73
IEQ003500		Caminhao, com cesta para 2 pessoas, alcance de 12m, Munck, aluguel	h	0,06158	R\$ 102,50	R\$ 6,31
IEQ004001		Carroceria carga seca em madeira, aberta, para caminhao Ford Cargo 1317	un	0,00068	R\$ 12.705,00	R\$ 8,64
IEQ007850		Custo de material de manutencao de Caminhao Ford 1317, 162CV - equivalente ao elementar IEQ003300	un	0,00001	R\$ 86.611,00	R\$ 0,87
IEQ008551		Custo de material de manutencao de Carrocerrria carga seca Ford 1317-equivalente elementar IEQ004001	un	0,00013	R\$ 12.705,00	R\$ 1,65
IEQ009500		Custo de material de manutencao Guindaste hidraulico 1550 Kgf/m - equivalente ao elementar IEQ013650	un	0,00011	R\$ 82.600,00	R\$ 9,09
IEQ009550		Custo de material de manutencao de guindaste sobre rodas - equivalente ao elementar IEQ013700	un	0,00001	R\$ 190.200,00	R\$ 1,90
IEQ011250		Custo de material de operacao - equivalente ao elementar oleo diesel IEQ016450	l	9,73600	R\$ 2,90	R\$ 28,23
IEQ013650		Guindaste hidraulico com momento de carga util minimo de 1550Kgf/m, com alcance de 16m de altura	un	0,00015	R\$ 82.600,00	R\$ 12,39
IEQ013700		Guindaste hidraulico, capacidade de 10t, modelo MD-10A, Madal ou similar	un	0,00002	R\$ 190.200,00	R\$ 3,80
MOD900950		Eletricista - instalacao eletrica predial e industrial comum (desonerado)	h	0,21476	R\$ 16,42	R\$ 3,53
MOD902000		Operador de Maquinas - trator, escavadeira, etc. (desonerado)	h	0,43023	R\$ 18,44	R\$ 7,93
MOI900050		Ajudante (desonerado)	h	3,01164	R\$ 11,88	R\$ 35,78
MOI901500		Encarregado de turma (desonerado)	h	1,72093	R\$ 22,71	R\$ 39,08
MOI901800		Engenheiro ou Arquiteto Pleno - com funcao de supervisao de obras (desonerado)	h	0,19535	R\$ 114,66	R\$ 22,40
EVE000050		3% incidente sobre mao de obra com Encargos Sociais para cobrir despesas de EPI e ferramentas	%	1,00000	R\$ 86,32	R\$ 2,59

TAB. 4.2 - Composição SOC/RJ para estrutura pré-fabricada (referência: Junho 2017)

Item de Serviço	ET 54.15.0050	Mês/Ano de Referência				jun/17
Descrição	Estrutura pre-fabricada em concreto armado / protendido, com fck >= 30 MPa, para obras prediais ate quatro pavimentos, com pilares, vigas principais e secundarias, lajes, patamares e rampas de acesso, sendo a Confeccao das pecas inclusive o fornecimento dos materiais e o Transporte ate o canteiro da obra exclusive a montagem.(desonerado)					
Custo	R\$ 364,54	Und. de Medida				m2
Item Elementar	Item Reutilizado	Descrição	Und. de Medida	Quantidade	Custo Unitário R\$	Custo Parcial R\$
MAT000650		Aco CA-50, 6,30mm	Kg	2,05572	R\$ 1,80	R\$ 3,70
MAT000700		Aco CA-50, 8mm	Kg	2,38163	R\$ 1,76	R\$ 4,19
MAT000750		Aco CA-50, 10mm	Kg	2,38163	R\$ 1,71	R\$ 4,07
MAT000800		Aco CA-50, 12,50mm	Kg	2,38163	R\$ 1,75	R\$ 4,17
MAT000850		Aco CA-50, 16mm	Kg	2,05572	R\$ 1,74	R\$ 3,58
MAT000950		Aco CA-50, 25mm	Kg	1,21171	R\$ 2,40	R\$ 2,91
MAT005700		Arame recozido no 18	Kg	2,31478	R\$ 5,89	R\$ 13,63
MAT006100		Areia grossa lavada	m3	0,10342	R\$ 60,47	R\$ 6,25
MAT018500		Brita no 1	m3	0,08092	R\$ 80,06	R\$ 6,48
MAT018550		Brita no 2	m3	0,08092	R\$ 80,76	R\$ 6,54
MAT020450		Cabo de aco polido com alma de fibra, 6 pernas de 19 fios, de 5/8"	m	4,73819	R\$ 14,90	R\$ 70,60
MAT029750		Chapa de aco carbono, comum, para uso geral, tamanho padrao, borda Universal, espessura de 1,50mm	Kg	0,43103	R\$ 3,78	R\$ 1,63
MAT031400		Chapa de madeira resinada, medindo: (2200 x 1100 x 14)mm, Madeirit ou similar - grupo II	m2	0,10897	R\$ 14,75	R\$ 1,61
MAT033700		Cimento Portland, tipo 320, saco de 50Kg	Kg	79,3876	R\$ 0,32	R\$ 25,40
MAT050600		Eletrodo com diametro de 4mm (5/32"), Awse E-6013	Kg	0,03876	R\$ 24,45	R\$ 0,95
MAT067650		Impermeabilizante - Intraplast-N ou similar, lata de 20Kg	Kg	1,49583	R\$ 13,56	R\$ 20,28
IEQ003000		Cacamba basculante em aco, com capacidade de 7m3, para caminhao F-14000	un	0,00008	R\$ 25.000,00	R\$ 2,00
IEQ003700		Caminhao, motor diesel de 208CV, Ford F-14000 ou similar	un	0,00008	R\$ 175.000,00	R\$ 14,00
IEQ004200		Chassis Scania T 114 GA 4x2 NZ, de 330CV ou similar, extensivel ate 21m	un	0,00006	R\$ 305.000,00	R\$ 18,30
IEQ011250		Custo de material de operacao - equivalente ao elemento oleo diesel IEQ016450	l	2,54	R\$ 2,90	R\$ 7,37
IEQ015300		Minicarregadeira, modelo 226, Caterpillar ou similar	un	0,00007	R\$ 104.000,00	R\$ 7,28
IEQ017150		Portico com capacidade de 10t, vao de 5m, altura de elevacao de 5m, com movimento de translacao	un	0,00007	R\$ 157.500,00	R\$ 11,03
MOD900450		Armador - de concreto armado (desonerado)	h	0,43454	R\$ 16,42	R\$ 7,14
MOD900850		Carpinteiro - forma de concreto (desonerado)	h	0,21727	R\$ 16,42	R\$ 3,57
MOD902000		Operador de Maquinas - trator, escavadeira, etc. (desonerado)	h	0,57	R\$ 18,44	R\$ 10,51
MOD902400		Serralheiro - oficial de oficina de esquadria de aluminio e ferro (desonerado)	h	0,43454	R\$ 16,42	R\$ 7,14
MOD902450		Servente (desonerado)	h	1,43	R\$ 11,88	R\$ 16,99
MOI902450		Motorista de Caminhao e Carreta (desonerado)	h	2,6158	R\$ 12,21	R\$ 31,94
EVE000050		3% incidente sobre mao de obra com Encargos Sociais para cobrir despesas de EPI e ferramentas	%	1	R\$ 77,29	R\$ 2,32
RSE906000	ET 04.25.0703	Lancamento de concreto em pecas armadas - producao normal (desonerado)	m3	0,20008	R\$ 35,17	R\$ 7,04
RSE907650	ET 04.20.0200	Preparo mecanico de concreto - producao normal (desonerado)	m3	0,25329	R\$ 44,44	R\$ 11,26
REQ902550	AD 14.15.0550	Carreta para transporte pesado com motor diesel de 388CV-CP (desonerado)	h	0,07521	R\$ 246,19	R\$ 18,52
REQ904750	EQ 04.05.0800	Guincho 10CV-CP (desonerado)	h	0,83721	R\$ 7,49	R\$ 6,27
REQ904850	EQ 04.05.0750	Guindaste Munck-3,5t-CP (desonerado)	h	0,11415	R\$ 36,75	R\$ 4,20
REQ904900	EQ 04.05.0756	Guindaste Munck-3,5t-CI (desonerado)	h	0,02266	R\$ 32,85	R\$ 0,74
REQ906200	EQ 44.15.0100	Retificador de solda eletrica de 430A (desonerado)	h	0,06685	R\$ 13,92	R\$ 0,93

4.2.2 ESTRUTURA DE AÇO

Utilizou-se para a estrutura de aço apenas uma composição, mas a ela foi necessário adicionar o serviço de laje pré-moldada. A composição original do SCO/RJ contempla a execução de uma estrutura metálica para obras de até quatro pavimentos, entretanto, a laje de concreto não é contabilizada. Desta maneira, adicionou-se o serviço de laje de concreto, também obtido da mesma base de dados. O valor original da composição era de R\$ 439,50 por metro quadrado de construção, ao qual foi adicionado o serviço de execução da laje, ao valor de R\$ 93,86, perfazendo um total de R\$ 533,36 por metro quadrado de construção.

TAB. 4.3 -Composição SOC/RJ para estrutura metálica(referência: Junho 2017)

Item de Serviço	ET 24.05.0200 (B)	Mês/Ano de Referência	jun/17			
Descrição	Estrutura metálica em especial resistente a corrosão (aço USI SAC, ASTM ou similar) para obras prediais de até 04 pavimentos, incluindo projetos e detalhes executivos, pilares, vigas principais e secundárias, escadas, patamares e chapas das bases da fundação, pintura protetora e de acabamento, fornecimento de todos os materiais e montagem.(desonerado)					
Custo	R\$ 533,36	Und. de Medida				m2
Item Elementar	Item Reutilizado	Descrição	Und. de Medida	Quantidade	Custo Unitário R\$	Custo Parcial R\$
MAT029900		Chapa de aço carbono, comum, para uso geral, tamanho padrão, borda Universal, espessura de 9,50mm	Kg	5,29	R\$ 3,55	R\$ 18,78
MAT030450		Chapa de aço USI-SAC 350	Kg	11,29	R\$ 4,36	R\$ 49,22
MAT050700		Eletrodo com diâmetro de 5mm (3/16"), E-7018-6 G	Kg	1,1	R\$ 15,42	R\$ 16,96
MAT092350		Parafuso de aço carbono, cabeça sextavada, medindo: (3/8"x1")	un	0,5	R\$ 0,26	R\$ 0,13
MAT095500		Perfil "I" de aço carbono, 1a alma, de (10"x4 5/8")	Kg	24,35	R\$ 3,66	R\$ 89,12
MAT095550		Perfil "I" de aço carbono, padrão americano, de (8"x4")	Kg	12,45	R\$ 3,81	R\$ 47,43
MAT106250		Porca sextavada de aço galvanizado, de 5/8"	un	1,76	R\$ 0,41	R\$ 0,72
MOD901100		Feitor (desonerado)	h	0,6532	R\$ 22,71	R\$ 14,83
MOD901800		Montador A - montagem de estruturas metálicas (desonerado)	h	2,86	R\$ 16,44	R\$ 47,02
MOD902450		Servente (desonerado)	h	2,17	R\$ 11,88	R\$ 25,78
MOI900050		Ajudante (desonerado)	h	3,31	R\$ 11,88	R\$ 39,32
MOI900950		Consultor de Serviços Técnicos de Consultoria de Engenharia e Arquitetura (desonerado)	h	0,0705834	R\$ 89,97	R\$ 6,35
MOI902350		Mestre de Obras A - encarregado geral, com mais de 5 anos de experiência (desonerado)	h	0,6532	R\$ 46,95	R\$ 30,67
ET54050156		Laje pré-moldada, beta 16, para sobrecarga de 3,5 KN/m2 e vão até 5,20m, considerando vigotas, tijolos e armadura negativa, inclusive capeamento de 4cm de espessura, com concreto de fck=15MPa e escoramento. Fornecimento e montagem do conjunto (desonerado)	m2	1	R\$ 93,86	R\$ 93,86
EVE000050		3% incidente sobre mão de obra com Encargos Sociais para cobrir despesas de EPI e ferramentas	%	1	R\$ 157,62	R\$ 4,73
RSE907150	PT 04.40.0106	Pintura sobre ferro, com esmalte sintético (desonerado)	m2	0,1741	R\$ 17,00	R\$ 2,96
REQ905000	EQ 04.05.0733	Guindaste sobre caminho, capacidade de 30t - CF (desonerado)	h	0,1001	R\$ 136,51	R\$ 13,66
REQ905150	EQ 04.05.0730	Guindaste sobre caminho, capacidade de 30t, motor diesel de 220CV - CP (desonerado)	h	0,1004	R\$ 316,95	R\$ 31,82

4.3 ESTIMATIVA DO PROJETO

As composições disponibilizadas pelo SCO/RJ são referenciadas somente pelo levantamento da área a ser construída, a partir da qual estima-se o valor do empreendimento. Entretanto, o cálculo estrutural, tanto em concreto armado quanto em aço, desenvolvido não seria necessário caso fosse utilizada somente esta abordagem. Desta maneira, a fim de estimar o custo da obra, fizeram-se duas estimativas, cada uma segundo um modelo estrutural.

4.3.1 ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

A fim de realizar uma proporção nos serviços executados, levantou-se a quantidade de concreto necessário para execução de todos os elementos – vigas, pilares e lajes – calculados no projeto estrutural, totalizando 68,7 metros cúbicos (m³). Na composição disponibilizada pelo SOC, analisando o serviço SER 906000 – Lançamento de concreto em peças armadas – verifica-se que a quantidade de concreto utilizada por metro quadrado de construção é de 0,2 m³.

Para quantificar a proporção entre os itens executados, estimou-se a quantidade de concreto necessária no empreendimento, caso fosse utilizada somente a base de dados SCO/RJ. Esta estimativa é feita realizando a multiplicação da quantidade de concreto bombeado por metro quadrado pela extensão da construção também em metros quadrados:

$$0,2 \frac{m^3 \text{ de concreto}}{m^2} \cdot 526,5 m^2 = 105,34 m^3 \text{ de concreto}$$

Desta maneira, tem-se por proporção que todos os itens devem seguir a razão entre a quantidade de concreto utilizada de acordo com os cálculos executados pela quantidade de concreto estimada pelo SCO/RJ:

$$\alpha = \frac{68,7}{105,34} = 0,6521 = 65,21\%$$

A partir desta taxa de proporção, é possível estimar de maneira mais verossímil os demais serviços e mão-de-obra utilizados para a execução do projeto. Abaixo, na TAB. 4.4 e TAB. 4.5, encontram-se as composições estimadas para o empreendimento segundo os cálculos desenvolvidos, baseadas nas informações do SCO/RJ.

TAB. 4.4 - Composição estimada para estrutura pré-fabricada

Item Elementar	Item Reutiliza	Descrição	Und. de Medida	Quantidade	Custo Unitário R\$	Custo Parcial R\$
MAT000650		Aco CA-50, 6,30mm	Kg	1,340659975	R\$ 1,80	R\$ 2,41
MAT000700		Aco CA-50, 8mm	Kg	1,553205698	R\$ 1,76	R\$ 2,73
MAT000750		Aco CA-50, 10mm	Kg	1,553205698	R\$ 1,71	R\$ 2,66
MAT000800		Aco CA-50, 12,50mm	Kg	1,553205698	R\$ 1,75	R\$ 2,72
MAT000850		Aco CA-50, 16mm	Kg	1,340659975	R\$ 1,74	R\$ 2,33
MAT000950		Aco CA-50, 25mm	Kg	0,790229749	R\$ 2,40	R\$ 1,90
MAT005700		Arame recozido no 18	Kg	1,509608749	R\$ 5,89	R\$ 8,89
MAT006100		Areia grossa lavada	m3	0,067446469	R\$ 60,47	R\$ 4,08
MAT018500		Brita no 1	m3	0,052772851	R\$ 80,06	R\$ 4,22
MAT018550		Brita no 2	m3	0,052772851	R\$ 80,76	R\$ 4,26
MAT020450		Cabo de aco polido com alma de fibra, 6 pernas de 19 fios, de 5/8"	m	3,090061725	R\$ 14,90	R\$ 46,04
MAT029750		Chapa de aco carbono, comum, para uso geral, tamanho padrao, borda Universal, espessura de 1,50mm	Kg	0,281100864	R\$ 3,78	R\$ 1,06
MAT031400		Chapa de madeira resinada, medindo: (2200 x 1100 x 14)mm, Madeirit ou similar - grupo II	m2	0,071065961	R\$ 14,75	R\$ 1,05
MAT033700		Cimento Portland, tipo 320, saco de 50Kg	Kg	51,77347978	R\$ 0,32	R\$ 16,57
MAT050600		Eletrodo com diametro de 4mm (5/32"), Awse E-6013	Kg	0,025277752	R\$ 24,45	R\$ 0,62
MAT067650		Impermeabilizante - Intraplast-N ou similar, lata de 20Kg	Kg	0,975521672	R\$ 13,56	R\$ 13,23
IEQ003000		Cacamba basculante em aco, com capacidade de 7m3, para caminhao F-14000	un	5,21729E-05	R\$ 25.000,00	R\$ 1,30
IEQ003700		Caminhao, motor diesel de 208CV, Ford F-14000 ou similar	un	5,21729E-05	R\$ 175.000,00	R\$ 9,13
IEQ004200		Chassis Scania T 114 GA 4x2 NZ, de 330CV ou similar, extensivel ate 21m	un	3,91296E-05	R\$ 305.000,00	R\$ 11,93
IEQ011250		Custo de material de operacao - equivalente ao elementar oleo diesel IEQ016450	l	1,656488402	R\$ 2,90	R\$ 4,80
IEQ015300		Minicarregadeira, modelo 226, Caterpillar ou similar	un	4,56513E-05	R\$ 104.000,00	R\$ 4,75
IEQ017150		Portico com capacidade de 10t, vao de 5m, altura de elevacao de 5m, com movimento de translacao	un	4,56513E-05	R\$ 157.500,00	R\$ 7,19
MOD900450		Armador - de concreto armado (desonerado)	h	0,283389949	R\$ 16,42	R\$ 4,65
MOD900850		Carpinteiro - forma de concreto (desonerado)	h	0,141694974	R\$ 16,42	R\$ 2,33
MOD902000		Operador de Maquinas - trator, escavadeira, etc. (desonerado)	h	0,371731649	R\$ 18,44	R\$ 6,85
MOD902400		Serralheiro - oficial de oficina de esquadria de aluminio e ferro (desonerado)	h	0,283389949	R\$ 16,42	R\$ 4,65
MOD902450		Servente (desonerado)	h	0,932589927	R\$ 11,88	R\$ 11,08
MOI902450		Motorista de Caminhao e Carreta (desonerado)	h	1,70592219	R\$ 12,21	R\$ 20,83
EVE000050		3% incidente sobre mao de obra com Encargos Sociais para cobrir despesas de EPI e ferramentas	%	0,652160788	R\$ 77,29	R\$ 1,51
RSE906000	ET 04.25.0	Lancamento de concreto em pecas armadas - producao normal (desonerado)	m3	0,13048433	R\$ 35,17	R\$ 4,59
RSE907650	ET 04.20.0	Preparo mecanico de concreto - producao normal (desonerado)	m3	0,165185806	R\$ 44,44	R\$ 7,34
REQ902550	AD 14.15.0	Carreta para transporte pesado com motor diesel de 388CV-CP (desonerado)	h	0,049049013	R\$ 246,19	R\$ 12,08
REQ904750	EQ 04.05.0	Guincho 10CV-CP (desonerado)	h	0,545995533	R\$ 7,49	R\$ 4,09
REQ904850	EQ 04.05.0	Guindaste Munck-3,5t-CP (desonerado)	h	0,074444154	R\$ 36,75	R\$ 2,74
REQ904900	EQ 04.05.0	Guindaste Munck-3,5t-CI (desonerado)	h	0,014777963	R\$ 32,85	R\$ 0,49
REQ906200	EQ 44.15.0	Retificador de solda eletrica de 430A (desonerado)	h	0,043596949	R\$ 13,92	R\$ 0,61

TAB. 4.5 - Composição estimada para montagem da estrutura

Item Elementar	Item Reutiliza	Descrição	Und. de Medida	Quantidade	Custo Unitário R\$	Custo Parcial R\$
IEQ003300		Caminhao, motor diesel de 162CV, Ford Cargo 1317 ou similar	un	0,00001	R\$ 86.611,00	R\$ 1,13
IEQ003500		Caminhao, com cesta para 2 pessoas, alcance de 12m, Munck, aluguel	h	0,04016	R\$ 102,50	R\$ 4,12
IEQ004001		Carroceria carga seca em madeira, aberta, para caminhao Ford Cargo 1317	un	0,00044	R\$ 12.705,00	R\$ 5,63
IEQ007850		Custo de material de manutencao de Caminhao Ford 1317, 162CV - equivalente ao elementar IEQ003300	un	0,00001	R\$ 86.611,00	R\$ 0,56
IEQ008551		Custo de material de manutencao de Carroceria carga seca Ford 1317-equivalente elementar IEQ004001	un	0,00008	R\$ 12.705,00	R\$ 1,08
IEQ009500		Custo de material de manutencao Guindaste hidraulico 1550 Kg/m - equivalente ao elementar IEQ013650	un	0,00007	R\$ 82.600,00	R\$ 5,93
IEQ009550		Custo de material de manutencao de guindaste sobre rodas - equivalente ao elementar IEQ013700	un	0,00001	R\$ 190.200,00	R\$ 1,24
IEQ011250		Custo de material de operacao - equivalente ao elementar oleo diesel IEQ016450	l	6,34944	R\$ 2,90	R\$ 18,41
IEQ013650		Guindaste hidraulico com momento de carga util minimo de 1550Kg/m, com alcance de 16m de altura	un	0,00010	R\$ 82.600,00	R\$ 8,08
IEQ013700		Guindaste hidraulico, capacidade de 10t, modelo MD-10A, Madal ou similar	un	0,00001	R\$ 190.200,00	R\$ 2,48
MOD900950		Eletricista - instalacao eletrica predial e industrial comum (desonerado)	h	0,14006	R\$ 16,42	R\$ 2,30
MOD902000		Operador de Maquinas - trator, escavadeira, etc. (desonerado)	h	0,28058	R\$ 18,44	R\$ 5,17
MOI900050		Ajudante (desonerado)	h	1,96407	R\$ 11,88	R\$ 23,33
MOI901500		Encarregado de turma (desonerado)	h	1,12232	R\$ 22,71	R\$ 25,49
MOI901800		Engenheiro ou Arquiteto Pleno - com funcao de supervisao de obras (desonerado)	h	0,12740	R\$ 114,66	R\$ 14,61
EVE000050		3% incidente sobre mao de obra com Encargos Sociais para cobrir despesas de EPI e ferramentas	%	0,65216	R\$ 86,32	R\$ 2,13

Analisando os dados da composição estimada, pode-se aferir a distribuição de custo unitário do empreendimento sob os seguintes aspectos: Material, Equipamento e Mão-de-Obra.

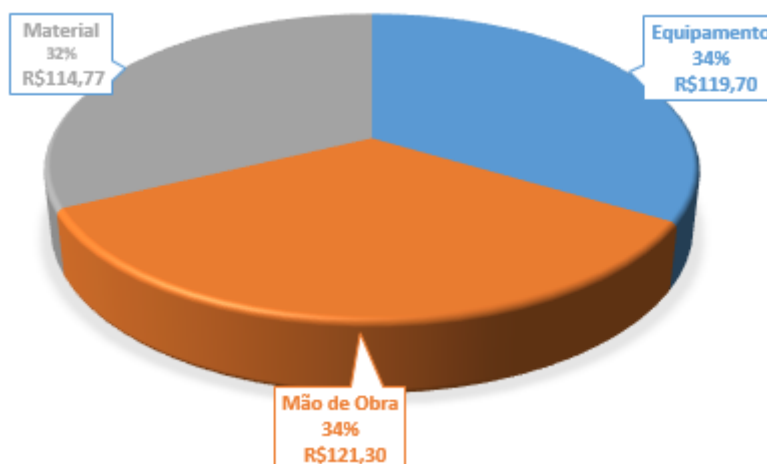


FIG. 4.1 - Distribuição de custo unitário para estrutura de concreto armado (Total R\$ 355,77)

4.3.2 ESTRUTURA DE AÇO

De maneira análoga, o mesmo foi realizado para a estrutura de aço, salvo algumas considerações. O levantamento da quantidade de aço na estrutura calculada gerou um consumo de aço de 7886 Kg para a execução de vigas e pilares, enquanto que, segundo a SCO/RJ, foram consumidos 19375 Kg de aço, analisando o item MAT 095500 – Perfil “I” de aço carbono, 1ª alma, de 10”x4 5/8” e o item MAT 095550 – Perfil “I” de aço carbono, padrão americano, de 8”x4”.

Desta maneira, tem-se por proporção que todos os itens da estrutura metálica devem seguir a razão entre a quantidade de aço utilizado de acordo com os cálculos executados pela quantidade de aço estimado pelo SCO/RJ:

$$\alpha = \frac{7886}{19375} = 0,4070 = 40,70\%$$

Na estrutura metálica, entretanto, deve-se salientar que para o serviço de laje pré-moldada deve ser feito um levantamento separado. Dado que o serviço não está pormenorizado, estimou-se a divisão da composição baseada no item 4.3.2, sendo, portanto, o custo unitário da laje pré-moldada dividido em 34% para Material, 34% para Equipamento e 32% para Mão-de-Obra. A partir desta consideração, pôde-se chegar à seguinte distribuição de custo unitário apresentada na **FIG. 4.2**.

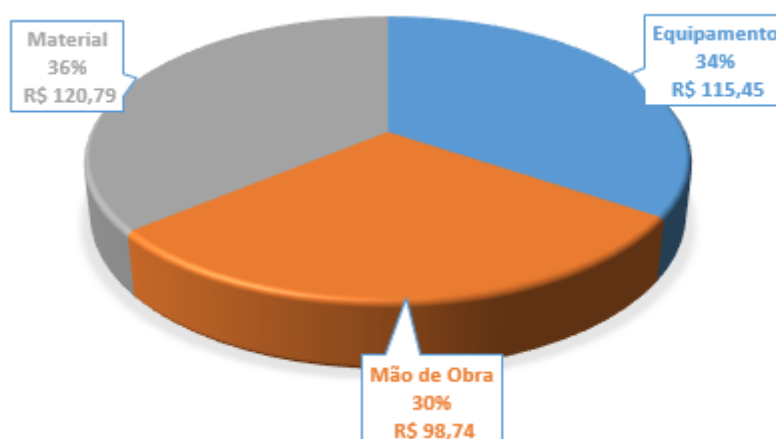


FIG. 4.2 - Distribuição de custo unitário para estrutura metálica (Total R\$ 334,98)

4.4 COMPARAÇÃO DE ORÇAMENTO

As variantes em ambos os métodos construtivos são muitas, o que acaba por dificultar a identificação dos maiores responsáveis pelos gastos do

empreendimento. Um exemplo desta dificuldade aparece ao analisar a mão-de-obra para a montagem da estrutura; é amplamente difundido que para a execução de estruturas metálicas seu custo é maior quando comparado com estruturas de concreto armado, uma vez que deve ser especializada. Entretanto, apesar de ser mais custosa, há de se levar em consideração o tempo gasto no serviço: estruturas metálicas são montadas mais rapidamente, enquanto as de concreto mesmo que apresentem menor custo de mão-de-obra, demandam mais tempo.

Ao se analisar as composições de ambos os métodos construtivos, afere-se que o custo horário de um montador utilizado para a estrutura metálica é R\$ 16,44, cuja demanda é de 2,86 horas; enquanto para a estrutura de concreto armado, o profissional utilizado é o armador, com custo de R\$ 16,42, demandado por 0,43 horas, ambos para o metro quadrado de construção.

Desta maneira, a **TAB. 4.6** e a **TAB. 4.7** abaixo expõem os custos por metro quadrado para os dois métodos aplicados na orçamentação, através da base de dados do SCO/RJ e a partir da estimativa calculada.

TAB. 4.6 - Composições do SCO/RJ e Estimada e comparação percentual entre ambas

	SCO/RJ	Estimada	
Concreto Pré-moldado	R\$ 550,46	R\$ 355,77	64,6%
Estrutura Metálica	R\$ 533,36	R\$ 334,98	62,8%
	96,9%	94,2%	

TAB. 4.7 - Comparativo do custo unitário por metro quadrado pelas composições estimadas

	Concreto Pré-moldado	Estrutura Metálica
Equipamento	R\$ 119,70	R\$ 115,45
Mão-de-Obra	R\$ 121,30	R\$ 98,74
Material	R\$ 114,77	R\$ 120,79
Total	R\$ 355,77	R\$ 334,98
Empreendimento	R\$ 187.312,31	R\$ 176.367,37

5 CONCLUSÕES

Este projeto de fim de curso teve como finalidade projetar um edifício de pequeno porte com estrutura de aço e de concreto pré-fabricado para comparar as duas soluções. O projeto do edifício utilizado foi proposto pelo CBCA em seu Manual de Construção em Aço: Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço e foram desenvolvidas planilhas para cálculo da estrutura e também utilizadas planilhas do CBCA.

Realizou-se o cálculo para as duas soluções e posteriormente levantou-se os quantitativos de material para elaborar um orçamento para cada uma utilizando-se a base de dados do Sistema de Custo de Obras da prefeitura do Rio de Janeiro (SCO-RJ). Posteriormente, realizaram-se comparações qualitativas e quantitativas dos dois sistemas construtivos.

Com o orçamento elaborado, foi possível verificar que o preço final da estrutura pré-fabricada de concreto armado foi de R\$ 187.312,31 e o da estrutura metálica foi de R\$ 176.367,37, uma diferença da ordem de 6%, que pode ser considerada pequena no contexto da engenharia civil. Assim, as duas soluções podem ser consideradas equivalentes em termos de custos.

Ao se verificar a natureza dos custos, se observou que a estrutura pré-fabricada em concreto armado apresentou um custo de material ligeiramente menor (5%), entretanto, o custo de equipamento foi 4% maior e o de mão-de-obra foi consideravelmente maior, chegando a 23%, tornando a estrutura metálica, portanto, mais vantajosa. Estas diferenças podem ser explicadas pelo fato de os materiais utilizados na execução do concreto armado serem mais baratos e pelo peso próprio da estrutura de concreto ser mais elevado, fazendo-se necessária a utilização de equipamentos mais robustos; enquanto a mão-de-obra para a estrutura metálica é substancialmente menor, pois só é empregada para a montagem da estrutura, ao passo que no caso do concreto também é necessária para a fabricação.

No caso de uma obra na qual os estudos orçamentários não foram bem elaborados, essas diferenças podem levar a uma escolha equivocada quanto à técnica estrutural adotada. Isso ocorre porque os quantitativos de material podem ser estimados facilmente, mas já mão-de-obra e equipamento dependem do prazo da obra, tornando esta estimativa mais difícil. Assim, a estrutura de

concreto pré-fabricado, a princípio, pode parecer mais econômica, entretanto, ao se calcular os custos de equipamento e mão de obra, ela se torna mais onerosa.

Para estruturas de pequeno porte, os custos dos dois tipos de estrutura são equivalentes e o prazo de execução também, com a ressalva de que a estrutura de concreto pré-fabricado necessita de um prazo maior para sua execução. Assim, outros fatores devem ser considerados na escolha do tipo de estrutura a ser utilizada, como disponibilidade de mão-de-obra, disponibilidade de materiais, empresas com *expertise*.

Os valores apresentados neste trabalho são válidos para o estado do Rio de Janeiro, podendo variar para os outros. A elaboração de uma comparação a nível nacional ou para outras regiões é uma sugestão para trabalhos posteriores.

As estruturas de concreto pré-fabricado se apresentaram mais onerosas, porém, é mais comum no Brasil que estruturas de pequeno porte sejam feitas em concreto moldado in loco. O estudo dessa alternativa deveria considerar prazo construtivo como um dos focos de comparação e também fica como sugestão para um trabalho posterior.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico — Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para cálculo de estruturas em edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devido ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.

FERRAZ, H. O Aço na Construção Civil. **Revista eletrônica de Ciências**. São Carlos. V. 22, out./dez. 2003

INSTITUTO AÇO BRASIL; BELLEI, I. H.; BELLEI, H. N. **Manual de Construção em Aço: Edifícios de Pequeno Porte Estruturados em Aço**. 4 ed. Rio de Janeiro: Centro Brasileiro da construção em Aço (CBCA), 2011

MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. **Concreto: estrutura, propriedades e materiais**. 1 ed. São Paulo: Pini, 1994.

MEHTA, P. K., MONTEIRO, P. J. M. **Concreto, Microestrutura, Propriedades e Materiais**. 3 ed. São Paulo: Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2008.

PFEIL, W.; PFEIL, M. **Estruturas de Aço: Dimensionamento Prático de Acordo com a NBR 8800:2008**. 8 ed. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

7 APÊNDICES

7.1 APÊNDICE A – MEMÓRIA DE CÁLCULO PARA CONCRETO ARMADO

7.1.1 VIGAS

Elevação 13,5 m

VIGA 1							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,5	m		b	-983571		
Carga	25,2	kN/m		c	94917,08		
Vão	4,425	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,904	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,108	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	27,7	kN		Asd	6,03	cm ²	
Ms	67,80	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	94,92	kN.m	x23=0,259.d	n	5,00	barras	
			0,12				
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	85,80	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	8,06	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	390,54	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,49	mm ² /mm		s maximo	30,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	36,13	KN		zn. Lateral	128	cm	
0,67.Vrd2	261,66	KN		zn. Central	186	cm	

VIGA 2							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,15	m		a	728571,4		
Altura	0,3	m		b	-409821		
Carga	14,2	kN/m		c	24136,88		
Vão	3	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,496	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,067	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	15,325	kN		Asd	2,80	cm ²	
Ms	17,24	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	24,14	kN.m	0,07	n	3,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões		ESPAÇAMENTO				
Vd	32,18	KN	Zona Central				
αv^2	0,90		s calculado	12,89	cm		
Fcd	17,86	MPa	s utilizado	7,5	cm		
Vrd2	175,74	KN	Zona Lateral				
Asw/s	0,30	mm ² /mm	s maximo	18,00	cm		
Bitola	5,00	mm	s utilizado	20	cm		
Asw	39,27	mm ²	Extensão das zonas				
Asw/s min	0,15	mm ² /mm	Por semelhança de triângulos				
Vdmin	16,26	KN	zn. Lateral	74	cm		
0,67.Vrd2	117,75	KN	zn. Central	152	cm		

Elevação 12,0 m

VIGA 1							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,15	m		a	728571,4		
Altura	0,3	m		b	-409821		
Carga	5,4	kN/m		c	22358,63		
Vão	4,425	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,501	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,061	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	6,525	kN		Asd	2,56	cm ²	
Ms	15,97	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	22,36	kN.m	0,07	n	3,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões		ESPAÇAMENTO				
Vd	20,21	KN	Zona Central				
αv^2	0,90		s calculado	20,53	cm		
Fcd	17,86	MPa	s utilizado	7,5	cm		
Vrd2	175,74	KN	Zona Lateral				
Asw/s	0,19	mm ² /mm	s maximo	18,00	cm		
Bitola	5,00	mm	s utilizado	20	cm		
Asw	39,27	mm ²	Extensão das zonas				
Asw/s min	0,15	mm ² /mm	Por semelhança de triângulos				
Vdmin	16,26	KN	zn. Lateral	43	cm		
0,67.Vrd2	117,75	KN	zn. Central	356	cm		

VIGA 2						
ARMADURA LONGITUDINAL						
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau		
Largura	0,15	m		a	728571,4	
Altura	0,3	m		b	-409821	
Carga	4	kN/m		c	17561,37	
Vão	4,425	m		Resultado		
Fck	25	Mpa		x1	0,516	m
Fyd	500	MPa		x2	0,047	m
Bitola	1,25	cm		Área de aço		
Carga Total	5,125	kN		Asd	1,96	cm ²
Ms	12,54	kN.m		Qtdd Armadura		
Msd	17,56	kN.m	n	2,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL						
	Dimensões			ESPAÇAMENTO		
Vd	16,26	KN		Zona Central		
αv2	0,90			s calculado	25,52	cm
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm
Vrd2	175,74	KN		Zona Lateral		
Asw/s	0,15	mm ² /mm		s maximo	18,00	cm
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas		
Asw/s min	0,15	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos		
Vdmin	16,26	KN		zn. Lateral	-	cm
0,67.Vrd2	117,75	KN		zn. Central	443	cm

VIGA 3						
ARMADURA LONGITUDINAL						
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau		
Largura	0,2	m		a	971428,6	
Altura	0,45	m		b	-874286	
Carga	8	kN/m		c	64575	
Vão	6	m		Resultado		
Fck	25	Mpa		x1	0,819	m
Fyd	500	MPa		x2	0,081	m
Bitola	1,25	cm		Área de aço		
Carga Total	10,25	kN		Asd	4,53	cm ²
Ms	46,13	kN.m		Qtdd Armadura		
Msd	64,58	kN.m	n	4,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL						
	Dimensões			ESPAÇAMENTO		
Vd	43,05	KN		Zona Central		
αv2	0,90			s calculado	14,46	cm
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm
Vrd2	351,48	KN		Zona Lateral		
Asw/s	0,27	mm ² /mm		s maximo	27,00	cm
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas		
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos		
Vdmin	32,52	KN		zn. Lateral	73	cm
0,67.Vrd2	235,49	KN		zn. Central	453	cm

VIGA 4							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,5	m		b	-983571		
Carga	10,6	kN/m		c	82530		
Vão	6	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,920	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,092	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	13,1	kN		Asd	5,16	cm²	
Ms	58,95	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	82,53	kN.m		n	5,00	barras	
				x23=0,259.d	0,12		
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	55,02	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	12,57	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	390,54	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,31	mm²/mm		s maximo	30,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,21	mm²/mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	36,13	KN		zn. Lateral	103	cm	
0,67.Vrd2	261,66	KN		zn. Central	394	cm	

VIGA 5							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,15	m		a	728571,4		
Altura	0,3	m		b	-409821		
Carga	4	kN/m		c	8071,875		
Vão	3	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,542	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,020	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	5,125	kN		Asd	0,86	cm²	
Ms	5,77	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	8,07	kN.m		n	1,00	barras	
				x23=0,259.d	0,07		
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	16,26	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	25,52	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	175,74	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,15	mm²/mm		s maximo	18,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,15	mm²/mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	16,26	KN		zn. Lateral	-	cm	
0,67.Vrd2	117,75	KN		zn. Central	300	cm	

Elevação 3,0 – 9,0 m

VIGA 1						
ARMADURA LONGITUDINAL						
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau		
Largura	0,2	m		a	971428,6	
Altura	0,4	m		b	-765000	
Carga	9	kN/m		c	37692,7	
Vão	4,425	m		Resultado		
Fck	25	Mpa		x1	0,735	m
Fyd	500	MPa		x2	0,053	m
Bitola	1,25	cm		Área de aço		
Carga Total	11	kN		Asd	2,95	cm ²
Ms	26,92	kN.m		Qtdd Armadura		
Msd	37,69	kN.m		n	3,00	barras
			x23=0,259.d	0,09		
ARMADURA TRANSVERSAL						
	Dimensões			ESPAÇAMENTO		
Vd	34,07	KN		Zona Central		
αv2	0,90			s calculado	16,24	cm
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm
Vrd2	312,43	KN		Zona Lateral		
Asw/s	0,24	mm ² /mm		s maximo	24,00	cm
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas		
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos		
Vdmin	28,91	KN		zn. Lateral	34	cm
0,67.Vrd2	209,33	KN		zn. Central	375	cm

VIGA 2							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,4	m		b	-765000		
Carga	14,8	kN/m		c	57567,04		
Vão	4,425	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,703	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,084	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	16,8	kN		Asd	4,71	cm ²	
Ms	41,12	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	57,57	kN.m	0,09	n	4,00	barras	

ARMADURA TRANSVERSAL						
	Dimensões			ESPAÇAMENTO		
Vd	52,04	KN		Zona Central		
αv^2	0,90			s calculado	10,63	cm
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm
Vrd2	312,43	KN		Zona Lateral		
Asw/s	0,37	mm ² /mm		s maximo	24,00	cm
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas		
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos		
Vdmin	28,91	KN		zn. Lateral	98	cm
0,67.Vrd2	209,33	KN		zn. Central	246	cm

VIGA 3							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,5	m		b	-983571		
Carga	12,8	kN/m		c	96390		
Vão	6	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,903	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,110	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	15,3	kN		Asd	6,14	cm ²	
Ms	68,85	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	96,39	kN.m	0,12	n	6,00	barras	

ARMADURA TRANSVERSAL						
	Dimensões			ESPAÇAMENTO		
Vd	64,26	KN		Zona Central		
αv^2	0,90			s calculado	10,76	cm
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm
Vrd2	390,54	KN		Zona Lateral		
Asw/s	0,36	mm ² /mm		s maximo	30,00	cm
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas		
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos		
Vdmin	36,13	KN		zn. Lateral	131	cm
0,67.Vrd2	261,66	KN		zn. Central	337	cm

VIGA 4							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,25	m		a	1214286		
Altura	0,55	m		b	-1366071		
Carga	18,8	kN/m		c	140096,3		
Vão	6	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	1,011	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,114	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	22,2375	kN		Asd	7,97	cm ²	
Ms	100,07	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	140,10	kN.m	x ₂₃ =0,259.d	n	7,00	barras	
			0,13				
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	93,40	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	8,14	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	536,99	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,48	mm ² /mm		s maximo	33,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,26	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	49,68	KN		zn. Lateral	140	cm	
0,67.Vrd2	359,78	KN		zn. Central	319	cm	

VIGA 5							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,1	m		a	485714,3		
Altura	0,2	m		b	-163929		
Carga	3,4	kN/m		c	6142,5		
Vão	3	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,295	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,043	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	3,9	kN		Asd	1,20	cm ²	
Ms	4,39	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	6,14	kN.m	x ₂₃ =0,259.d	n	1,00	barras	
			0,05				
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	8,19	KN		Zona Central			
αv2	0,90			s calculado	33,77	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	78,11	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,12	mm ² /mm		s maximo	12,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,10	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	7,23	KN		zn. Lateral	18	cm	
0,67.Vrd2	52,33	KN		zn. Central	265	cm	

VIGA 6							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,15	m		a	728571,4		
Altura	0,3	m		b	-409821		
Carga	6,6	kN/m		c	12166,88		
Vão	3	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,531	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,031	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	7,725	kN		Asd	1,32	cm ²	
Ms	8,69	kN.m		Qtdd Armadura			
Msd	12,17	kN.m	0,07	n	2,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	16,26	KN		Zona Central			
αv^2	0,90			s calculado	25,52	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	175,74	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,15	mm ² /mm		s maximo	18,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,15	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	16,26	KN		zn. Lateral	-	cm	
0,67.Vrd2	117,75	KN		zn. Central	300	cm	

VIGA 7							
ARMADURA LONGITUDINAL							
	Dimensões		D o m í n i o	Termos Eq. 2º Grau			
Largura	0,2	m		a	971428,6		
Altura	0,45	m		b	-874286		
Carga	17,1	kN/m		c	66304,89		
Vão	4,425	m		Resultado			
Fck	25	Mpa		x1	0,816	m	
Fyd	500	MPa		x2	0,084	m	
Bitola	1,25	cm		Área de aço			
Carga Total	19,35	kN		Asd	4,67	cm ²	
Ms	47,36	kN.m		0,10	Qtdd Armadura		
Msd	66,30	kN.m		n	4,00	barras	
ARMADURA TRANSVERSAL							
	Dimensões			ESPAÇAMENTO			
Vd	59,94	KN		Zona Central			
αv^2	0,90			s calculado	10,38	cm	
Fcd	17,86	MPa		s utilizado	7,5	cm	
Vrd2	351,48	KN		Zona Lateral			
Asw/s	0,38	mm ² /mm		s maximo	27,00	cm	
Bitola	5,00	mm		s utilizado	20	cm	
Asw	39,27	mm ²		Extensão das zonas			
Asw/s min	0,21	mm ² /mm		Por semelhança de triângulos			
Vdmin	32,52	KN		zn. Lateral	101	cm	
0,67.Vrd2	235,49	KN		zn. Central	240	cm	

7.1.2 PILARES

Determinação do carregamento axial nos pilares

Elevação 13,0 m

PILAR D 13		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	25,2	KN/m
Comprimento 2	3	m
Carga 2	14,2	KN/m
Peso próprio	2,34	KN
Carga Axial	79,40	KN

PILAR E 13		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	25,2	KN/m
Comprimento 2	3	m
Carga 2	14,2	KN/m
Peso próprio	2,34	KN
Carga Axial	79,40	KN

Elevação 12,0 m

PILAR A 12		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	5,4	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	8	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	39,32	KN

PILAR B 12		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	5,4	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	10,6	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	59,07	KN

PILAR C 12		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	4,6	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	8	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	3,7	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	43,10	KN

PILAR D 12		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	4,6	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	10,6	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	4	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	61,53	KN

PILAR E 12		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	4,6	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	8	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	3,7	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	43,10	KN

Elevação 3,0 – 9,0 m

PILAR A 3-9		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	9	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	12,8	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	61,69	KN

PILAR B 3-9		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	9	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	18,8	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	99,60	KN

PILAR C 3-9		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	14,8	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	12,8	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	3,4	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	79,62	KN

PILAR D 3-9		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	15,95	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	18,8	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	6,6	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	140,25	KN

PILAR E 3-9		
	Dimensões	
Comprimento 1	4,425	m
Carga 1	17,1	KN/m
Comprimento 2	6	m
Carga 2	12,8	KN/m
Comprimento 3	3	m
Carga 3	3,4	KN/m
Peso próprio	3,38	KN
Carga Axial	84,71	KN

Carregamento total na base do pilar

CARREGAMENTO TOTAL		
PILAR	CARGA	
A	224,39	KN
B	357,87	KN
C	281,96	KN
D	561,69	KN
E	376,63	KN

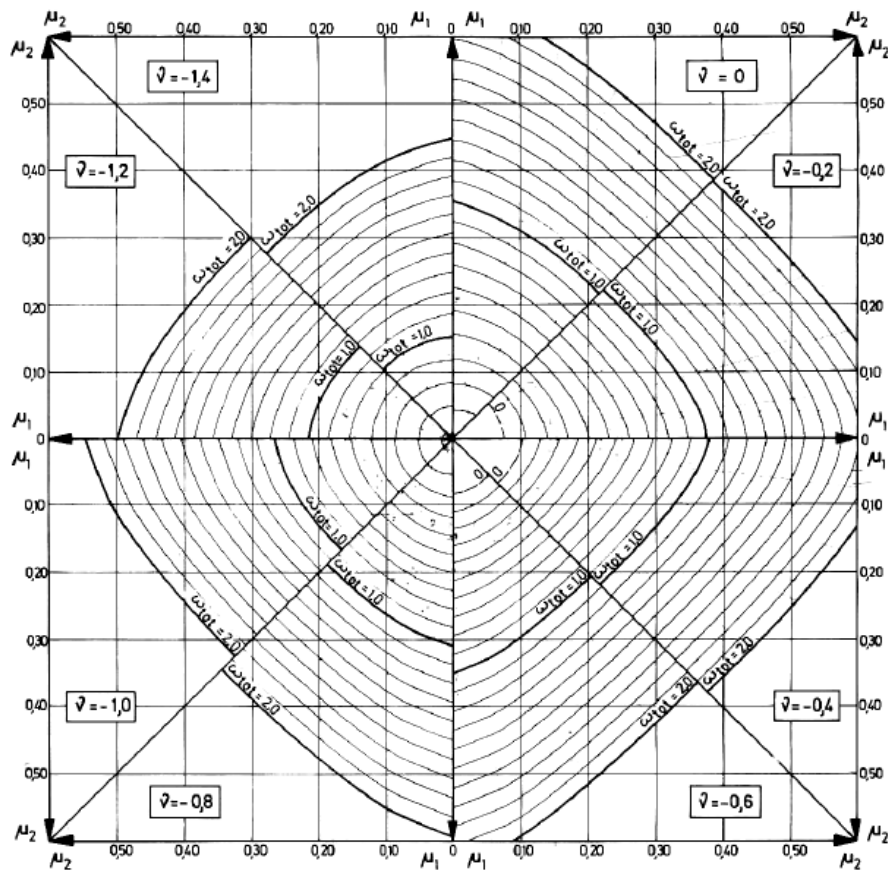


FIG 7.1 - Ábaco de dimensionamento da armadura de flexão

PILAR A			
Nk	224,39	KN	
Área	0,0184	m ²	
lado utilizado	0,14	m	
	30,00	cm	
EXCENTRICIDADE			
e1	0,06	m	
ea	e0	2	cm
	h/30	1,00	cm
	lfl/300	0,7	cm
λ	24,25	<	50
e total	0,08	m	
PARÂMETROS			
v	0,20		
μ	0,05		
ω	0		
A aço	0,00	%	
A aço usado	0,40	%	
aço	3,60	cm ²	
bitola	8,00	mm	
área aço	0,50	cm ²	
n	8,00	barras	
espaçamento	12,00	cm	

PILAR B			
Nk	357,87	KN	
Área	0,0293	m ²	
lado utilizado	0,17	m	
	30,00	cm	
EXCENTRICIDADE			
e1	0,04	m	
ea	e0	2	cm
	h/30	1,00	cm
	lfl/300	9	cm
λ	34,64	<	50
e total	0,13	m	
PARÂMETROS			
v	0,31		
μ	0,14		
ω	0,55		
A aço	2,26	%	
A aço usado	2,26	%	
aço	20,33	cm ²	
bitola	12,50	mm	
área aço	1,23	cm ²	
n	17,00	barras	
espaçamento	5,00	cm	

PILAR C			
Nk	281,96	KN	
Área	0,0231	m ²	
lado utilizado	0,15	m	
	30,00	cm	
EXCENTRICIDADE			
e1	0,06	m	
ea	e0	2	cm
	h/30	1,00	cm
	lfl/300	9	cm
λ	34,64	<	50
e total	0,15	m	
PARÂMETROS			
v	0,25		
μ	0,13		
ω	0,54		
A aço	2,22	%	
A aço usado	2,22	%	
aço	19,96	cm ²	
bitola	12,50	mm	
área aço	1,23	cm ²	
n	17,00	barras	
espaçamento	5,00	cm	

PILAR D			
Nk	561,69		KN
Área	0,0460		m ²
lado	0,21		m
utilizado	30,00		cm
EXCENTRICIDADE			
e1	0,03		m
	e0	2	cm
ea	h/30	1,00	cm
	lfl/300	9	cm
λ	34,64	<	50
e total	0,12		m
PARÂMETROS			
v	0,49		
μ	0,20		
ω	0,95		
A aço	3,90		%
A aço usado	3,90		%
aço	35,12		cm ²
bitola	12,50		mm
área aço	1,23		cm ²
n	29,00		barras
espaçamento	3,00		cm

PILAR E			
Nk	376,63		KN
Área	0,0308		m ²
lado	0,18		m
utilizado	30,00		cm
EXCENTRICIDADE			
e1	0,05		m
	e0	2	cm
ea	h/30	1,00	cm
	lfl/300	9	cm
λ	34,64	<	50
e total	0,14		m
PARÂMETROS			
v	0,33		
μ	0,15		
ω	0,6		
A aço	2,46		%
A aço usado	2,46		%
aço	22,18		cm ²
bitola	12,50		mm
área aço	1,23		cm ²
n	19,00		barras
espaçamento	5,00		cm