

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Cláudia Maria Beckenkamp

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS
DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL VERSUS CONCRETO
ARMADO**

Santa Cruz do Sul

2013

Cláudia Maria Beckenkamp

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS
DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL VERSUS CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Professor Marcus Daniel Friederich dos Santos

Santa Cruz do Sul

2013

Cláudia Maria Beckenkamp

**DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL E ANÁLISE COMPARATIVA DE CUSTOS
DE UM EDIFÍCIO DE ALVENARIA ESTRUTURAL VERSUS CONCRETO
ARMADO**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Ms. Marcus Daniel Friederich dos Santos
Professor Orientador – UNISC

Ms. Marco Antônio Pozzobon
Professor Examinador – UNISC

Dr. Alexandre Mueller
Professor Examinador - UNISC

Santa Cruz do Sul

2013

Dedico este trabalho a minha mãe Janice
e a minha irmã Paula.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus que iluminou meu caminho e me conduziu até esse momento especial.

A minha mãe Janice Beatriz Beckenkamp e à minha irmã Paula Regina Beckenkamp, que estiveram ao meu lado em todos os momentos, pelo apoio, incentivo, amor e carinho. Por lutarem junto comigo para que eu chegasse até aqui, sem medir esforços para que eu realizasse os meus sonhos. Minha eterna gratidão e amor.

Ao meu pai Claudio Alberto Beckenkamp, que não pode se fazer fisicamente presente durante esta jornada, mas que sempre esteve presente nos meus pensamentos e no meu coração.

A todos os professores de graduação, em especial ao meu orientador Marcus Daniel dos Santos, pelas lições, ensinamentos e orientações na elaboração deste trabalho.

As grandes amigas Eliza Bischoff e Kátia Jaehn, que compartilharam comigo os melhores e os mais difíceis momentos desta jornada, pela amizade e apoio demonstrados sempre.

A todos os amigos, em especial, a Patrícia Paz, Felipe Kipper, Ana Marta Dettenborn, Lais Farias Ferreira, Ricardo Nervo e Jeovane Kipper, pela amizade, companheirismo e ajuda.

A todos os familiares, em especial as tias Rose Wechter, Maria Dolores, Silveti e Zarita Armabort, às primas Camila Cerutti e Desirê Armorst, pelo apoio e carinho.

A todos os colegas de graduação pelo companheirismo vivido e pelos momentos compartilhados.

RESUMO

O presente trabalho tem por objeto realizar a viabilidade econômica do sistema construtivo mais vantajoso para um edifício modelo, comparando o sistema convencional de concreto armado ao sistema de alvenaria estrutural, através do dimensionamento estrutural do edifício exemplo para o sistema de alvenaria estrutural, já dimensionado em concreto armado.

Devido ao elevado crescimento da construção civil e, principalmente, ao surgimento de novas tecnologias, se faz necessário um estudo preliminar de cada projeto, levando em consideração, entre outros aspectos, o projeto arquitetônico, cargas atuantes na estrutura e altura da edificação, para adoção do sistema construtivo técnico e economicamente mais adequado para o caso.

Primeiramente é apresentada uma breve revisão bibliográfica dos dois sistemas construtivos objetos deste estudo, descrevendo suas principais características, bem como apresentado o referencial teórico utilizado para o dimensionamento estrutural.

Posteriormente, é realizado o dimensionamento estrutural do edifício em alvenaria estrutural e dos elementos em concreto armado que se fizerem necessários. Após, é realizado o levantamento dos quantitativos de materiais empregados na estrutura e vedação dos dois sistemas estudados e feito o orçamento dos mesmos. Com base nos resultados apresentados nos orçamentos, é realizada uma análise de custos comparativa entre os dois sistemas, para o edifício modelo adotado no estudo, de modo a apresentar aos profissionais da construção civil estimativa de valores que possam servir de referência na escolha do sistema construtivo a ser adotado.

Palavras chaves: Sistemas estruturais, custos, sistema de concreto armado, sistema de alvenaria estrutural, orçamento.

ABSTRACT

This study aims to conduct an assessment of the economic variability of the construction system that is more beneficial for a model building, comparing the conventional reinforced concrete system to structural masonry system, through structural design of the model building for the structural masonry system, already scaled in reinforced concrete.

Due to the growth of civil construction and, especially, the rise of new technologies, it is required a preliminary study of each project, taking into account, among other aspects, the architectural design, loads acting on structure and height of the construction, for adoption of the construction system that is technical and economically suitable for each case.

Firstly, a brief literature review of the two construction systems is presented, describing its main characteristics as well as presenting the theoretical framework used for the structural design.

Later, is discussed the structural design of the masonry building and elements in reinforced concrete that may be needed. Finally, the quantitative structure and materials used in sealing the two systems are surveyed and budgeted. Based on the budget results presented, a comparative cost analysis between the two systems is conducted, for the model building used in the study, in order to present the civil construction workers estimate costs that can be used as a reference when choosing the construction system to be adopted.

Key words: structural system, costs, reinforced concrete system, structural masonry system, budget

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	10
1.1 Área e Limitação do Tema.....	11
1.3 Objetivos.....	12
1.3.1 Objetivo geral.....	12
1.3.2. Objetivos Específicos	12
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL.....	14
2.1 Breve histórico	14
2.2 Conceito	15
2.3 Componentes.....	15
2.3.1 Unidade.....	16
2.3.2 Argamassa	16
2.3.3 Graute	17
2.3.4 Armadura	17
2.4 Parâmetros para adoção do sistema	18
2.5 Coordenação Modular	19
2.6 Concepção Estrutural	19
2.6.1 Arranjos estruturais das paredes.....	20
2.7 Ações Horizontais	22
2.7.1 Ação do vento	22
2.8 Ações Verticais.....	24
2.8.1 Ações permanentes	24
2.8.2 Ações variáveis.....	25
2.8.3. Ações excepcionais.....	25
2.9 Estabilidade Global	26
3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO CONCRETO ARMADO	28
3.1 Breve Histórico	28
3.2 Conceito	29
3.3 Componentes.....	29
3.3.1 Concreto	29
3.3.2 Aço	30

3.4 Concepção Estrutural	31
3.4.1 Lajes.....	32
3.4.2 Vigas.....	34
3.4.3 Pilares	34
3.5 Estados Limites	36
3.5.1 Estados Limites Últimos.....	36
3.5.2 Estados Limites de Serviço	37
3.6 Ações	37
3.7 Estabilidade Global	38
4. METODOLOGIA.....	40
4.1 Considerações principais	40
4.2 Dados do projeto estrutural em concreto armado.....	41
4.3 Procedimentos para o desenvolvimento do projeto em alvenaria estrutural.....	42
4.4 Procedimentos para o levantamento de custos	43
5. DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE CUSTOS.....	45
5.1 Dimensionamento da Alvenaria Estrutural	45
5.1.1 Dados do Projeto.....	45
5.1.2 Coordenação Modular	45
5.1.3 Verificações Preliminares	46
5.1.4 Levantamento de Cargas	46
5.1.5 Cálculo da resistência característica do prisma.....	47
5.1.6 Cálculo dos Elementos em Concreto Armado	50
5.1.6.1. Dimensionamento das Vigas	50
5.1.6.2 Dimensionamento dos Pilares.....	54
5.1.6.3 Dimensionamento das Lajes	55
5.1.5 Estabilidade Global da Estrutura	55
5.1.5.1 Verificação da Estabilidade Global pelo coeficiente α	56
5.1.5.2 Análise das Tensões na Parede de Maior Rigidez (Parede 13).....	58
5.2 Edifício em Concreto Armado.....	65
5.3 Orçamento e Análise dos Resultados	65
5.3.1 Levantamento dos Quantitativos do Projeto em Alvenaria Estrutural.....	66
5.3.2 Levantamento dos Quantitativos do Projeto em Concreto Armado	66
5.3.3 Preços e Composições	67
5.3.4 Orçamento e Análise dos Resultados	67
6. CONCLUSÃO.....	73

REFERÊNCIAS	75
ANEXO A – Planta de 1ª Fiada do Pavimento Térreo, Tipo e Reservatório.....	79
ANEXO B – Reações das Lajes	80
ANEXO C – Reações das Vigas.....	83
ANEXO D – Determinação da Resistência Característica do Prisma	84
ANEXO E – Ensaio de Resistência à Compressão do Prisma	89
ANEXO F – Planta do Edifício de Alvenaria Estrutural com os elementos de concreto armado.....	90
ANEXO G - Dimensionamento das Vigas de Concreto Armado	91
ANEXO H –Dimensionamento dos Pilares	160
ANEXO I – Detalhamento das Armaduras das Lajes.....	174
ANEXO J – Armaduras das Vigas do Edifício de Concreto Armado	175
ANEXO K – Detalhamento dos Pilares	179
ANEXO L – Composições utilizadas no orçamento	182
ANEXO M – Preços utilizados	187

1. INTRODUÇÃO

É sabido que, atualmente, a construção civil está na sua grande fase no mercado brasileiro, cuja crescente demanda por obras residenciais e comerciais impulsionaram o interesse e a pesquisa por sistemas construtivos alternativos ao tradicional concreto armado.

Assim sendo, na construção de edifícios residenciais de pequeno e médio porte, a alvenaria estrutural tem-se destacado como um sistema eficiente e econômico, competindo junto ao concreto armado como um dos sistemas mais empregados na execução deste tipo de edificação.

A alvenaria estrutural é um sistema racionalizado que apresenta inúmeras vantagens técnicas, tais como agilidade na execução, redução no consumo de formas, aço e concreto e diminuição do desperdício de materiais e mão de obra, bem como benefícios econômicos, uma vez que permite, em grande parte dos casos, uma redução no custo da edificação.

As vantagens econômicas apresentadas pela alvenaria estrutural, entretanto, dependem de vários fatores, entre eles a altura e a esbeltez da edificação, a incidência e a magnitude das ações do vento e a dimensão dos vãos em suas dependências, para citar alguns exemplos. Segundo Parsekian e Soares (2011) a alvenaria estrutural é indicada para edifícios de até 12 pavimentos e em casos de vãos médios, de cerca de 4 a 5 metros.

De um modo geral, pode-se afirmar que para edifícios de maior porte e com maiores vãos a alvenaria estrutural é tecnicamente viável, porém economicamente desfavorável, uma vez que esse tipo de edificação exigiria um consumo maior de aço e graute, tornando o sistema tradicional de concreto armado a solução economicamente mais vantajosa nestes casos.

O concreto armado, por sua vez, é um sistema construtivo tradicional e consagrado há décadas, que possui ótima aceitação e confiabilidade junto ao mercado consumidor. Segundo Clímaco (2008), o concreto é o material estrutural mais utilizado pela humanidade, cujo consumo mundial é da ordem de seis bilhões de toneladas ao ano, o que equivale a, aproximadamente, uma tonelada ao ano por ser humano vivo, o único material consumido em maior quantidade seria a água.

Conforme destacado anteriormente, o concreto armado é o sistema mais indicado na execução de estruturas de maior porte, uma vez que permite facilmente a construção de edifícios mais altos, e com vãos, balanços e carregamentos maiores. O sistema também é

altamente recomendado para casos onde há previsão de futuras alterações na arquitetura, algo tecnicamente inviável nas edificações em alvenaria estrutural, onde as paredes atuam como elemento portante e, conseqüentemente, não são passíveis de remoção.

O concreto armado ainda apresenta a vantagem de, por se tratar de um sistema difundido e amplamente utilizado há anos, possuir uma vasta e extensa bibliografia sobre o assunto, tendo suas técnicas de execução dominadas e todos os seus processos normatizados pela Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT.

Diante disso, pode-se constatar que cada sistema possui características e aplicações distintas, vantagens e desvantagens, e, portanto, a escolha do sistema construtivo a ser adotado é algo particular de cada edificação, devendo ser muito bem analisada e estudada.

A fim de auxiliar nessa decisão, o presente trabalho propõe uma análise comparativa de custos entre os dois sistemas citados a partir do dimensionamento estrutural e posterior levantamento de custos de um edifício modelo para os dois sistemas analisados: concreto armado e alvenaria estrutural.

1.1 Área e Limitação do Tema

O presente trabalho apresentará uma análise comparativa de custos entre dois sistemas construtivos: concreto armado e alvenaria estrutural.

Para este estudo será utilizado um edifício modelo, já dimensionado em concreto armado, e realizado o dimensionamento do mesmo para alvenaria estrutural.

Com base nos dois projetos, será feito um levantamento de custos dos dois sistemas e realizada uma análise comparativa dos mesmos.

1.2 Justificativa

Nos últimos anos a construção civil sofreu um forte impulso vivendo hoje um de seus melhores momentos na história do país. As obras para atender os eventos como a Copa do Mundo, a Copa das Confederações e os Jogos Olímpicos, aliado a medidas políticas, como o programa Minha Casa Minha Vida e o PAC – Programa de Aceleração do Crescimento, são alguns dos motivos que levaram o mercado da construção civil a viver esta grande fase.

Neste contexto, inúmeros sistemas construtivos ganharam força, entre eles a alvenaria estrutural, que é, atualmente, um dos sistemas mais utilizados para construção de residências e edifícios de pequeno e médio porte.

Por possibilitar, na maioria dos casos, uma redução dos custos na produção das unidades habitacionais e por se tratar de um sistema racionalizado, a alvenaria estrutural é hoje um dos sistemas construtivos mais utilizados nas obras do programa Minha Casa Minha Vida.

Por outro lado, o concreto armado, sistema construtivo convencional e consagrado há décadas, também se beneficiou com o aquecimento atual do mercado, ganhando ainda mais impulso nos últimos anos e sendo amplamente utilizado nos mais diversos tipos de edificações.

Diante disso, viu-se necessário a elaboração de um trabalho que analisasse e comparasse a viabilidade econômica destes dois sistemas, através do dimensionamento de um edifício modelo e posterior levantamento de custos dos respectivos projetos, a fim de se obter parâmetros que auxiliem aos profissionais da área na escolha do melhor sistema construtivo.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo Geral

Realizar o dimensionamento em alvenaria estrutural para um edifício já dimensionado em concreto armado, e posteriormente realizar o levantamento e a comparação de custos dos dois sistemas construtivos.

1.3.2. Objetivos Específicos

Apresentar uma breve revisão bibliográfica dos dois sistemas, descrevendo, de forma sucinta, suas principais características e particularidades.

Realizar o levantamento de cargas, o cálculo da resistência característica do prisma e as verificações da estabilidade global da estrutura em alvenaria estrutural, bem como o dimensionamento das vigas e pilares de concreto armado que se fizeram necessárias.

Analisar o consumo de mão de obra e materiais empregados em cada sistema, utilizando as “Tabelas para Composições de Preços para Orçamentos” – TCPO (Pini, 2010), considerando o volume de concreto, aço e formas utilizados na estrutura e levantamento da alvenaria.

Apresentar os resultados dos orçamentos realizados, de forma a expor uma estimativa de valores que possa servir de referência aos profissionais da área na escolha do sistema construtivo a ser adotado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DA ALVENARIA ESTRUTURAL

2.1 Breve histórico

A alvenaria estrutural é um sistema construtivo tradicional e um dos mais antigos empregados na construção civil, utilizada desde as antigas civilizações na execução dos mais variados tipos de edificações, como palácios, catedrais, templos e pirâmides. Utilizando blocos irregulares de pedra ou de outros materiais, como a argila, as construções eram planejadas de forma empírica, com técnicas passadas de geração para geração e avanços com base em experiências anteriores.

Muitos dos famosos monumentos históricos foram executados em alvenaria estrutural, para citar os mais conhecidos: as Pirâmides de Guizé (2.600 a.C.), o Farol de Alexandria (280 a.C.) e o Coliseu (70 d.C.) Mais recentemente, têm-se o exemplo do Edifício Monadnock em Chicago (1889-1891), considerado uma obra ousada na época, com seus 16 pavimentos e 65m de altura, dimensionados de forma empírica, o que resultou em paredes de 1,80m de espessura na base.

No início do século XX, com o surgimento do aço e do concreto armado, que permitia obras de maior porte e de maiores vãos, além de outras vantagens técnicas e econômicas, a alvenaria estrutural acabou perdendo seu espaço no mercado construtivo.

Foi só nas décadas de 50 e 60, com as intensificações de pesquisas e estudos mais aprofundados na área, progressos na fabricação de novos produtos e técnicas e criação de normas, que a alvenaria estrutural foi reconhecida como um método construtivo racional e preciso.

No Brasil, a alvenaria estrutural foi explorada desde o período colonial, porém segundo Ramalho e Côrrea (2003), “a alvenaria com blocos estruturais, que pode ser encarada como um sistema construtivo mais elaborado e voltado para a obtenção de edifícios mais econômicos e racionais demorou muito para encontrar o seu espaço”.

Apesar da controvérsia em relação à cronologia dos edifícios construídos no Brasil, acredita-se que o primeiro edifício foi construído em São Paulo em 1966, com apenas 4 pavimentos e executados em blocos de concreto.

Porém, segundo Parsekian e Soares (2011), o sistema construtivo ganhou força apenas a partir da década de 80, com a criação de materiais e equipamentos racionais para a produção de alvenaria.

Atualmente, o uso da alvenaria estrutural no Brasil está em ascensão, sendo amplamente utilizado na execução de edifícios residenciais de baixo e médio padrão.

2.2 Conceito

Manzione (2007) conceitua a alvenaria estrutural como um sistema construtivo completo, com alto grau de racionalidade, que suporta e organiza os outros subsistemas da edificação. Demanda forte integração entre os projetos e mantém o foco no processo de produção, sendo fundamental o equacionamento da sua interface projeto-execução.

Ramalho e Correa (2003) afirmam que o principal conceito estrutural ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. Segundo os autores, os esforços de tração podem ser admitidos, porém, essas tensões devem estar restritas a pontos específicos da estrutura, e de preferência, não apresentarem valores muito elevados, para garantir a viabilidade econômica do sistema adotado.

A alvenaria estrutural pode se apresentar de diferentes formas de acordo com a sua disposição construtiva, que está diretamente relacionada com as solicitações existentes na estrutura. Segundo a ABNT NBR 15961-1 (2011, p.2):

- **Alvenaria não armada:** ocorre quando a armadura é desconsiderada para resistir os esforços solicitantes.
- **Alvenaria armada:** na qual são utilizadas armaduras passivas que são consideradas para resistir aos esforços solicitantes.
- **Alvenaria protendida:** ocorre quando são utilizadas armaduras ativas.

2.3 Componentes

Neste item, serão descritos os principais componentes que constituem a alvenaria estrutural: o bloco, ou unidade, a argamassa, o graute e a armadura.

2.3.1 Unidade

As unidades representam de 80 a 95% do volume de alvenaria e, de acordo com Parsekian e Soares (2011), são as unidades fundamentais da alvenaria, pois são determinantes de grande parte das características da parede: resistência à compressão, estabilidade e precisão dimensional, resistência ao fogo e à penetração da chuva, estética e isolamento térmico e acústico.

Quanto ao material componente, Camacho (2006) relaciona as unidades mais utilizadas no Brasil para edificações de alvenaria estrutural, em ordem decrescente de utilização: unidades de concreto, unidades cerâmicas e unidades sílico-calcareas.

Para Figueiró (2009) as unidades ainda podem ser classificadas quanto a sua forma em maciças ou vazadas, sendo denominadas tijolos ou blocos, respectivamente, sendo consideradas maciças aquelas cujo índice de vazios não ultrapassar 25% da área total.

E por fim, quanto à sua aplicação, as unidades podem ser estruturais ou de vedação. A resistência característica para os blocos vazados de concreto e cerâmicos é de 3 MPa, conforme regulamenta as normas ABNT NBR 6136 (2007) e ABNT NBR 15270-2 (2005).

2.3.2 Argamassa

A argamassa é o elemento responsável pela união das unidades de alvenaria em uma estrutura única. É composta tradicionalmente de cimento, cal, areia e água, porém, é comum a utilização de argamassas com apenas um tipo de aglomerante (cimento ou cal), ou ainda a utilização de aditivos, que por sua vez tem a função de melhorar uma ou mais propriedades do produto.

A dosagem desses materiais deve ser realizada de tal forma que o produto final apresente boas características de trabalhabilidade, plasticidade, aderência, durabilidade e resistência, propriedades fundamentais para o bom desempenho da argamassa, conforme explana Lavandoscki (2011).

As argamassas destinadas ao assentamento devem atender ao disposto na ABNT NBR 13281 (2005). Quanto a resistência a compressão, a ABNT NBR 15812-1 (2010) regulamenta que esta deve ser de no mínimo 1,5 MPa, limitado ao máximo de 70% da resistência

característica do bloco, em relação a área líquida. Para a determinação da resistência à compressão devem ser realizados os procedimentos contidos na ABNT NBR 13279 (2005).

Parsekian e Soares (2011) relacionam as principais funções da argamassa de assentamento: unir os blocos, distribuindo as cargas por toda sua área, compensar imperfeições e variações dimensionais dos blocos; absorver as deformações naturais a que a parede é submetida, como as variações devido ao gradiente térmico; contribuir para a resistência da parede de maneira adequada.

2.3.3 Graute

O graute é um produto semelhante ao concreto, composto pelos mesmos materiais, porém utilizando-se agregados de menor dimensão (100% passante na peneira 12,5 mm) e com relação água/cimento maior a fim de se obter um produto de alta fluidez.

Lançado nos furos verticais dos blocos, ou em canaletas e peças similares, o graute deve possuir resistência à compressão característica igual a 15MPa em alvenarias armadas, segundo regulamenta ABNT NBR 15961-1 (2011).

A avaliação da influência do graute na compressão deve ser feita através do ensaio de compressão de prismas, conforme consta na ABNT NBR 15812-1 (2010).

Para Parsekian e Soares (2011) as principais funções do graute são: aumentar a resistência em pontos específicos (vergas, contravergas, coxim); aumentar a resistência à compressão de uma parede; unir eventuais armaduras às paredes.

2.3.4 Armadura

Em estruturas de alvenaria estrutural a armadura se faz necessária em dois casos: por necessidade de cálculo, com a função de resistir aos esforços de tração e por necessidade construtiva, com a função de unir paredes.

Segundo Lavandoscki (2011) as armaduras devem estar sempre envolvidas pelo graute, de forma a trabalhar como um sistema monolítico, processo semelhante ao que acontece no concreto armado.

Conforme consta na ABNT NBR 15812-1 (2010), as armaduras utilizadas devem atender ao disposto na ABNT NBR 7480 (2007).

2.4 Parâmetros para adoção do sistema

Para que a alvenaria estrutural apresente vantagens econômicas diante de outros sistemas construtivos, é necessário que se atente para alguns detalhes da edificação que se pretende construir.

A seguir serão dissertadas a respeito das três principais características que devem ser analisadas para adoção do sistema em alvenaria estrutural: altura da edificação, arranjo arquitetônico e o tipo de uso.

➤ Altura da edificação

Figueiró (2009) afirma que, no Brasil, a alvenaria estrutural é adequada a edifícios de no máximo 16 pavimentos. Segundo o autor, para estruturas com um número de pavimentos acima desse limite, o alto nível de tensões de tração que as ações horizontais começariam a produzir resultaria em uma grande utilização de armaduras e grautes, afetando diretamente a economia da obra.

➤ Arranjo arquitetônico

De acordo com Figueiró (2009), é fundamental ponderar a densidade de paredes por m² de pavimento, o ideal é que esse valor fique entre 0,5 e 0,7 m de paredes estruturais por metro quadrado de pavimento.

➤ Tipo de uso

Para Parsekian e Soares (2011), a alvenaria estrutural é usualmente indicada quando não há previsão de alterações na arquitetura (paredes não removíveis), quando essa possibilidade é limitada à alteração de algumas paredes apenas (pavimentos com mais de uma opção de planta, previstas na fase de projeto) e em caso de vãos médios de cerca de 4 a 5 metros.

Figueiró (2009) acrescenta que a alvenaria estrutural é ideal para prédios residenciais de baixo e médio padrão, onde os ambientes, e conseqüentemente os vãos, são relativamente pequenos. Já para edifícios comerciais e residenciais de alto padrão, onde se costuma utilizar vãos maiores, o uso da alvenaria estrutural é desaconselhado.

2.5 Coordenação Modular

Para Ramalho e Correa (2003), modular um arranjo arquitetônico significa acertar as suas dimensões em planta e também o pé-direito da edificação, através das dimensões das unidades, com o objetivo de reduzir ao máximo os cortes e ajustes na execução das paredes. Assim, medidas de ambientes, pés-direitos e esquadrias devem ser compatibilizados com as medidas dos blocos que se pretende utilizar (Silva e Costa, 2007).

A coordenação modular é fundamental para que a alvenaria estrutural seja considerada um sistema racionalizado. Roman, Mutti e Araujo (1999) afirmam que a modulação pode representar um acréscimo de 10% na produtividade, uma vez que diminui ou elimina a necessidade de cortes e outros trabalhos de ajuste no canteiro que representariam perda de tempo, material e mão de obra.

A tabela abaixo apresenta as modulações mais comumente utilizadas.

Tabela 1- Modulações comumente utilizadas

Dimensão modular (cm)	Dimensão nominal (cm)	Dimensão dos vãos (planta de arquitetura)
15x30	14x29	Todos múltiplos de 15 cm
20x40	19x39	Todos múltiplos de 20 cm, normalmente utilizados em galpões ou depósitos, reservatórios, arrimos
15x40	14x39	Em geral múltiplos de 20 cm, porém é necessário fazer a modulação, pois podem ocorrer vãos diferentes

Fonte: Parsekian e Soares (2011, p.100)

2.6 Concepção Estrutural

Conforme teorizam Parsekian e Soares (2011), conceber uma estrutura consiste em se determinar, a partir de uma planta básica, as paredes estruturais e não estruturais relativas às ações verticais e horizontais, considerando aspectos de utilização da estrutura e simetria. Definido o sistema estrutural, determinam-se as ações verticais (cargas) e horizontais para o dimensionamento.

A finalidade da estrutura em uma edificação é transmitir os esforços atuantes na mesma até o solo, resistindo às tensões internas e garantindo a estabilidade de cada parte e do

conjunto. De acordo com Parsekian e Soares (2011), em edifícios de alvenaria estrutural, os esforços predominantes são os de compressão simples causados pelas cargas verticais, porém outros esforços podem ocorrer, como os de tração simples devido a ações horizontais do vento.

Para Camacho (2006), na concepção estrutural de um projeto de alvenaria estrutural, as paredes resistentes trabalham de forma combinada com as lajes, formando um sistema estrutural tipo caixa, estando sujeito a ações verticais e horizontais.

Ainda segundo Camacho (2006) as ações verticais podem estar sendo descarregadas diretamente sobre as paredes resistentes, ou então, sobre as lajes que as transmitem para as paredes resistentes, e essas transmitem às fundações. Já as ações horizontais, que atuam na fachada, são transmitidas para as lajes que descarregam por sua vez nas paredes de contraventamento, que tem por função transmitir os esforços para as fundações.

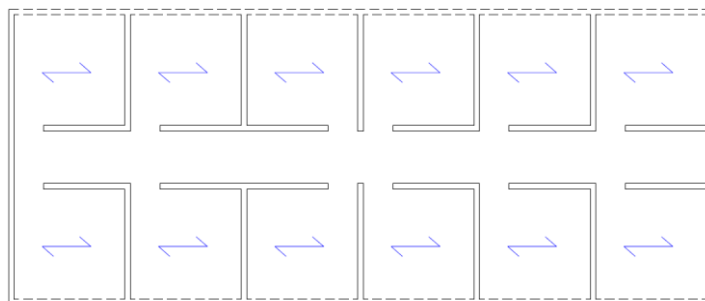
2.6.1 Arranjos estruturais das paredes

Em 1981, Hendry criou uma classificação para os sistemas estruturais no qual os mesmos são nomeados de acordo com a disposição das paredes estruturais.

➤ Paredes Transversais

Neste sistema, as paredes externas na direção de maior comprimento são não estruturais e as lajes armadas em uma só direção, de forma a apoiarem-se sobre as paredes estruturais. Utilizado principalmente em edifícios de planta retangular e alongada, como hotéis, hospitais, escolas, entre outros. (HENDRY,1981 citado por RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 1 - Sistema de paredes transversais

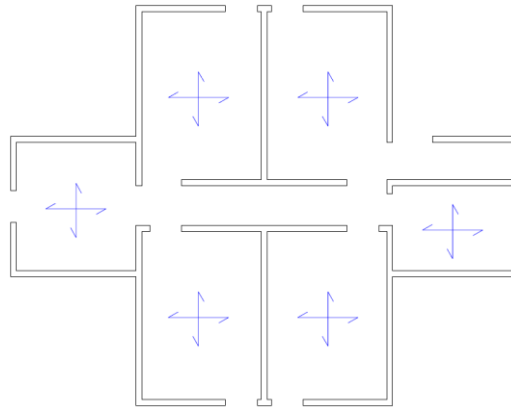


Fonte: Adaptado de HENDRY (1981), citado por Ramalho e Córrea (2003).

➤ Paredes Celulares

Neste sistema, todas as paredes são estruturais e a lajes podem ser armadas nas duas direções, apoiando-se em todo o seu contorno. Por conferir maior rigidez a estrutura, sua utilização é aconselhável, sendo adequado para edificações de plantas mais gerais, como edifícios residenciais. (HENDRY,1981 citado por RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 2 - Sistema de paredes celulares

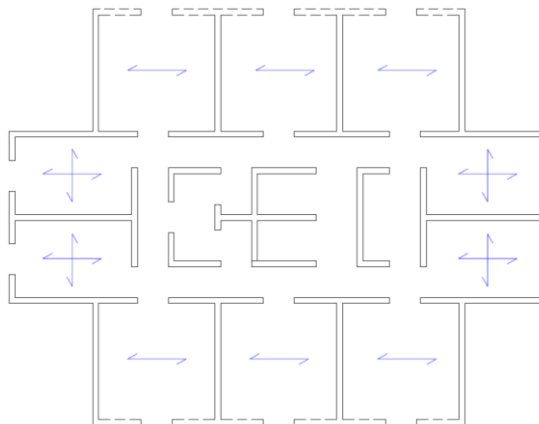


Fonte: Adaptado de HENDRY (1981), citado por Ramalho e Côrrea (2003).

➤ Sistema Complexo

Trata-se da utilização simultânea dos tipos anteriores, normalmente em regiões diferentes da planta da edificação. Interessante para edificações onde se necessita de alguns painéis externos não estruturais, sendo, entretanto, possível manter-se uma região interna mais rígida, com todas as paredes com função estrutural. (HENDRY,1981 citado por RAMALHO; CORRÊA, 2003).

Figura 3 - Sistema complexo



Fonte: Adaptado de HENDRY (1981), citado por Ramalho e Côrrea (2003).

Conforme afirma Accetti (1998) mais importante do que as classificações mencionadas é a identificação, em cada caso, do arranjo mais adequado.

2.7 Ações Horizontais

De acordo com Lavandoscki (2011), as principais ações horizontais que devem ser consideradas no dimensionamento de uma estrutura são o vento e o desaprumo.

Paes (2008) salienta que para edificações construídas em área sujeitas a abalos sísmicos, seus efeitos devem ser considerados.

No dimensionamento estrutural do edifício proposto para este estudo serão consideradas apenas as ações horizontais do vento.

2.7.1 Ação do vento

De acordo com Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) a ação do vento deve ser considerada em praticamente todas as estruturas e é determinada de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6123 (2013).

Em função da cidade onde a estrutura será construída, deve se utilizar uma velocidade básica de vento (V_0) obtida através de estações distribuídas pelo Brasil, sendo V_0 a velocidade que estatisticamente tem 63% de chance de ser excedida, em média, uma vez em 50 anos. A partir desses dados, é construída a curva de isopletras.

A partir de V_0 , calcula-se a velocidade característica V_k , específica para a estrutura em análise, através da equação 1:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (1)$$

Onde: S_1 = fator topográfico; S_2 = fator rugosidade do terreno e S_3 = fator estatístico em função do uso da edificação.

O fator topográfico S_1 vale:

- a) em terreno plano ou fracamente acidentado: $S_1 = 1,0$;
- b) em taludes e morros: depende onde a edificação será construída, o valor é variável, e pode ser consultado na Figura 2 – Fator topográfico $S_1(z)$ da ABNT NBR 6123 (2013).
- c) em vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0,9$.

O fator de rugosidade do terreno S_2 , de acordo com a ABNT NBR 6123 (2013), considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

A partir da equação 2, calcula-se o valor de S_2 a cada cota z (andar do edifício) do edifício.

$$S_2 = b F_r (z/10)^p \quad (2)$$

Onde: F_r = fator de rajada, vale sempre o valor da categoria II; z = altura do ponto onde se quer calcular a velocidade, em metros; b = parâmetro meteorológico; p = expoente da lei potencial de variação de S_2 .

Os coeficientes z , b e p podem ser retirados da Tabela 1 da ABNT NBR 6123 (2013).

O fator estatístico S_3 é baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Para se obter o fator S_3 , deve-se consultar a Tabela 3 da ABNT NBR 6123 (2013).

Segundo Parsekian, Hamid e Drysdale (2012) o nível de probabilidade de 63% e a vida útil de 50 anos adotados são considerados adequados para edificações normais destinadas a moradias, hotéis e escritórios, sendo este o grupo 2 da tabela anteriormente mencionada, o qual apresenta um valor de $S_3 = 1,0$. Para outros usos, o nível de segurança pode ser maior, como por exemplo, em hospitais, ou menor, como em paredes de vedação.

Após a determinação destes parâmetros, deve ser calculada a Força de Arrasto F_a que, conforme afirmam Parsekian e Soares (2011), é a força de vento que atua perpendicularmente à fachada. Então, calcula-se, em cada altura de pavimento, um caso de vento na direção X e outro na direção Y, através da equação 3:

$$F_a = C_a \times q \times A \quad (3)$$

Onde: C_a = coeficiente de arrasto; q = pressão estatística de vento e A = área da fachada onde incide o vento (usualmente altura x largura do pavimento).

A pressão estatística q deve ser calculada para cada altura z em cada pavimento, a partir da equação 4:

$$q_v = \frac{V_k^2}{1600} \quad (4)$$

Onde: V_k é velocidade característica em m/s, sendo $V_k = V_0$ para edificações de uso normal em campo aberto.

Quanto o coeficiente de arrasto C_a , depende de o vento ser de alta ou baixa turbulência. Um vento de baixa turbulência tem direção bem definida, quase reta, assim a componente horizontal da força de vento é maior e existe uma baixa excentricidade de carga aplicada no pavimento. Em um vento de alta turbulência a direção é indefinida, portanto a componente horizontal da força de vento é menor e existe uma alta excentricidade de carga aplicada no pavimento. Uma edificação pode ser considerada em vento de alta turbulência quando sua altura não excede duas vezes a altura média das edificações nas vizinhas.

Por fim, obtêm-se os coeficientes de arrasto através dos gráficos das figuras 4 e 5 da ABNT NBR 6123 (2013).

2.8 Ações Verticais

De acordo com a ABNT NBR 8681 (2003) as ações verticais podem ser classificadas, em função da sua variabilidade no tempo, como ações permanentes, variáveis ou excepcionais.

2.8.1 Ações permanentes

Segundo a ABNT NBR 15812-1 (2010), são as ações que não apresentam grandes variações de valores em praticamente toda a vida útil da estrutura, sendo divididas em ações diretas e indiretas.

➤ Ações permanentes diretas

As principais ações permanentes diretas que atuam na estrutura são o peso próprio da estrutura; o peso de elementos fixos, tais como revestimento, contrapiso, forro, acabamentos, revestimento cerâmico e outros; peso dos elementos de construção e o empuxo da terra (Lavandoski, 2011).

A ABNT NBR 15961-1 (2011) recomenda a adoção do valor de 14 kN/m^3 como peso específico para a alvenaria de blocos de concreto vazados. Para alvenaria de blocos cerâmicos, a ABNT NBR 15812-1 (2010) recomenda o valor de 12 kN/m^3 . Em ambos os casos, deve-se acrescentar o peso do graute, se existente.

O peso específico dos materiais de construção usuais podem ser obtidos na Tabela 1 da ABNT NBR 6120 (2000).

A ABNT NBR 6120 (2000) também apresenta a massa específica de materiais granulosos que devem ser considerados no caso de empuxo.

Já as ações devido às instalações permanentes devem ser consideradas com os valores nominais fornecidos pelo fabricante.

➤ **Ações permanentes indiretas**

As ações permanentes indiretas são as ações impostas pelas imperfeições geométricas, que podem ser consideradas globais ou locais.

Lavandoski (2011) relaciona alguns exemplos de ações indiretas: recalques, retração, fluência, erros de execução geométricos e protensão.

2.8.2 Ações variáveis

A ABNT NBR 15812-1 (2011) conceitua que as ações variáveis são aquelas que apresentam variação significativa em torno de sua média durante toda a vida da estrutura.

As principais ações variáveis que devem ser consideradas são as cargas acidentais e a ação do vento (já apresentada no subcapítulo anterior).

As cargas acidentais são aquelas que atuam sobre a estrutura de edificações em função do seu uso, como por exemplo, peso de pessoas, móveis, máquinas, veículos e outros. Seus valores podem ser obtidos na Tabela 2 da ABNT NBR 6120 (2000).

Quanto às cargas variáveis que atuam indiretamente sobre a estrutura, Lavandoski, (2011) cita como exemplo a variação da temperatura e as ações dinâmicas.

2.8.3. Ações excepcionais

Para Pinheiro (2010), as ações excepcionais correspondem às ações de duração extremamente curta e muito baixa probabilidade de ocorrência durante a vida de construção, mas que devem ser consideradas no projeto de determinadas estruturas. São exemplos de ações excepcionais as ações decorrentes de explosões, incêndios e abalos sísmicos.

2.9 Estabilidade Global

A verificação da estabilidade global em projetos de alvenaria estrutural é de fundamental importância para verificar se as paredes portantes e de contraventamento foram adequadamente implantadas. A estabilidade global da edificação está diretamente atrelada ao correto arranjo das paredes, estas responsáveis por resistir às cargas horizontais e verticais atuantes na estrutura.

Ramalho e Correa (2003) afirmam que as estruturas podem ser classificadas quanto a sua deslocabilidade em **deslocáveis** e **ind deslocáveis**.

As estruturas deslocáveis são aquelas em que os deslocamentos horizontais são mais significantes, surgindo um efeito multiplicador dos esforços ocorridos na estrutura. Esses esforços são chamados de segunda ordem, e quando significativos não podem, de maneira alguma, serem desprezados no cálculo das solicitações. Já nas estruturas ind deslocáveis esses esforços são de baixa magnitude e podem ser desprezados. (SONDA, 2007)

A avaliação do grau de deslocabilidade da estrutura pode ser determinada através dos parâmetros α ou γ_z :

➤ Parâmetro α

De acordo com Kipper (2012) o parâmetro α pode ser obtido a partir da equação 5:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N}{EI}} \quad (5)$$

Onde: α – parâmetro de rigidez; H – altura total do edifício; N – carga vertical total; E – módulo de deformação das paredes de contraventamento; I – momento de inércia total dos elementos de contraventamento em cada direção.

A aplicação da teoria de primeira ordem no cálculo estrutural fica condicionada a não ultrapassar os seguintes valores de α : $\alpha \leq 0,7$ para sistemas impostos apenas por pilares-parede; $\alpha \leq 0,6$ para sistemas mistos; e $\alpha \leq 0,5$ para sistemas impostos apenas nos pórticos.

Quando α exceder esses valores, deverá ser feita uma análise do edifício em teoria de segunda ordem, podendo avaliar assim o acréscimo de esforços.

➤ Coeficiente γ_z

O método do coeficiente γ_z é outro procedimento pelo qual, pode-se estimar o valor dos esforços solicitantes finais considerando efeitos globais de segunda ordem, a partir dos esforços de primeira ordem, multiplicando-os então por um coeficiente (γ_z).

Segundo Kipper (2012) tem-se:

$$M_2 = \gamma_z \cdot M_1 \quad (6)$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{M_2}{M_1}} \quad (7)$$

Onde: M_2 - momento de segunda ordem devido ao peso vertical de cada pavimento, multiplicado pelo deslocamento horizontal resultante da ação das forças laterais em cada pavimento; e M_1 – momento de 1ª ordem.

Assim: se $\gamma_z \leq 1,1$ os esforços de segunda ordem podem ser desprezados; se $1,1 < \gamma_z \leq 1,2$ os esforços de segunda ordem devem ser considerados, e os esforços finais podem ser calculados coma expressão (2); e se $\gamma_z > 1,2$ deve-se calcular os esforços de segunda ordem utilizando métodos precisos.

3. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO CONCRETO ARMADO

3.1 Breve Histórico

O concreto armado é o material de construção resultante da ação conjunta de dois outros materiais: o concreto e o aço.

O concreto armado surgiu na França, no ano de 1849, onde Lambot desenvolveu um barco em argamassa armada, com o objetivo de construí-lo com um material que não se deteriorasse com o tempo em contato com a água. Inspirado no barco de Lambot, o paisagista francês Mounier começou a fabricar vasos de flores em argamassa armada e mais tarde tubos, reservatórios e até mesmo pontes.

Em 1877, Hyatt tira a patente de um sistema de execução em vigas de concreto e aço, onde a posição das barras previa os efeitos de tração e cisalhamento, e já sugeria o uso de barras dobradas.

Em 1902 é publicada a Teoria Clássica de Mörsch, formulada a partir dos estudos e ensaios experimentais do engenheiro alemão Mörsch. A partir desta teoria, foram redigidas as primeiras normas para cálculo e a construção em concreto armado, propiciando o desenvolvimento deste sistema construtivo.

Em 1912 Mörsch e Könen desenvolvem os primeiros estudos de concreto protendido, que passa a ser utilizado em escala a partir de 1945.

No Brasil, a primeira obra em concreto é de 1892, e consistia na construção de casas de habitação sob a responsabilidade do engenheiro civil Carlos Poma. Entre 1907 e 1908 é construído o primeiro edifício em concreto armado no Brasil, na cidade de São Paulo. Em 1828 é construído, na cidade do Rio de Janeiro, o edifício “A Noite”, com 22 pavimentos e 102,8 m de altura, na época, o maior edifício em concreto armado do mundo.

Outras obras que ficaram marcadas na história do concreto no Brasil foram a Estrada de Ferro Mayrink-Santos em 1937, sendo o maior conjunto de obras-de-arte em volume de concreto do mundo, na época de sua conclusão, e a Usina Hidrelétrica de Itaipu, a maior do mundo em gravidade aliviada, na qual foram utilizados mais de dez milhões de metros cúbicos de concreto.

Atualmente, o concreto armado é um sistema construtivo consagrado e amplamente utilizado no Brasil e no mundo, aplicado nos mais diversos tipos de construção, dentre elas

edifícios; galpões e pisos industriais; obras hidráulicas e de saneamento, tais como tubos, reservatórios, barragens e outros; rodovias, como por exemplo, pavimentação, pontes, estruturas de contenção, etc.

3.2 Conceito

Segundo Pinheiro (2010) a característica mais importante que se pode ressaltar em relação ao concreto armado é que ele se constitui na combinação de um material que resiste muito bem à compressão, o concreto, com um material que resiste muito bem à tração, o aço. Desse modo, de maneira geral, pode-se afirmar que, nas peças de concreto armado, o concreto é responsável por resistir aos esforços de compressão e o aço aos de tração. Em peças essencialmente comprimidas, o aço aumenta a capacidade resistente do elemento.

Araujo (2010) salienta que, para a associação entre os dois materiais realmente funcionar, é fundamental a existência da aderência entre eles, para que o conjunto se comporte como um sólido único, onde as deformações das barras de aço são praticamente iguais as do concreto que as envolve.

Clímaco (2008) destaca também a importância da proteção contra corrosão fornecida pelo concreto ao aço, garantindo a durabilidade da estrutura, desde que observados os cobrimentos mínimos recomendados na ABNT NBR 6118 (2007).

Clímaco (2008) acrescenta ainda que os coeficientes de dilatação do aço e do concreto são próximos, o que contribui para minimizar os efeitos de variações de temperatura nas estruturas.

3.3 Componentes

3.3.1 Concreto

O concreto é obtido por meio da mistura adequada de cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, que por vezes recebe a adição de produtos químicos e/ou minerais.

Para efeito de cálculo, pode-se adotar para o concreto simples o valor 2.400 kg/m^3 , e para o concreto armado, 2.500 kg/m^3 . (PINHEIRO, 2010)

Araujo (2010) afirma que a resistência do concreto endurecido depende de vários fatores, entre eles o consumo de cimento e de água na mistura, o grau de adensamento, os tipos de agregados e de aditivos, etc. Ainda segundo o autor quanto menor a relação água-cimento, maior a resistência à compressão. Quanto aos agregados, concretos feitos com seixos arredondados e lisos apresentam uma menor resistência em comparação aos agregados britados.

Para determinação da resistência à compressão, os corpos-de-prova devem ser moldados conforme a ABNT NBR 5738 (2008) e ensaiados de acordo ABNT NBR 5739 (2007).

Além da resistência a compressão, outras propriedades mecânicas devem ser consideradas como a resistência à tração e o módulo de elasticidade.

A resistência à tração pode ser determinada através de três tipos de ensaios normatizados: tração direta, tração na flexão e compressão diametral, sendo este último o mais utilizado. Segundo Pinheiro (2010), na ausência ou inviabilidade de se realizar esses ensaios pode-se adotar uma resistência à tração na ordem de 8 a 15% da resistência à compressão do concreto.

Já o módulo de elasticidade ou módulo de deformação longitudinal, consiste na relação entre as tensões aplicadas e as deformações sofridas e pode ser determinado através do ensaio descrito na ABNT NBR 8522 (2008).

Segundo a ABNT NBR 6118 (2007) o módulo de elasticidade ainda pode ser estimado através da equação 8:

$$E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}}, \text{ em MPa} \quad (8)$$

Onde: E_c – módulo de elasticidade e f_{ck} – resistência característica do concreto.

3.3.2 Aço

Pinheiro (2010) conceitua o aço como uma liga de ferrocabono com outros elementos adicionais (silício, manganês, fósforo, enxofre, etc.) resultante da eliminação total ou parcial de elementos inconvenientes que se fazem presentes no produto obtido na primeira redução do minério de ferro.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2007), a massa específica dos aços para concreto armado pode ser tomada como $\gamma = 7.850 \text{ kg/m}^3$ e o módulo de elasticidade igual a 210 GPa.

Carvalho e Figueiredo Filho (2007) afirmam que as características mecânicas mais importantes do aço, obtidas no ensaio de tração, são: resistência característica de escoamento, limite de resistência e alongamento da ruptura.

De acordo com os autores a resistência característica de escoamento do aço à tração é a máxima tensão que a barra ou o fio devem suportar, pois, a partir dela, o aço passa a sofrer deformações permanentes. De acordo com o valor característico da resistência de escoamento, a ABNT NBR 7480 (2007) classifica as barras de aço nas categorias CA-25 e CA-50, e os fios de aço na categoria CA-60, que apresentam, respectivamente, a resistência de 250, 500 e 600 MPa.

Ainda segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2007) o limite de resistência é a força máxima suportada pelo material, e com a qual ele se rompe, ou seja, é o ponto máximo de resistência da barra, sendo seu valor obtido pela leitura direta na máquina de tração.

Já o alongamento na ruptura é aumento de comprimento do corpo de prova correspondente à ruptura, expresso em porcentagem, conforme conceitua Pinheiro (2010). Assim, temos:

$$\varepsilon = \frac{l_1 - l_0}{l_0} \cdot 100 \quad (9)$$

Onde l_0 e l_1 são os comprimentos inicial e final, respectivamente, de um trecho (normalmente central) do corpo de prova; l_1 deve ser medido depois de a carga ser retirada.

Os ensaios de tração para a determinação do diagrama tensão-deformação do aço, dos valores característicos da resistência ao escoamento, da resistência à tração e da deformação na ruptura devem ser efetuados de acordo com a ABNT NBR 6892-1 (2013).

3.4 Concepção Estrutural

A concepção estrutural consiste em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmití-los ao solo de fundação.

De acordo com Pinheiro (2010) a estruturação inicia com a locação dos pilares e segue com o posicionamento das vigas e das lajes, nessa ordem, sempre levando em conta a compatibilização com o projeto arquitetônico.

Pinheiro (2010) também afirma que a escolha do sistema estrutural depende de fatores técnicos e econômicos, dentre eles a capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto e

para executar a obra, e a disponibilidade de materiais, mão de obra e equipamentos necessários.

A seguir será dissertado a respeito dos principais elementos utilizados nas estruturas de concreto armado: lajes, vigas e pilares. O dimensionamento destes e de outros elementos estruturais deve ser realizado conforme a ABNT NBR 6118 (2007).

3.4.1 Lajes

As lajes são os elementos estruturais responsáveis por absorver as cargas de utilização da edificação, aplicadas nos pisos, e transmiti-las aos apoios.

De acordo com Campos Filho (2011) as lajes são elementos laminares planos, solicitadas predominantemente por cargas normais perpendiculares ao seu plano médio, onde predominam duas dimensões, largura e comprimento, sobre a terceira que é a espessura. Segundo o autor, as lajes são usualmente retangulares, porém podem possuir forma trapezoidal ou em L.

Clímaco (2008) classifica as lajes de acordo com a natureza de seus apoios:

a) Lajes apoiadas sobre vigas

São sustentadas por vigas nos bordos, podendo ser pré-moldadas ou moldadas no local. Um bordo eventualmente sem viga de sustentação denomina-se “bordo livre”.

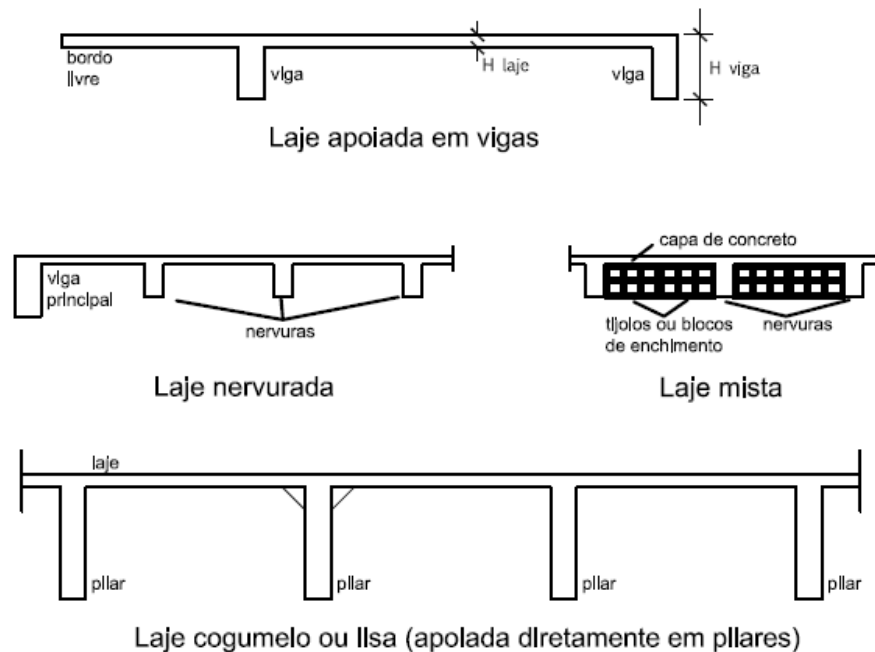
b) Lajes Nervuradas

Podem ser completamente moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas; nestas ultimas, uma capa de concreto moldada no local trabalha à compressão e a resistência à tração é fornecida pelas nervuras. No caso de ser colocado algum material inerte entre as nervuras, tijolos ou blocos, para fornecer o teto liso, são denominadas lajes mistas.

c) Lajes lisas e cogumelo

Apoiadas diretamente em pilares. São chamadas de lajes-cogumelo caso haja alargamento, denominado capitel, na transição pilar-laje; caso contrário, são denominadas lajes lisas.

Figura 4 - Classificação das Lajes



Fonte: Clímaco (2008)

Araújo (2010) afirma que a definição do tipo de laje a ser utilizado depende de considerações econômicas e de segurança, sendo uma função do projeto arquitetônico em análise.

Segundo o autor, as lajes maciças apoiadas sobre vigas ou alvenarias constituem o tipo de laje predominante em edifícios residenciais onde os vãos são relativamente pequenos enquanto as lajes nervuradas são empregadas para vencer vãos maiores, normalmente acima de 8 metros.

As lajes ainda se diferenciam pela vinculação de suas bordas, que, de acordo com Campos Filho (2011), podem ser:

- Apoiada: quando a borda da laje é continuamente suportada por vigas ou paredes;
- Livre: quando a borda da laje não tiver nenhuma vinculação ao longo daquele lado;
- Engastada: quando a borda da laje tem continuidade além do apoio correspondente daquele lado (laje adjacente).

3.4.2 Vigas

Segundo a ABNT NBR 6118 (2007) denominam-se vigas os elementos lineares ou barras em que a flexão é a solicitação predominante e o comprimento longitudinal supera em, pelo menos, três vezes a maior dimensão da seção transversal. Portanto, os esforços predominantes em uma viga são o momento fletor e o esforço cortante (Pinheiro, 2010).

Araujo (2010) relaciona as cargas mais frequentes no caso de vigas em edifícios:

a) Peso Próprio

O peso próprio da viga é considerado como uma carga permanente, linear, uniformemente distribuída, correspondendo ao peso de 1 m de viga.

b) Peso da Alvenaria

O peso da alvenaria também é considerado uma carga permanente e linearmente distribuída, podendo ser adotado os seguintes valores para o peso específico: 13 kN/m³ para tijolos cerâmicos furados e 18kN/m³ para tijolos cerâmicos maciços.

c) Ações das Lajes

Usualmente, as ações das lajes sobre as vigas são consideradas como cargas uniformemente distribuídas. Porém, dependendo do tipo de teoria utilizada no dimensionamento da estrutura, devem-se considerar as distribuições triangular e trapezoidal para as ações das lajes sobre as vigas.

d) Ações de vigas

Em casos em que uma viga se apoia sobre outra, a viga principal recebe uma carga concentrada de valor igual à reação de apoio da viga secundária.

e) Ação de pilares

Quando um pilar “nasce” em um andar acima das fundações, ele se apoia em uma viga de transição que, por sua vez, recebe uma carga concentrada igual à força nominal do pilar.

3.4.3 Pilares

Clímaco (2008) conceitua os pilares como elementos lineares de eixo reto, em geral verticais, em que as forças normais de compressão são preponderantes e que tem a função de transmitir às fundações as ações atuantes na estrutura.

Os pilares dos edifícios correntes têm, em geral, seções transversais constantes de piso a piso, e podem apresentar forma quadrada, retangular, circular ou de uma figura composta por retângulos, como as seções L, T e U. (Campos Filho, 2011).

Conforme teoriza Pinheiro (2010), os pilares formam, junto com as vigas, os pórticos, que na maior parte dos edifícios são os responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura. Segundo o autor, as ações verticais são transferidas aos pórticos pelas estruturas dos andares, e as ações horizontais decorrentes do vento são levadas aos pórticos pelas paredes externas.

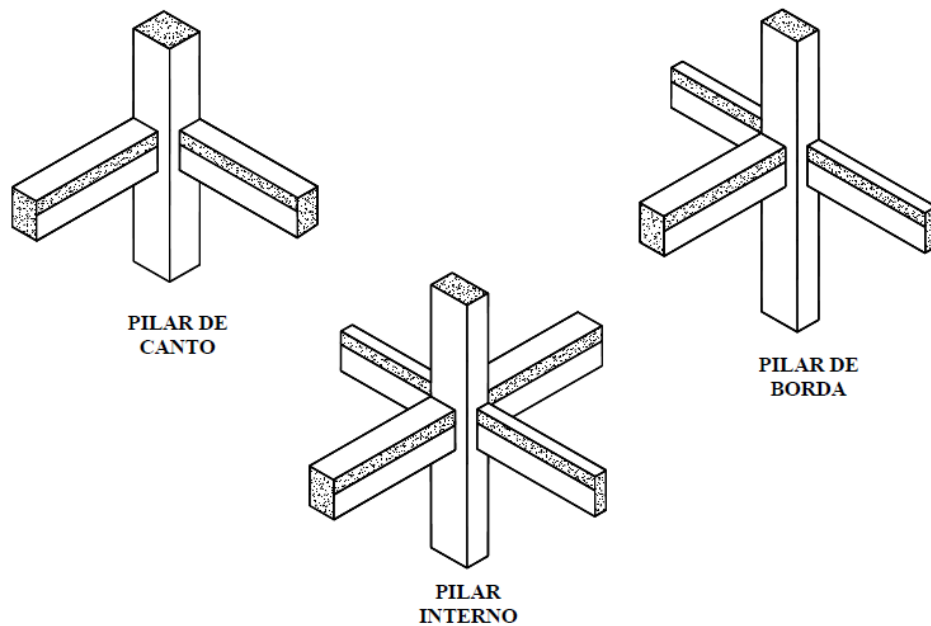
Alva, El Debs e Giongo (2008) classificam os pilares quanto a sua posição na planta da edificação:

a) Pilares Internos: Considera-se que os pilares internos estejam submetidos preponderantemente às forças axiais de compressão, pois os módulos dos momentos fletores são de pequena intensidade, em relação às ações verticais. Portanto, na situação de projeto, admite-se o pilar intermediário submetido a uma **compressão centrada**, sendo as excentricidades iniciais desprezadas.

b) Pilares de Extremidade: Os pilares de extremidade, ou de borda, além de estarem submetidos às forças normais de compressão, também estão sujeitos à ação de momentos transmitidos pelas vigas que têm suas extremidades externas nesses pilares. Assim, admite-se que o pilar de extremidade é submetido à **flexão normal composta**.

c) Pilares de Canto: Além da força normal de compressão atuante, consideram-se os momentos transmitidos pelas vigas, cujos planos médios são perpendiculares às faces dos pilares, e são interrompidas nas bordas do pilar. Na situação de projeto, portanto, considera-se o pilar de canto submetido à **flexão oblíqua composta**.

Figura 5 - Pilares segundo sua posição em planta



Fonte: Pinheiro (2010)

3.5 Estados Limites

Conforme explana Campos Filho (2011) para se projetar uma estrutura com um adequado grau de segurança é necessário que se verifique a não ocorrência de uma série de estados limites.

Os estados limites podem ser classificados em **estados limites últimos** ou **estados limites de serviço**, conforme sejam referidos à situação de **ruína** ou de uso em **serviço**, respectivamente. (PINHEIRO, 2010).

3.5.1 Estados Limites Últimos

Segundo Pinheiro (2010) são aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção.

Conforme Musso Junior (2011) devem ser considerados os estados limites últimos caracterizados por:

- a) perda do equilíbrio da estrutura, global ou parcial, admitida a estrutura como corpo rígido;
- b) ruptura ou deformação plástica excessiva dos materiais;
- c) transformação da estrutura, no todo ou em parte, em sistema hipostático;
- d) instabilidade por deformação;
- e) instabilidade dinâmica.

3.5.2 Estados Limites de Serviço

São aqueles que correspondem a condições precárias em serviço. Sua ocorrência, repetição ou duração causam efeitos estruturais que não respeitam condições especificadas para o uso normal da construção ou que são indícios de comprometimento da durabilidade. (Pinheiro, 2010)

Para Campos Filho (2011), os estados limites de serviço que devem ser verificados são:

- a) abertura das fissuras: estado em que as fissuras se apresentam com aberturas iguais aos máximos especificados;
- b) deformações excessivas: estado em que as deformações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção;
- c) vibrações excessivas: estado em que as vibrações atingem os limites estabelecidos para a utilização normal da construção.

3.6 Ações

Segundo define Araujo (2010), as ações são as causas que provocam esforços ou deformações nas estruturas. De acordo com o autor, usualmente as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se elas fossem às próprias ações, sendo as forças designadas por **ações diretas** e as deformações impostas por **ações indiretas**.

Conforme já foi apresentado no Capítulo 2, as ações podem ser classificadas de acordo com a sua variabilidade no tempo em ações permanentes, variáveis ou excepcionais.

➤ Ações Permanentes

De acordo com Musso Junior (2011) as principais ações permanentes que atuam diretamente na estrutura são os pesos próprios dos elementos de construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas.

Já as principais ações permanentes indiretas citadas por Musso Junior (2011) são a protensão, os recalques de apoio e a retração dos materiais.

➤ Ações Variáveis

Segundo Musso Junior (2011) as ações variáveis são classificadas em normais ou especiais de acordo com a sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção.

Para Araujo (2010) as ações variáveis normais são aquelas com probabilidade de ocorrência suficientemente elevada para que as mesmas sejam obrigatoriamente consideradas no dimensionamento da estrutura, como por exemplo, as cargas acidentais de uso e os efeitos do vento.

Como ações variáveis especiais, de acordo com Araujo (2010), têm-se as ações sísmicas ou algumas cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais que devem ser definidas para situações específicas.

➤ Ações Excepcionais

As principais ações excepcionais atuantes nas estruturas de concreto armado citadas por Musso Junior (2011) são as ações decorrentes de explosões, incêndios, choque de veículos e enchentes.

3.7 Estabilidade Global

Assim como nas estruturas de alvenaria estrutural, nas estruturas de concreto armado também deve ser verificada a estabilidade global do conjunto. Os procedimentos de cálculo são os mesmos utilizados para a alvenaria estrutural: coeficiente α ou parâmetro γ_z .

➤ Coeficiente α

Segundo Melges (2009), o coeficiente α pode ser obtido através da equação 10:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N}{E_{cs}I_c}} \quad (10)$$

Onde: H = altura total da edificação; N = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura e $E_{cs}I_c$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Para que os efeitos de 2ª ordem global possam ser desprezados, têm-se a seguinte condição: $\alpha \leq \alpha_1$.

O valor de α_1 depende do número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo (n):

- Para $n < 3$:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \quad (11)$$

- Para $n \geq 4$:

$\alpha_1 = 0,7$ para contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede

$\alpha_1 = 0,6$ para associação de pilares-paredes e pórticos

$\alpha_1 = 0,5$ quando só houver pórticos

➤ Parâmetro γ_z .

Conforme Ribeiro (2010), o parâmetro γ_z pode ser calculado a partir da equação 12:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1\ tot,d}}} \quad (12)$$

Onde: $M_{1\ tot,d}$ - momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais na combinação considerada, com seus valores de cálculos, em relação a base da estrutura ; e $\Delta M_{tot,d}$ – soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, com seus valores de cálculos, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação , obtidos da análise de 1ª ordem.

Se $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura pode ser considerada indeslocável, conforme normatiza a ABNT NBR 6118 (2007).

4. METODOLOGIA

4.1 Considerações principais

O edifício modelo objeto de estudo deste trabalho está em fase de execução, na Rua Osvaldo Aranha, na cidade de Santa Cruz do Sul, estado do Rio Grande do Sul. Originalmente o Residencial Lugano possui 8 pavimentos, porém, na elaboração deste estudo, foi considerado que o edifício possui apenas 5 pavimentos. Essa consideração se deve por conta da limitação da versão educacional do software utilizado no cálculo da estrutura.

Figura 6 - Residencial Lugano



Fonte: Site Ferros Castro

O dimensionamento estrutural em concreto armado já foi realizado pela autora, que neste estudo adotou os mesmos critérios para o dimensionamento em alvenaria estrutural, em

bloco cerâmico, a fim de se realizar o levantamento de custo dos dois projetos para então analisar a viabilidade econômica dos dois sistemas.

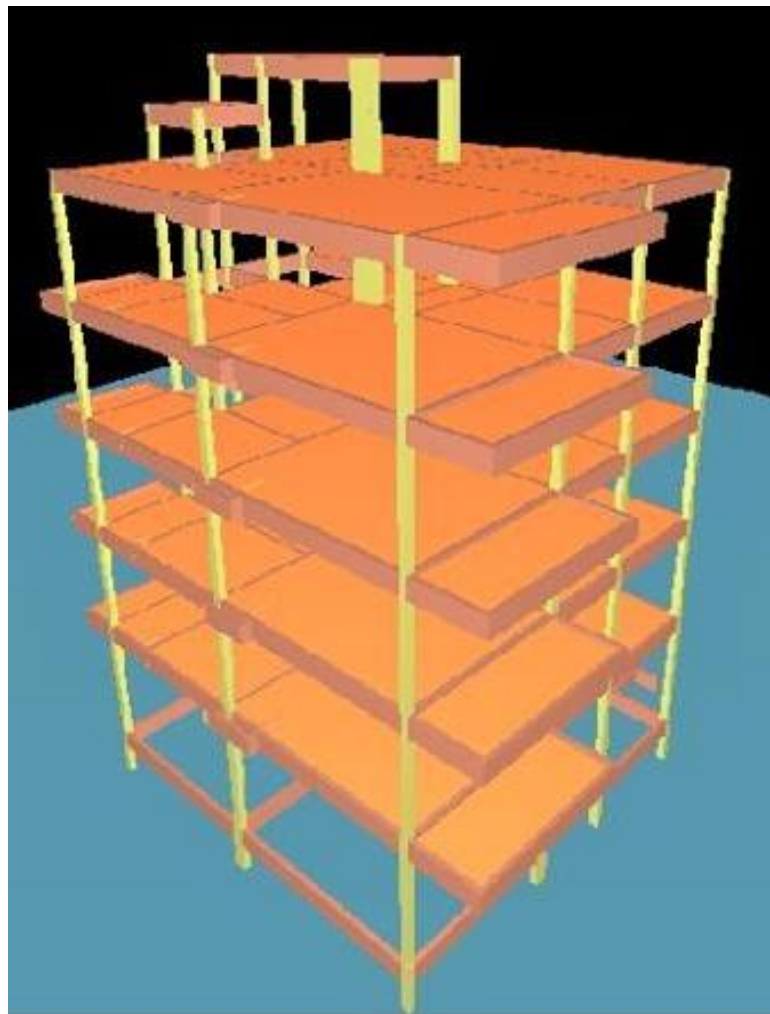
4.2 Dados do projeto estrutural em concreto armado

O dimensionamento estrutural em concreto armado foi realizado pela autora e colaboradores com a utilização da ferramenta de cálculo CAD/TQS®.

O edifício adotado neste estudo possui 5 pavimentos, sendo térreo com salão de festas e hall de entrada, e quatro pavimentos tipos, sendo um apartamento por andar.

A figura 7 apresenta a modelagem da estrutura, realizada no software mencionado.

Figura 7 - Modelagem da estrutura do Edifício em Concreto Armado



Fonte: Autora

A resistência do concreto considerada em projeto foi de 25 MPa e com relação água cimento igual a 0,6. Os aços utilizados são CA-60 para as barras de 4.2 e 5 mm, e CA-50 para as barras de 6.3, 8, 10, 12.5, 16 e 20mm. A classe de agressividade ambiental considerada foi moderada, adotando-se os cobrimentos de 30 mm para vigas e 25 mm para as lajes, conforme prescreve a ABNT NBR 6118 (2007).

As lajes são maciças de concreto executadas no local, com 10 cm de espessura, excetuando-se as lajes da escada e reservatório que tem, respectivamente, 15 e 12 cm. No total são 45 lajes, nas quais são utilizadas 7.776 kg de aço CA-50 e 123 kg de aço CA-60.

A estrutura também é composta por 92 vigas, de variadas seções transversais, nas quais são empregadas 888 kg de aço CA-60, 5.728 kg de aço CA-50 e 37,8 m³ de concreto.

Por fim, a estruturação possui 31 pilares, cujas seções transversais variam de acordo com o carregamento, onde são empregados 609 kg de aço CA-60, 1.346 kg de aço CA-50 e 25,3 m³ de concreto.

O carregamento da estrutura foi realizado conforme a ABNT NBR 6120 (2000). Para o carregamento das lajes, além do peso próprio, foi considerado 1 kN/m² para o contrapiso e carga acidental de 2 kN/m² para as lajes da cozinha e área de serviço, 1,5 kN/m² para as demais dependências e 0,5 kN/m² para as lajes de cobertura.

Nas vigas foram considerados o peso próprio, o peso da alvenaria, as reações das lajes e eventuais vigas.

Nas lajes, vigas e pilares que sustentam o reservatório o peso do mesmo também foi considerado.

A ação do vento foi considerada no dimensionamento estrutural, sendo adotados: fator topográfico $S_1 = 1$ – terreno plano; fator estatístico $S_3 = 1$ – edificações em geral; e zona de vento de baixa turbulência no cálculo do coeficiente de arrasto.

Na verificação da estabilidade global da estrutura, verificou-se que a mesma se comporta como uma estrutura de nós móveis, onde $\alpha > 0,5$.

4.3 Procedimentos para o desenvolvimento do projeto em alvenaria estrutural

Primeiramente, de posse do projeto arquitetônico do edifício, foi realizada a coordenação modular horizontal e vertical do projeto, com base nas dimensões do bloco

estrutural cerâmico, 14 x 19 x 29 cm, e posteriormente realizada a confecção da planta de primeira fiada.

Após a realização da modulação, foi realizado o levantamento de cargas da estrutura, com base nas prescrições da ABNT NBR 6120 (2000). As cargas verticais consideradas foram:

- Peso da alvenaria (blocos, argamassa e revestimento);
- Peso próprio da laje;
- Peso próprio do contrapiso, piso e acabamentos;
- Peso de divisórias em gesso;
- Peso dos elementos estruturais em concreto armado.

Ainda foram consideradas as ações horizontais do vento, conforme regulamentações da ABNT NBR 6123 (2013), que determinou a não existência de esforços de tração atuantes na estrutura, dispensando, portanto, a disposição de armaduras estruturais para resistir aos esforços de tração.

Com base no levantamento de cargas, a estrutura foi dimensionada de acordo com a ABNT NBR 15812 (2010). Foi realizado o cálculo de prismas retos e grauteados, bem como dimensionados os elementos de concreto armado que se fizeram necessários.

As lajes não foram dimensionadas novamente, sendo adotadas as mesmas já dimensionadas em concreto armado, visto que as cargas acidentais de uso são as mesmas.

4.4 Procedimentos para o levantamento de custos

Para o levantamento de custos dos dois projetos foram utilizadas as composições das “Tabelas para Composições de Preços para Orçamentos” – TCPO (PINI, 2010), atualizando-se o valor, através de cotação com fornecedores locais.

No projeto em concreto armado os serviços e insumos considerados no cálculo dos custos foram:

- Lajes, vigas e pilares: forma, aço e concreto;
- Alvenaria: bloco e argamassa de assentamento;

No projeto de alvenaria estrutural os serviços e insumos considerados no cálculo dos custos foram:

- Lajes maciças executadas no local: forma, aço e concreto;

- Vigas e pilares: forma, aço e concreto;
- Armaduras construtivas;
- Alvenaria: bloco e argamassa de assentamento;
- Pontos de graute e ferragens construtivas;

5. DIMENSIONAMENTO E ANÁLISE DE CUSTOS

5.1 Dimensionamento da Alvenaria Estrutural

5.1.1 Dados do Projeto

Dimensões do prédio (sem sacada): 10,80 m x 11,00 m

Altura do prédio: 18,80 m

Número de pavimentos do projeto original: 8

Número de pavimentos simulados: 5

Pé-direito: 3,00 m no térreo e 2,65 m no pavimento tipo

Espessura da laje: 10 cm

Bloco adotado: bloco cerâmico 14 x 19 x 29 cm

5.1.2 Coordenação Modular

O projeto original adotado neste estudo foi projetado para concreto armado, e, portanto não possuía suas dimensões moduladas para alvenaria estrutural.

Deste modo, antes do dimensionamento estrutural, foi realizada a coordenação modular do projeto, com base nas medidas do bloco adotado: blocos cerâmicos de dimensões 14 x 19 x 29 cm.

A modulação foi realizada apenas para fins de dimensionamento estrutural e, deste modo, as alvenarias apresentadas nas plantas de 1ª fiada no anexo A, não apresentam a devida amarração, necessária em um projeto de alvenaria estrutural.

A adaptação do projeto originalmente planejado para o concreto armado acarretou a necessidade de disposição de elementos estruturais em concreto armado, sendo: 1 viga no reservatório, 6 vigas no pavimento tipo, 12 vigas e 10 pilares no pavimento térreo.

A adequação da planta arquitetônica também ocasionou a necessidade de utilização de compensadores de 4cm.

5.1.3 Verificações Preliminares

➤ Índice de Esbeltez

O índice de esbeltez é a razão entre a altura efetiva e a espessura efetiva da parede ou pilar, e é calculado a partir da equação 13:

$$\lambda = \frac{h_e}{t_e} \quad (13)$$

Onde:

h_e : Altura efetiva da parede;

t_e : Espessura efetiva do elemento;

A Tabela 2 apresenta os valores máximos permitidos para a esbeltez:

Tabela 2 - Valores máximos do índice de esbeltez de paredes e pilares

Não armados	24
Armados	30

Fonte: NBR15812-1/2010 (2010).

Para o pavimento térreo, temos:

$$\lambda = \frac{300}{14} = 21,4 < 24$$

Para o pavimento tipo, temos:

$$\lambda = \frac{265}{14} = 18,9 < 24$$

Para ambos os casos, o índice está dentro do limite estabelecido pela norma para edificações não armadas.

5.1.4 Levantamento de Cargas

O levantamento de cargas foi realizado de acordo com as prescrições da ABNT NBR 6120 (2000), e, propositalmente, as cargas de uso adotadas foram as mesmas do edifício em concreto armado, para a viabilidade do comparativo econômico entre os dois sistemas.

As cargas verticais consideradas estão apresentadas na tabela 3.

Tabela 3 - Levantamento das Cargas Verticais

COBERTURA		CARGA (kN/m ²)
CARGA PERMANENTE	Laje (0,10 m)	2,50
	Telhado e revestimento	1,00
	TOTAL	3,50
CARGA ACIDENTAL	Forro	0,50
PAVIMENTO TIPO		CARGA (kN/m ²)
CARGA PERMANENTE	Laje (0,10 m)	2,50
	Contrapiso e revestimento	1,00
	TOTAL	3,50
CARGA ACIDENTAL	Cozinha e área de serviço	2,00
	Demais cômodos	1,50
PAREDES		CARGA (kN/m ²)
Bloco vazado cerâmico 14 x 19 x 29 6.3 kg		2,10
Argamassa de assentamento		
Argamassa de revestimento externo 3 cm		
Argamassa de revestimento interno 1,5 cm		
ÁTICO		CARGA (kN/m ²)
Peso da Água (14.000 litros)		11,71
Laje (12 cm)		3,00

Fonte: Autora

No caso das cargas verticais das paredes, multiplicou-se o valor total da carga pelo fator 1,1 para a consideração da parede parcialmente grauteada.

A partir do levantamento de cargas e com base nas dimensões das lajes foram calculadas as reações das lajes do Reservatório, da Cobertura e do Pavimento Tipo, e realizados os levantamentos de carga das vigas e calculadas as suas reações. O cálculo completo das reações das lajes e vigas é apresentado no anexo B e C, respectivamente.

5.1.5 Cálculo da resistência característica do prisma

Em seguida, foram calculadas as resistências características do prisma, necessárias para cada alvenaria, utilizando-se a equação 14:

$$\frac{\gamma_f \cdot N_k}{A} \leq 1 \cdot \frac{0,7f_{pk}}{\gamma_m} \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (14)$$

Onde: γ_f = Coeficiente de segurança = 1,4; N_k = Carga total atuante na alvenaria, em Kg/m; A = Área de alvenaria por m², considerando espessura da alvenaria igual 0,14 m; f_{pk} = resistência da alvenaria em kgf/m; h_{ef} = altura da parede, em m; t_{ef} = espessura da alvenaria = 0,14 m;

O anexo D apresenta o cálculo completo das resistências do prisma. A tabela 6 apresenta os resultados da resistência característica do prisma, em MPa, para as alvenarias do reservatório.

Tabela 4 - Determinação da resistência do prisma no Reservatório

Parede	F_{pk} Prisma	
1	1,29MPa	
2	0,96MPa	
3	a	0,44MPa
	b	0,91MPa
4	a	0,44MPa
	b	0,91MPa

Fonte: Autora

A tabela 5 apresenta os valores de resistência característica do prisma, em MPa, para as alvenarias dos pavimentos tipos (2°, 3°, 4° e 5° pavimentos) e térreo.

Tabela 5 - Determinação da resistência característica do prisma dos Pavimentos Tipos e Térreo

Pavimentos Tipo					Pavimento Térreo		
Parede	F_{pk} Prisma 5° Pav.	F_{pk} Prisma 4° Pav.	F_{pk} Prisma 3° Pav.	F_{pk} Prisma 2° Pav.	Parede	F_{pk} Prisma Térreo	
1	a	0,28MPa	0,83MPa	1,37MPa	1	a	-
	b	0,20MPa	0,41MPa	0,61MPa		b	1,04MPa
	c	1,58MPa	1,92MPa	2,26MPa		c	2,96MPa
	d	0,31MPa	0,66MPa	1,00MPa		d	-
2	0,36MPa	0,80MPa	1,24MPa	1,68MPa	2	1,42MPa	
3	0,27MPa	0,55MPa	0,83MPa	1,12MPa	3	4,73MPa	
4	a	0,35MPa	0,74MPa	1,13MPa	4	a	5,37MPa
	b	0,39MPa	0,85MPa	1,31MPa		b	5,33MPa
5	0,35MPa	0,76MPa	1,18MPa	1,59MPa	5	0,23MPa	
6	a	0,92MPa	2,21MPa	3,50MPa	6	a	2,15MPa
	b	1,32MPa	1,96MPa	2,60MPa		b	2,37MPa
8	a	0,35MPa	0,73MPa	1,12MPa	8	a	9,99MPa
	b	0,42MPa	0,86MPa	1,30MPa		b	10,14MPa
	c	0,45MPa	0,94MPa	1,42MPa			
9	a	1,42MPa	3,21MPa	5,01MPa	9	a	5,04MPa
	b	0,29MPa	0,60MPa	0,91MPa		b	5,87MPa
	c	0,32MPa	0,66MPa	1,00MPa		c	5,59MPa
10	a	0,92MPa	2,09MPa	3,26MPa	10	a	5,65MPa
	b	0,81MPa	1,33MPa	1,86MPa		b	10,40MPa
	c	0,26MPa	0,55MPa	0,84MPa		c	11,48MPa
11	a	0,90MPa	2,12MPa	3,34MPa	11	d	3,71MPa
	b	0,31MPa	0,65MPa	1,00MPa		e	4,50MPa
	c	0,26MPa	0,55MPa	0,84MPa		f	1,79MPa
12	a	1,03MPa	2,35MPa	3,67MPa	12	a	2,72MPa
	b	0,42MPa	0,96MPa	1,51MPa		b	8,14MPa

Pavimentos Tipo					Pavimento Térreo			
Parede		F _{pk} Prisma 5° Pav.	F _{pk} Prisma 4° Pav.	F _{pk} Prisma 3° Pav.	F _{pk} Prisma 2° Pav.	Parede	F _{pk} Prisma Térreo	
	c	0,90MPa	1,59MPa	2,28MPa	2,98MPa		c	11,35MPa
	d	0,75MPa	1,43MPa	2,11MPa	2,80MPa		d	10,55MPa
	e	1,68MPa	2,33MPa	2,98MPa	3,63MPa		e	10,39MPa
	f	0,31MPa	0,67MPa	1,04MPa	1,40MPa	12	4,55MPa	
13	a	0,72MPa	1,38MPa	2,03MPa	2,68MPa	13	a	1,81MPa
	b	0,75MPa	1,37MPa	1,99MPa	2,61MPa		b	1,42MPa
	c	1,31MPa	1,80MPa	2,29MPa	2,77MPa	14	0,23MPa	
14		0,51MPa	1,07MPa	1,63MPa	2,19MPa			
15	a	0,33MPa	0,69MPa	1,05MPa	1,42MPa			
	b	0,33MPa	0,71MPa	1,09MPa	1,48MPa			
16	a	0,33MPa	0,70MPa	1,06MPa	1,43MPa			
	b	0,27MPa	0,55MPa	0,83MPa	1,12MPa			
	c	0,26MPa	0,57MPa	0,87MPa	1,18MPa			
	d	0,30MPa	0,63MPa	0,95MPa	1,28MPa			

Fonte: Autora

Com base no cálculo dos prismas e nos ensaios de resistência à compressão, realizados pela Universidade de Santa Maria (anexo E), determinou-se a utilização de:

- Blocos cerâmicos com resistência característica $f_{bk} = 7$ MPa e argamassa com resistência $f_a = 6$ MPa cujos ensaios apontaram resistência à compressão característica $f_{pk,est} = 5,9$ qMPa, para as alvenarias do pavimento tipo, onde a resistência característica do prisma calculado é inferior a 5,9 MPa;

- Blocos cerâmicos com resistência característica $f_{bk} = 7$ MPa e argamassa com resistência $f_a = 6$ MPa, grauteados com graute de resistência característica $f_{gk} = 15$ MPa, cujos ensaios realizados apontaram a resistência à compressão característica $f_{pk,est} = 8,8$ MPa, para a alvenaria 9A do 2º pavimento, cuja a resistência característica do prisma calculado é de 6,8 MPa.

- Blocos cerâmicos com resistência característica $f_{bk} = 10$ MPa, argamassa com resistência $f_a = 10$ MPa, cujos ensaios realizados apontaram a resistência à compressão característica $f_{pk,est} = 11,4$ MPa, para as alvenarias do térreo cujo prisma calculado é inferior a 11,4 MPa.

- Blocos cerâmicos com resistência característica $f_{bk} = 10$ MPa, argamassa com resistência $f_a = 10$ MPa, grauteados com graute de resistência característica $f_{gk} = 20$ MPa cujos ensaios realizados apontaram a resistência à compressão característica $f_{pk,est} = 14,7$ MPa, para a alvenaria 10C do pavimento térreo, cujo prisma calculado é superior a 11,4 MPa.

5.1.6 Cálculo dos Elementos em Concreto Armado

Nos subitens a seguir serão apresentados os dimensionamentos das vigas e dos pilares em concreto armado.

Para o dimensionamento, foi determinado a utilização de concreto com resistência característica $F_{ck} = 25$ MPa e com fator água/aglomerante igual a 0,6. O cobrimento adotado para as vigas e os pilares será igual a 2,5 cm, respeitando o disposto na tabela 6.1 da ABNT NBR-6118 (2007), considerando classe de agressividade fraca, e para as vigas de fundação será considerado cobrimento igual a 3cm, de acordo com o indicado para classe de agressividade moderada.

Os aços utilizados serão CA-60 para as barras de diâmetro igual e inferior a 5mm e CA-50 para as barras de diâmetro superior a 5 mm.

O anexo F apresenta a planta do edifício de alvenaria estrutural com os elementos de concreto armado.

5.1.6.1. Dimensionamento das Vigas

O dimensionamento detalhado das vigas em concreto armado é apresentado no anexo G, e foi realizado com base nas prescrições da ABNT NBR 6118 (2007).

As vigas foram calculadas como simplesmente apoiadas, sendo algumas delas apoiadas sobre pilares de concreto armado e outras apoiadas em coxins nas alvenarias. Já as vigas de fundação foram consideradas simplesmente apoiadas sobre as estacas. No caso das vigas contínuas, as mesmas também foram consideradas apoiadas, não existindo, portanto, vinculação através de engaste.

O carregamento considerado nas vigas foram as reações das lajes, peso da alvenaria e peso próprio das vigas. Para o cálculo dos diagramas de momento fletor e esforço cortante foi utilizado o software F-tool.

A tabela 6 apresenta os resultados do dimensionamento das armaduras longitudinais.

Tabela 6 - Armaduras Longitudinais das Vigas

Viga	Dimensões Viga			Armadura Inferior					Armadura Superior				
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	Diâmetro (mm)	L (m)	Gancho (cm)	L Total	N	Diâmetro (mm)	L (m)	Gancho (cm)	L Total
1	20	40	274	3	16	2,55	24	3,03	2	10	2,55	-	2,55
2	25	40	360	3	20	3,53	38	4,29	2	10	3,53	-	3,53
3	20	40	274	3	16	2,55	24	3,03	2	10	2,55	-	2,55
4	25	50	360	5	16	3,50	24	3,98	2	12,5	3,50	-	3,50
5	15	30	279	2	10	2,69	15	2,99	2	8	2,69	-	2,69
6	25	45	279	5	16	2,80	24	3,28	2	12,5	2,80	-	2,80
7	20	40	395	1	12,5	2,74	0	2,74	2	10	3,90	15,00	4,20
				2	12,5	3,90	19	4,28					0,00
8	40	70	429	5	25	4,34	48	5,30	3	16	4,34	-	4,34
				2	25	3,46	0	3,46					0,00
9	35	70	1100	4	25	5,92	48	6,88	3	25	3,76	48,00	4,72
				2	20	5,28	38	6,04	2	25	10,95	-	10,95
10	25	45	399	4	20	3,86	45	4,76	2	12,5	3,86	-	3,86
				1	20	3,08	0	3,08					0,00
11	20	40	199	2	12,5	1,94	19	2,32	2	10	1,94	-	1,94
12	25	55	499	3	25	4,88	48	5,84	2	12,5	4,88	-	4,88
				1	25	3,39	0	3,39					0,00
13	15	30	279	2	10	2,69	15	2,99	2	8	2,79	-	2,79
14	14	29	274	2	10	2,65	15	2,95	2	8	2,65	-	2,65
15	15	30	470	2	10	4,58	15	4,88	2	8	4,58	-	4,58
16	15	29	200	2	8	1,94	0	1,94	3	12,5	1,94	19,00	2,32
17	15	29	200	2	8	1,94	0	1,94	3	12,5	1,94	19,00	2,32
18	14	29	129	2	8	1,16	12	1,40	2	8	1,16	-	1,16
19	14	29	279	2	8	2,65	12	2,89	2	8	2,65	-	2,65
20	14	29	274	2	8	2,61	12	2,85	2	8	2,61	-	2,61
21	14	29	470	2	10	4,58	15	4,88	2	8	4,58	-	4,58
22	15	29	200	2	8	1,94	-	1,94	2	12,5	1,94	19,00	2,32
23	15	29	200	2	8	1,94	0	1,94	2	12,5	1,94	19,00	2,32
24	14	29	129	2	8	1,16	12	1,40	2	8	1,16	-	1,16
25	14	29	279	2	10	2,70	15	3,00	2	8	2,70	-	2,70
F1	20	50	483	2	16	4,53	24	5,01	2	16	4,53	-	4,53
				1	16	3,66	24	4,14	2	16	2,68	24,00	3,16
F2	20	40	215	2	12,5	1,99	0	1,99	2	10	1,99	-	1,99
F3	15	30	288	2	10	2,69	15	2,99	2	8	2,69	-	2,69
F4	15	30	80	2	8	0,66	12	0,90	2	8	0,66	-	0,66
F5	25	70	370	5	20	3,58	38	4,34	2	16	0,84	-	0,84
F6	20	50	740	3	20	2,78	45	3,68	3	20	1,65	45,00	2,55
				2	10	4,56	15	4,86	2	10	7,14	-	7,14
F7	15	30	113	2	8	0,93	12	1,17	2	8	0,93	-	0,93
F8	15	30	140	2	8	1,05	12	1,29	2	8	1,05	-	1,05
F9	20	40	400	2	16	2,35	24	2,83	2	16	3,87	-	3,87
				2	12,5	1,54	19	1,92					0,00
F10	15	30	113	2	8	0,93	12	1,17	2	8	0,93	-	0,93
F11	15	30	170	2	8	1,45	12	1,69	2	8	1,45	-	1,45
F12	27	80	633	6	20	3,38	38	4,14	2	25	2,00	48,00	2,96
								0,00	2	25	6,76	-	6,76

Viga	Dimensões Viga			Armadura Inferior					Armadura Superior				
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	Diâmetro (mm)	L (m)	Gancho (cm)	L Total	N	Diâmetro (mm)	L (m)	Gancho (cm)	L Total
F13	15	30	42	2	8	0,22	12	0,46	2	8	0,22	-	0,22
F14	20	70	522	4	16	3,20	24	3,68	3	20	1,94	45,00	2,84
				2	12,5	1,84	19	2,22	2	12,5	2,75	-	2,75
F15	20	75	1099	3	25	3,75	48	4,71	3	25	3,46	48,00	4,42
				2	16	7,25	24	7,73	2	12,5	7,25	-	7,25
F16	15	30	78	2	8	0,58	12	0,82	2	8	0,58	-	0,58
F16	15	30	78	2	8	0,58	12	0,82	2	8	0,58	-	0,58
F17	15	30	203	2	8	1,83	12	2,07	2	8	1,83	-	1,83
F18	25	70	670	2	16	4,19	24	4,67	2	12,5	4,65	-	4,65
				3	25	2,91	48	3,87	4	25	2,33	48,00	3,29
F19	20	50	217	3	16	2,03	24	2,51	2	12,5	2,03	-	2,03
F20	15	30	60	2	8	0,40	12	0,64	2	8	0,40	-	0,40
F21	20	55	620	2	16	5,82	24	6,30	2	16	5,82	-	5,82
				1	16	4,21	24	4,69	1	16	3,00	24,00	3,48
F22	15	35	389	2	8	3,83	12	4,07	2	8	3,83	-	3,83

Fonte: Autora

A tabela 7 apresenta os resultados do dimensionamento das armaduras transversais. Nos trechos de maior esforço, foram necessárias armaduras maiores que a mínima.

Tabela 7 - Armaduras Transversais das Vigas

Viga	Dimensões Viga			Estribos - Armadura Mín.					Estribos - Armadura maior que a Mín.				
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	Diâmetro (mm)	S (mm)	L (m)	N	Gancho (cm)	Diâmetro (mm)	S (mm)	N	L (m)	Gancho (cm)
1	20	40	274	5	13	2,55	20	7	-	-	-	-	-
2	25	40	360	5	15	3,53	24	7	-	-	-	-	-
3	20	40	274	5	17	2,55	16	7	-	-	-	-	-
4	25	50	360	5	15	2,21	15	7	5	10	12	1,29	7
5	15	30	279	5	16	2,69	17	7	-	-	-	-	-
6	25	45	279	5	15	1,67	12	7	5	8	14	1,13	7
7	20	40	395	5	18	3,17	18	7	5	9,5	7	0,73	7
8	40	70	429	5	9,5	1,75	19	7	8	7	36	2,59	12
9	35	70	1100	6,3	17	6,00	36	9	8	6,5	59	3,84	12
									6,3	9	9	0,83	9
10	25	45	399	5	15	2,10	14	7	6,3	10	17	1,76	9
11	20	40	199	5	18	1,94	11	7	-	-	-	-	-
12	25	55	499	5	15	1,99	14	7	6,3	10	28	2,89	9
13	15	30	279	5	16	2,69	17	7	-	-	-	-	-
14	14	29	274	5	15	2,65	18	7	-	-	-	-	-
15	15	30	470	5	15	4,58	31	7	-	-	-	-	-
16	15	29	200	5	15	1,94	13	7	-	-	-	-	-

Viga	Dimensões Viga			Estribos - Armadura Mín.					Estribos - Armadura maior que a Mín.				
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	Diâmetro (mm)	S (mm)	L (m)	N	Gancho (cm)	Diâmetro (mm)	S (mm)	N	L (m)	Gancho (cm)
17	15	29	200	5	15	1,94	13	7	-	-	-	-	-
18	14	29	129	5	15	1,16	8	7	-	-	-	-	-
19	14	29	279	5	15	2,65	18	7	-	-	-	-	-
20	14	29	274	5	15	2,61	18	7	-	-	-	-	-
21	14	29	470	5	15	4,58	31	7	-	-	-	-	-
22	15	29	200	5	15	1,94	13	7	-	-	-	-	-
23	15	29	200	5	15	1,94	13	7	-	-	-	-	-
24	14	29	129	5	15	1,16	8	7	-	-	-	-	-
25	14	29	279	5	15	2,70	18	7	-	-	-	-	-
F1	20	50	483	5	15	2,96	20	7	6,3	10	15	1,56	9
F2	20	40	215	5	19	1,99	11	7	-	-	-	-	-
F3	15	30	288	5	16	2,69	17	7	-	-	-	-	-
F4	15	30	80	5	15	0,66	5	7	-	-	-	-	-
F5	25	70	370	5	10	0,84	9	7	6,3	9,5	28	2,74	9
F6	20	50	740	5	22	4,37	20	7	10	11	19	2,19	
									8	14	4	0,58	
F7	15	30	113	5	15	0,93	7	7	-	-	-	-	-
F8	15	30	140	5	15	1,05	8	7	-	-	-	-	-
F9	20	40	400	5	18	3,37	19	7	5	10	4	0,49	7
F10	15	30	113	5	15	0,93	7	7	-	-	-	-	-
F11	15	30	170	5	15	1,45	10	7	-	-	-	-	-
F12	27	80	633	6,3	10	4,05	41	9	10	14	19	2,70	15
F13	15	30	42	5	15	0,22	2	7	-	-	-	-	-
F14	20	70	522	5	18	1,87	11	7	8	11	28	3,10	
F15	20	75	1099	8	13	8,74	68	12	10	14	12	1,71	15
F16	15	30	78	5	15	0,58	4	7	-	-	-	-	-
F16	15	30	78	5	15	0,58	4	7	-	-	-	-	-
F17	15	30	203	5	15	1,83	13	7	-	-	-	-	-
F18	25	70	670	-	-	-	-	-	10	7	68	4,77	15
				-	-	-	-	-	6,3	10	17	1,73	9
F19	20	50	217	5	15	2,02	14	7	-	-	-	-	-
F20	15	30	60	5	15	0,39	3	7	-	-	-	-	-
F21	20	55	620	5	24	4,94	21	7	6,3	13	6	0,88	9
F22	15	35	389	5	18	3,83	22	7	-	-	-	-	-

Fonte: Autora

Nas vigas com altura $h > 60$ cm, foram dimensionadas armaduras de pele, conforme recomenda a ABNT NBR 6118 (2007). Os resultados são apresentados na tabela 8.

Tabela 8: Armadura de Pele das Vigas

Viga	Dimensões Viga			Armadura de pele		
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	Diâmetro (mm)	L (m)
8	40	70	429	2	16	4,34
9	35	70	1100	2	12,5	10,95
F5	25	70	370	2	16	
F12	27	80	633	1,00	20	6,76
F14	20	70	522	1,00	16	5,05
F15	20	75	1099		16	10,46
F18	25	70	670		16	6,5
F19	20	50	217	-	0	2,029

Fonte: Autora

5.1.6.2 Dimensionamento dos Pilares

O dimensionamento detalhado dos pilares é apresentado no anexo H e foi realizado de acordo com a ABNT NBR 6118 (2007) e com o auxílio do Ábaco 1 de Venturini. Como não existe engastamento entre as vigas e os pilares, conforme determinado no dimensionamento das vigas, o dimensionamento dos pilares foi simplificado, não possuindo momentos fletores atuantes no topo do pilar, sendo consideradas apenas as excentricidades mínimas.

O resultado do dimensionamento dos pilares é apresentado na tabela 9.

Tabela 9 - Armadura dos Pilares

Pilar	Dimensões Pilar (cm)			Armadura			Estribos			
	b	h	l	N	Diâmetro	L (cm)	Diâmetro	S (mm)	N	Gancho
1	35	25	320	4	12,5	351,00	5	15	25,00	7
2	22	29	320	4	10	348,00	5	12	30,00	7
3	22	29	320	4	10	348,00	5	12	29,00	7
4	25	30	320	4	10	354,00	5	12	30,00	7
5	35	30	320	4	12,5	358,00	5	15	25,00	7
6	29	29	320	4	12,5	350,00	5	15	25,00	7
7	14	29	320	4	8	342,00	5	10	35,00	7
8	25	29	320	4	10	353,00	5	12	30,00	7
9	35	40	320	4	16	360,00	5	20	19,00	7
10	29	43	320	4	16	355,00	5	19	19,00	7

Fonte: Autora

5.1.6.3 Dimensionamento das Lajes

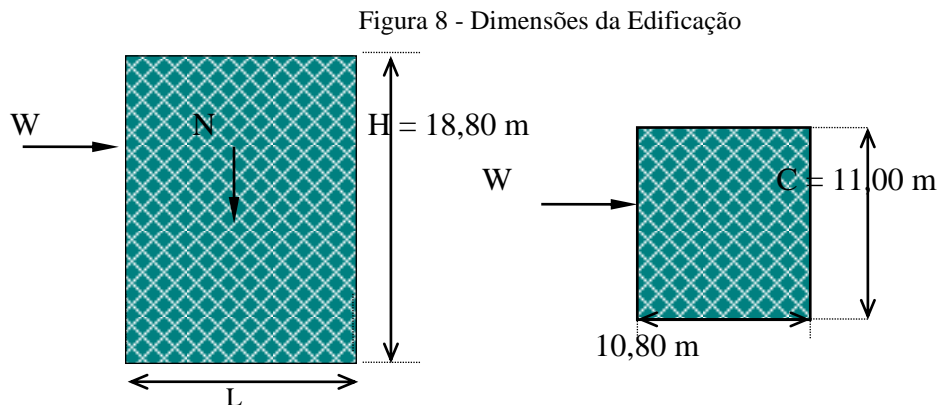
As armaduras das lajes adotadas no edifício de alvenaria estrutural são as mesmas calculadas no projeto de concreto armado, uma vez que a carga de uso é a mesma.

As lajes são do tipo maciça de concreto armado, armadas em duas direções, com espessura de 10 cm, excetuando-se as lajes do reservatório e escada, ambas com 15 cm de espessura, e a laje de cobertura do elevador com 12 cm de espessura.

O detalhamento das armaduras das lajes é apresentado no anexo I.

5.1.5 Estabilidade Global da Estrutura

Na Figura 8 tem-se o formato da edificação para verificação da estabilidade por método simplista, sendo que no decorrer do cálculo será apresentado o cálculo da estabilidade através do parâmetro α .



Fonte: Notas de Aula

Para a verificação ao tombamento é utilizada a equação 15:

$$\left(M_N = N \cdot \frac{L}{2} \right) \geq \left(M_W = W \cdot \frac{H}{2} \right) \quad (15)$$

Considerando:

Peso próprio das paredes: 15 KN/m³

Peso próprio das lajes: 3,5 KN/m²

Pressão do vento: 1,5 KN/m²

➤ **Peso total (N)**

$N = \text{Peso das Paredes} + \text{Peso das Lajes} + \text{Peso do Reservatório}$

Peso das Paredes = $\sum n.^{\circ}$ de paredes x $n.^{\circ}$ de pavimentos x pé direito x t x peso da parede

Peso das Paredes Tipo = $93,70 \times 4 \times 2,65 \times 0,14 \times 15 = 2085,76 \text{ KN}$

Peso das Paredes Térreo = $60,90 \times 1 \times 3,00 \times 0,14 \times 15 = 383,67 \text{ KN}$

Peso das Paredes = $2085,76 + 383,67 = 2469,43 \text{ kN}$

Peso das Lajes = $A \times h_{\text{laje}} \times \text{peso específico do concreto armado} \times n.^{\circ}$ pavimentos

Peso das Lajes = $123,60 \times 0,10 \times 25 \times 5 = 1545 \text{ kN}$

$N = 2.469,43 + 1.545 + 159,13 \Rightarrow N = 4.173,56$

➤ **Força do vento (W)**

$W = 11,00 \times 18,80 \times 1,5$

$W = 310,20 \text{ KN}$

➤ **Verificação ao tombamento**

$$M_N = 4173,56 \cdot \frac{11,00}{2} \Rightarrow M_N = 22.954,58 \text{ KN.m}$$

$$M_W = 310,20 \cdot \frac{18,80}{2} \Rightarrow M_W = 2.915,88 \text{ KN.m}$$

$M_N \gg M_W$

Assim, o prédio está seguro contra o tombamento segundo esta verificação simplista. Isto não garante, no entanto, que a estrutura e seus elementos tenham adequada rigidez, o que deverá ser ao longo do processo de cálculo avaliado.

5.1.5.1 Verificação da Estabilidade Global pelo coeficiente α

Além da verificação simplista, será verificada a estabilidade global da estrutura através do coeficiente α , calculado a partir da equação 16:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N}{E_{alv} \cdot \sum I}}, \text{ sendo: } \alpha \leq 0,6 \text{ para } n.^{\circ} \text{ de pavimentos } n \geq 4 \quad (16)$$

Onde:

H → altura total do prédio

N → peso total estimado do prédio

ΣI → somatório dos momentos de inércia das paredes na direção analisada

E_{alv} = módulo de deformação longitudinal da alvenaria = $400 f_p$

f_p → resistência média dos prismas de dois blocos sobrepostos, sendo o dado

$$E_{alv} = 400 \times 12 \times 10^3 = 48 \times 10^5 \text{ KN/m}^2$$

Cálculo da espessura equivalente, considerando blocos 14 x 19 x 29 cm, com relação área líquida / área bruta = 0,48:

$$te = \text{Área Líquida dos Blocos} = 194.880 = 64,96 \text{ mm}$$

Comprimento nominal do Bloco: 300mm

$$te \cong 0,0649 \text{ m}$$

A seguir serão verificadas as estabilidades nas duas direções, x e y, desconsiderando as esquadrias no somatório dos momentos de inércia.

➤ Direção X:

$$\Sigma \text{comprimentos}^3 = 210,62 \text{ m}^3$$

$$\Sigma I = \frac{0,0649 \times 210,62}{12} = 1,14 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 18,80 \cdot \sqrt{\frac{4.173,56}{48 \times 10^5 \cdot 1,14}} = 0,52 < 0,6$$

➤ Direção Y:

$$\Sigma \text{comprimentos}^3 = 448,90 \text{ m}^3$$

$$\Sigma I = \frac{0,0649 \times 448,90}{12} = 2,42 \text{ m}^4$$

$$\alpha = 18,80 \cdot \sqrt{\frac{4.173,56}{48 \times 10^5 \cdot 2,42}} = 0,36 < 0,6$$

Logo a estrutura como um todo pode ser considerada suficientemente rígida nas duas direções analisadas, dispensando a consideração dos efeitos de segunda ordem no cálculo dos esforços solicitantes, quando as forças do vento são majoradas por um coeficiente $k > 1$.

5.1.5.2 Análise das Tensões na Parede de Maior Rigidez (Parede 13)

A tabela 10 apresenta os carregamentos verticais atuantes na parede 13, do pavimento tipo, que corresponde aos trechos **c**, **d** e **e** da parede 11 no pavimento térreo, sendo esta a parede de maior rigidez da estrutura.

Tabela 10 - Cargas Verticais Atuantes na Parede 13

Pavimento	Carregamentos (KN/m)	Cargas acumuladas no nível do piso (KN/m)		
		Permanente (g)	Acidental (q)	Total (g + q)
5	<p><u>Permanente:</u> Lajes: $3,45 + 3,16 = 6,61$ Cinta: = 0,10 Parede: $2,60 \cdot 2,10 = 5,46$ Viga: = 11,66 Total = 23,83</p> <p><u>Acidental:</u> Lajes: $0,41 + 0,43 = 0,84$</p>	23,83	0,84	24,67
4	<p><u>Permanente:</u> Lajes: $4,70 + 3,67 = 8,37$ Cinta: = 0,10 Paredes: = 5,46 Viga: = 11,66 Total = 25,59</p> <p><u>Acidental:</u> Lajes: $2,21 + 1,17 = 3,38$</p>	49,42	4,22	53,64
3	<p><u>Permanente:</u> 25,59</p> <p><u>Acidental:</u> 3,38</p>	75,01	7,60	82,61
2	<p><u>Permanente:</u> 25,59</p> <p><u>Acidental:</u> 3,38</p>	100,60	10,98	111,58
1	<p><u>Permanente:</u> 25,59</p> <p><u>Acidental:</u> 3,38</p>	126,19	14,36	140,55

Fonte: Autora

➤ Cargas horizontais devidas à ação do vento e à ação equivalente do desaprumo
Fatores adotados para o vento (NBR - 6123):

⇒ Velocidade Básica $V_0 = 45$ m/s

⇒ Fator Topográfico (normal) $S_1 = 1,00$

⇒ Fator de Rugosidade $S_2 = 1,01$; ver Tabela - 2 da NBR - 6123

⇒ Classe das Unidades em Função das Dimensões < 20 m = Classe A

⇒ Fator Estatístico $S_3 = 1,00$

➤ Força do Vento:

⇒ Velocidade Característica (V_k), obtida através da equação 1:

$$V_k = 45 \times 1 \times 1,01 \times 1 = 45,45 \text{ m/s}$$

⇒ Pressão Dinâmica (q_v), calculada a partir da equação 4:

$$q_v = \frac{45,45^2}{1600} = 1,29 \text{ KN/m}^2$$

As velocidades características e pressões dinâmicas atuantes na estrutura são apresentados na tabela 11.

Tabela 11 - Perfil da Pressão Dinâmica

ALTURA (m)	S_2	V_k (m/s)	q_v (KN/m ²)
< 3,0	0,88	39,60	0,98
5	0,88	39,60	0,98
10	0,94	42,30	1,12
15	0,98	44,10	1,21
18,8	1,00	45,00	1,26

Fonte: Autora

➤ Coeficiente de Forma

Para determinação do coeficiente de forma da alvenaria, foram determinadas as relações de projeto através das equações 17 e 18:

$$\text{Relação} = \frac{h}{b} \quad (17)$$

$$\text{Proporção em planta} = \frac{a}{b} \quad (18)$$

$$\text{Relação } \frac{h}{b} = \frac{18,80}{10,80} = 1,74$$

$$\text{Proporção em Planta} = \frac{a}{b} = \frac{11,00}{10,80} = 1,01$$

Com base nessas informações obtive o coeficiente de forma da alvenaria 13 através da tabela 4 da ABNT NBR 6123 (2013) : $C_f = 1,4$.

➤ Ação equivalente do desaprumo

A ação equivalente ao desaprumo atuante na parede 13 pode ser determinada pela equação 19:

$$N \cdot \frac{\delta}{2} = \frac{f_d \cdot H^2 \cdot C}{2} \quad (19)$$

Onde:

N → força correspondente ao peso estimado do prédio;

C → o comprimento da face onde atua f_d ;

δ → o deslocamento do topo;

f_d → ação equivalente ao desaprumo.

$$f_d = \frac{N}{100 \cdot C \cdot H \cdot \sqrt{H}} \Rightarrow f_d = \frac{4.173,56}{100 \cdot 11,00 \cdot 18,8 \cdot \sqrt{18,8}} \Rightarrow f_d = 0,047 \text{ KN/m}^2$$

As ações horizontais de vento e desaprumo atuantes na parede 13 são apresentadas na tabela 12, e foram calculadas considerando a altura da laje de cada pavimento.

Tabela 12 - Cargas Horizontais - Vento e Desaprumo

Pressão do Vento e do Desaprumo “ $q_v + f_d$ ” (KN/m ²)	Forças Laterais Aplicadas nas Lajes $F = C_f \cdot (q_v + f_d) \cdot A$ (KN)	Pav n.º	Força Lateral Acumulada no Nível da Laje “ F_p ” (KN)	Momento Fletor Acumulado no Piso do Pavimento “ M_p ” (KN.m)
1,265 + 0,047	18,80			
1,215 + 0,047	14,15 $\Rightarrow (1,4 \times 1,312 \times 4,65 \times 10,8) = 92,29$	C	92,29	
1,118 + 0,047	11,40 $\Rightarrow (1,4 \times 1,262 \times 2,75 \times 10,8) = 52,49$	5	144,78	429,14
0,980 + 0,047	8,65 $\Rightarrow (1,4 \times 1,262 \times 2,75 \times 10,8) = 52,49$	4	197,28	827,29
	5,90 $\Rightarrow (1,4 \times 1,165 \times 2,75 \times 10,8) = 48,45$	3	245,73	1.369,80
	3,15 $\Rightarrow (1,4 \times 1,027 \times 3,15 \times 10,8) = 48,45$	2	294,18	2.045,57
		1		2.854,57

Fonte: Autora

➤ Distribuição das Forças Laterais e Momentos Fletores Acumulados Devidos ao Vento na Parede 13

Primeiramente calculou-se o coeficiente de distribuição “C” da parede 13, através da equação 20:

$$C = \frac{R}{\Sigma R} \quad (20)$$

Onde:

R é a rigidez da parede analisada, ou seja, seu momento de inércia;

ΣR , é o somatório das rigidezes das paredes na direção analisada (direção y);

Assim:

Rigidez R da parede analisada: $5,80^3 = 195,11$

$\Sigma R = 945,11$

$$C = \frac{195,11}{945,11} \Rightarrow C = 0,2064$$

Tabela 13: Esforços Solicitantes na Parede 13 Devido à Ação de Vento

Pavimento	Forças Laterais e Momentos		Coeficiente de Distribuição	Esforços Solicitantes na Parede 13	
	n.º	F _p		M _p	Cortante Q
5	92,29	429,14	0,2064	19,05	88,57
4	144,78	827,29		29,88	170,75
3	197,28	1369,80		40,72	282,73
2	245,73	2045,57		50,72	422,21
1	294,18	2854,57		60,72	589,18

Fonte: Autora

➤ Tensões de Serviço na Parede 13

As tensões de compressão atuantes na parede 13 devido as cargas verticais, permanentes e acidentais, são apresentadas na tabela 14.

Tabela 14 - Tensões de Compressão Devidas às Cargas Verticais Permanentes e Acidentais

Pavimento	Carga Vertical g + q (KN/m)	Área bruta da Alvenaria por Metro Linear (mm ² /m)	Tensão de Compressão na Alvenaria - f _{alv, c} (MPa)
5	24,67	140.000	0,17
4	53,64		0,38
3	82,61		0,59
2	111,58		0,79
1	140,55		1,00

Fonte: Autora

As tensões de flexo-compressão atuantes na parede 13, devidas ao vento e a carga permanente, são apresentadas na tabela 15. Para determinação das tensões foram utilizadas as equações 21, 22 e 23:

$$f_{\text{alv,c}} = \frac{g}{t} \quad (21)$$

Onde:

g é a carga vertical permanente atuante em cada pavimento em kN/m;

t é a espessura da alvenaria em mm, neste caso $t = 140$ mm;

$$f_{\text{alv,f}} = \frac{M}{W_b} \quad (22)$$

$$W_b = \frac{t \cdot d^2}{6} \quad (23)$$

Onde:

M é o momento fletor atuante na parede 13, devido as ações do vento, conforme determinado na tabela 13;

t é a espessura equivalente já calculada;

d é o comprimento da parede analisada;

Tabela 15 - Tensões de Flexo - Compressão de Borda Devidas ao Vento e à Carga Permanente

Pavimento n.º	g (KN/m)	M (KN.m)	$f_{\text{alv,c}}$ (MPa)	$f_{\text{alv,f}}$ (MPa)	Tensões de Borda (MPa)	
					$f_{\text{alv,c}} + f_{\text{alv,f}}$	$f_{\text{alv,c}} - f_{\text{alv,f}}$
5	23,83	88,57	0,17	0,11	0,28	0,06
4	49,42	170,75	0,35	0,21	0,56	0,14
3	75,01	282,73	0,54	0,36	0,9	0,18
2	100,60	422,21	0,72	0,53	1,25	0,19
1	126,19	589,18	0,90	0,75	1,65	0,15

Fonte: Autora

A tabela 16 apresenta os valores de tensões de cisalhamento devidas ao vento na área, determinada através da equação 24:

$$\tau_{\text{alv}} = \frac{V}{d \cdot t_e} \quad (24)$$

Onde: V é o esforço cortante atuante na parede 13, já determinado na tabela 13; d é o comprimento da parede analisada; t_e é a espessura equivalente já calculada;

Tabela 16 - Tensões de Cisalhamento Devidas ao Vento (área líquida)

Pavimento	V (KN)	d.t _e (mm ²)	τ _{alv} (MPa)
5	19,05	376,42	0,05
4	29,88		0,08
3	40,72		0,11
2	50,72		0,13
1	60,72		0,16

Fonte: Autora

➤ Verificação da Segurança

- Verificação ao Cisalhamento:

$\tau_{alv} = 0,16 MPa > \bar{\tau}_{alv} = 0,15 MPa$, limite estipulado na Tabela 2 da ABNT NBR 15812-1 (2010). Entretanto, por se tratar de uma diferença pequena, pode ser considerada aceitável.

- Verificação à Tração:

A verificação à tração é realizada utilizando-se a equação 25:

$$f_{alv,c} - f_{alv,f} > 0 \quad (25)$$

$0,90 - 0,75 = 0,15 > 0$, portanto não existe tração atuante.

- Verificação à Compressão:

Determinação da resistência do prisma no 1º pavimento, através das equações 25 e 26:

Atendendo à tensão de compressão admissível:

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,178 \cdot f_p \quad (25)$$

$$f_p \geq \frac{0,90}{0,178} \Rightarrow f_p = 5,05 MPa$$

Atendendo à inequação das tensões combinadas

$$f_p \geq 4,22 f_{alv,c} + 2,50 f_{alv,f} \quad (26)$$

$$f_p \geq 4,22 \cdot 0,90 + 2,50 \cdot 0,75$$

$$f_p \geq 5,67 MPa$$

O prisma adotado no cálculo à compressão é de 11,4 MPa e atende à esta determinação.

5.2 Edifício em Concreto Armado

O dimensionamento do edifício em concreto armado foi realizado pela autora e colaboradores, na disciplina de Projeto de Concreto Armado ministrada pelo professor Ricardo de Almeida, no segundo semestre de 2012. O projeto foi elaborado com a orientação do professor mencionado, utilizando-se o software CAD-TQS e obedecendo as prescrições da ABNT NBR 6118 (2007).

A estrutura dimensionada totaliza 31 pilares, 29 vigas de fundação, 21 vigas no pavimento térreo, 20 vigas no pavimento tipo e 19 vigas de cobertura.

A classe de agressividade admitida na supra-estrutura foi a classe 1 – fraca, sendo os cobrimentos adotados conforme a tabela 7.2 da ABNT NBR 6118 (2007): 2,5 cm para pilares e vigas e 2cm para as lajes.

No dimensionamento das vigas de fundação foi considerada classe de agressividade II – moderada, adotando-se o cobrimento de 3 cm.

As lajes são do tipo maciça de concreto armado, com espessura de 10 cm, excetuando-se as vigas da escada e do reservatório, ambas com 15 cm de espessura.

As cargas de uso das lajes consideradas no dimensionamento são as mesmas consideradas no projeto em alvenaria estrutural (apresentado na tabela 3), e o detalhamento das armaduras está no anexo I.

As armaduras das vigas estão relacionadas no anexo J e dos pilares no anexo K.

5.3 Orçamento e Análise dos Resultados

Neste trabalho, objetiva-se analisar economicamente apenas os custos referentes a estrutura da edificação. Portanto, o levantamento de custos e o orçamento ficará restrito aos elementos estruturais e alvenaria de vedação.

Primeiramente, foi realizado o levantamento dos quantitativos de material empregados na estrutura dos dois projetos: alvenaria estrutural e concreto armado. Após, utilizando-se as “Tabelas para Composições de Preços para Orçamentos” – TCPO (PINI, 2010), foram montadas as composições para orçamento de cada material, e por fim, os preços dos insumos foram atualizados através de cotação de preços com os fornecedores locais. No caso de fornecedores de outra região, o preço do frete foi embutido ao preço do produto.

O levantamento dos quantitativos foi realizado levando-se em consideração alguns critérios de medição, a serem dissertados a seguir.

5.3.1 Levantamento dos Quantitativos do Projeto em Alvenaria Estrutural

Conforme calculado no dimensionamento estrutural da alvenaria, os blocos adotados são de 7 MPa e 10 MPa. No levantamento dos quantitativos, foram descontadas as áreas de esquadrias e acrescidos 10% a metragem total, para considerar as despesas com os demais elementos da alvenaria, tais como compensadores, meio blocos, etc.

Nos encontros de todas as paredes foi considerado uma armadura construtiva de amarração, cujo aço a ser utilizado é CA-50 de diâmetro 10 mm. Nas esquadrias, foram determinadas vergas e contravergas do tipo canaleta, com transpasse de 30 cm, ou seja, 1 bloco canaleta em cada lado da esquadria.

O volume de graute foi calculado para atender as contravergas, vergas e cintas, a armadura de amarração das paredes, bem como para preencher os blocos determinados grauteados no dimensionamento estrutural.

No levantamento das armaduras das vigas, lajes e pilares, foram acrescentados 10% ao valor total, para consideração das perdas de corte e dobra na obra. As formas foram quantificadas levando-se em consideração a quantidade de reaproveitamentos, e as escoras não foram quantificadas, pois a composição das formas já considera escoramentos.

5.3.2 Levantamento dos Quantitativos do Projeto em Concreto Armado

Na medição da alvenaria de vedação, foram descontadas a área de esquadrias.

Nas esquadrias foram consideradas vergas e contravergas de concreto armado, com transpasse de 30 cm.

No levantamento das armaduras das vigas, lajes e pilares, foram acrescentados 10% ao valor total, para consideração das perdas com corte e dobra realizados na obra. As formas foram quantificadas levando-se em consideração a quantidade de reaproveitamentos, e as escoras não foram quantificadas, pois a composição das formas já considera escoramentos.

5.3.3 Preços e Composições

As composições utilizadas estão no anexo L e os insumos com as respectivas cotações de preços no anexo M.

5.3.4 Orçamento e Análise dos Resultados

Com base nas composições adotadas e no levantamento dos quantitativos conforme os critérios de medição já mencionados, foram realizados os orçamentos do edifício em alvenaria estrutural e concreto armado.

O orçamento realizado para o edifício de alvenaria estrutural e concreto armado é apresentado nas tabelas 17 e 18, respectivamente.

Tabela 17 - Orçamento Alvenaria Estrutural

ORÇAMENTO ALVENARIA ESTRUTURAL				
DESCRIÇÃO	UN	PREÇO (R\$)	QUANTIDADE	TOTAL (R\$)
Armadura de aço para pilares, CA-60 5mm	KG	5,66	42,59	240,97
Armadura de aço para pilares, CA-50 8mm	KG	5,89	5,94	34,97
Armadura de aço para pilares, CA-50 10mm	KG	5,77	38,06	219,59
Armadura de aço para pilares, CA-50 12.5mm	KG	5,59	44,85	250,94
Armadura de aço para pilares, CA-50 16mm	KG	5,44	49,60	270,06
Armadura de aço para vigas, CA-50 5mm	KG	6,58	150,86	992,15
Armadura de aço para vigas, CA-50 6.3mm	KG	7,11	108,67	772,53
Armadura de aço para vigas, CA-50 8mm	KG	7,00	254,84	1.784,85
Armadura de aço para vigas, CA-50 10mm	KG	6,69	276,93	1.852,04
Armadura de aço para vigas, CA-50 12.5mm	KG	6,51	164,19	1.069,38
Armadura de aço para vigas, CA-50 16mm	KG	6,54	500,10	3.268,75
Armadura de aço para vigas, CA-50 20mm	KG	6,39	331,43	2.116,25
Armadura de aço para vigas, CA-50 25mm	KG	6,53	605,87	3.958,11
Armadura de aço para lajes, CA-60 5mm	KG	7,24	129,93	940,35
Armadura de aço para lajes, CA-50 6.3mm	KG	7,77	8.787,59	68.277,10
Armadura de aço para lajes, CA-50 8mm	KG	7,66	874,95	6.706,09
Armadura de aço para lajes, CA-50 10mm	KG	7,35	882,31	6.483,69
Armadura de aço para lajes, CA-50 12.5mm	KG	7,17	199,15	1.428,69
Armadura de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro 10 mm	KG	7,60	1.533,68	11.655,91
Concreto estrutural fck 25 MPa	M ³	290,05	83,55	24.233,35
Grout - preparo e lançamento	M ³	298,57	20,06	5.989,99
Alvenaria de vedação com blocos cerâmico furado, 9 x 14 x 19 cm	M ²	32,74	194,66	6.372,28
Alvenaria estrutural com blocos cerâmico, 14 x 19 x 29 cm – f _{bk} = 7MPa	M ²	28,97	979,10	28.365,03
Alvenaria estrutural com blocos cerâmico, 14 x 19 x 29 cm – f _{bk} = 10MPa	M ²	31,18	161,06	5.022,00
Verga /cinta em bloco cerâmico canaleta 14 x 19 x 29 cm	M	13,57	835,00	11.330,83
Forma com chapa compensada resinada, incluso contraventamentos / escoramentos	M ²	140,22	640,89	89.867,43
Forma com chapa compensada resinada, incluso contraventamentos/ escoramentos 3 aproveitamentos	M ²	50,15	41,18	2.065,21
Forma com chapa compensada resinada, , incluso contraventamentos/ escoramentos 2 aproveitamentos	M ²	72,70	1.092,05	79.394,61
CUSTO TOTAL ALVENARIA ESTRUTURAL				364.963,15

Fonte: Autora

Tabela 18 - Orçamento Concreto Armado

ORÇAMENTO CONCRETO ARMADO				
DESCRIÇÃO	UN	PREÇO (R\$)	QUANTIDADE	TOTAL (R\$)
Armadura de aço para pilares, CA-60 5mm	KG	5,66	644,40	3.648,93
Armadura de aço para pilares, CA-50 6.3mm	KG	6,19	5,93	36,70
Armadura de aço para pilares, CA-50 10mm	KG	5,77	1.427,98	8.243,10
Armadura de aço para pilares, CA-50 125.mm	KG	5,60	16,95	94,85
Armadura de aço para vigas, CA-60 4.2mm	KG	6,55	409,46	2.681,26
Armadura de aço para vigas, CA-60 5mm	KG	6,58	45,57	299,90
Armadura de aço para vigas, CA-50 6.3mm	KG	7,11	71,96	511,56
Armadura de aço para vigas, CA-50 8mm	KG	7,00	269,77	1.888,20
Armadura de aço para vigas, CA-50 10mm	KG	6,69	988,87	6.616,81
Armadura de aço para vigas, CA-50 12.5mm	KG	6,52	897,23	5.845,71
Armadura de aço para vigas, CA-50 16mm	KG	6,54	463,46	3.029,77
Armadura de aço para lajes, CA-60 5mm	KG	7,24	129,93	940,97
Armadura de aço para lajes, CA-50 6.3mm	KG	7,77	8.787,59	68.281,04
Armadura de aço para lajes, CA-50 8mm	KG	7,66	874,95	6.702,27
Armadura de aço para lajes, CA-50 10mm	KG	7,35	882,31	6.486,89
Armadura de aço para lajes, CA-50 12.5mm	KG	7,18	199,15	1.429,12
Concreto estrutural 25 MPa	M ³	290,05	142,07	41.206,85
Alvenaria de vedação com blocos cerâmico furado 9 x 14 x 19 cm,	M ²	28,99	1.265,80	36.689,26
Verga reta moldada no local	M ³	1293,21	1,68	2.174,40
Forma com chapa compensada resinada, incluso Contraventamentos / escoramentos	M ²	140,22	641,96	90.018,51
Forma com chapa compensada resinada, incluso contraventamentos/ escoramentos com 2 aproveitamentos	M ²	72,70	1.613,55	117.309,01
TOTAL ORÇAMENTO CONCRETO ARMADO				423.789,22

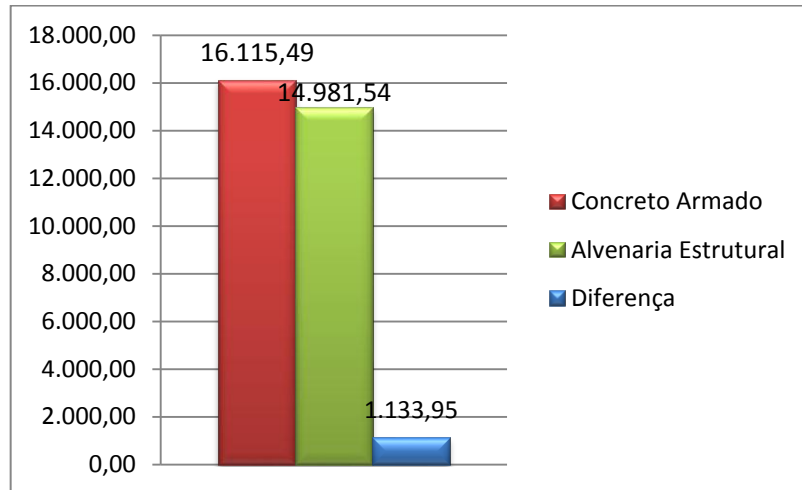
Fonte: Autora

Com base nos orçamentos apresentados, constata-se a economia de 13,88 % dos custos com estrutura e vedação com a adoção do sistema em alvenaria estrutural. A seguir serão analisados o consumo dos principais insumos empregados no orçamento.

O gráfico 1 apresenta o comparativo de consumo de aço utilizado, indicando uma variação muito pequena entre os dois sistemas. Isso se deve ao fato de, apesar de possuir menos elementos estruturais em concreto armado, as vigas dimensionadas no sistema de

alvenaria estrutural são fartamente armadas, uma vez que possuem carregamentos muito elevados.

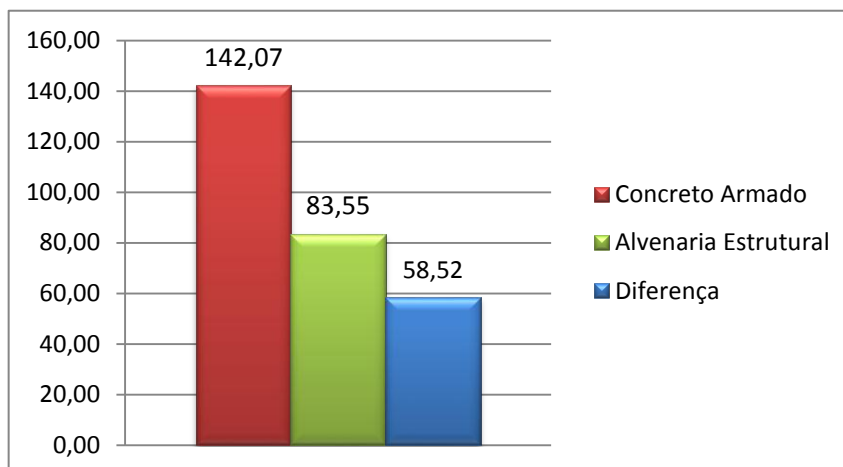
Gráfico 1 - Comparativo no consumo de Aço (kg)



Fonte: Autora

O gráfico 2 compara o volume de concreto utilizado nos dois sistemas construtivos, indicando uma redução significativa no volume de concreto no sistema de alvenaria estrutural. A quantidade superior de vigas e pilares no sistema de concreto armado justifica esta variação, sendo este o insumo que apresentou maior economia no sistema de alvenaria estrutural. O quantitativo de graute utilizado na alvenaria não está considerado nos quantitativos apresentados no gráfico 2.

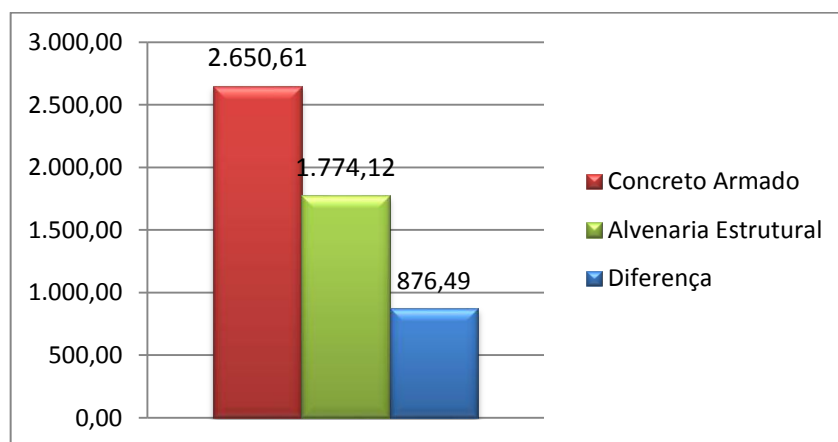
Gráfico 2 - Comparativo no consumo de Concreto (m³)



Fonte: Autora

No gráfico 3 analisa-se a área de formas utilizadas nas estruturas de concreto armado e alvenaria estrutural, onde também se verifica uma economia expressiva com a adoção do sistema de alvenaria estrutural. A razão desta variação é a mesma verificada no consumo de concreto: o alto número de vigas e pilares utilizados no sistema de concreto armado, quando comparado ao sistema de alvenaria estrutural. Entretanto é necessário atentar para o fato de que, no edifício de concreto armado, por possuir repetição de elementos estruturais no pavimento tipo, haverá a reutilização de formas, o que não ocorrerá na alvenaria estrutural.

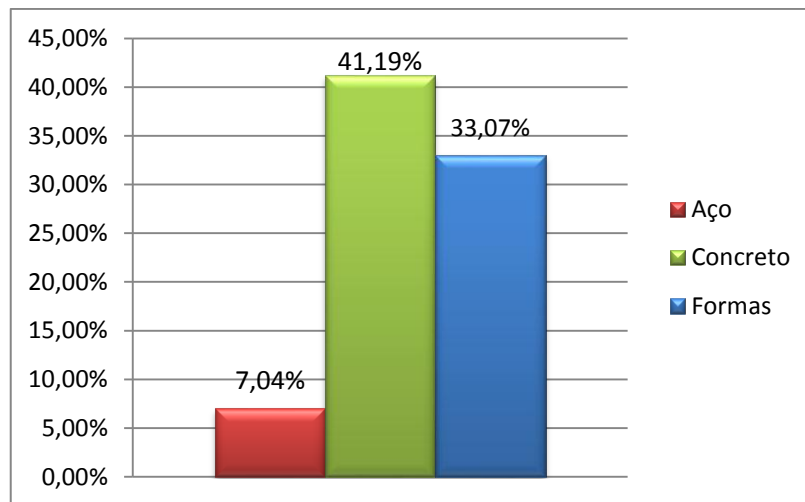
Gráfico 3 - Comparativo no consumo de Formas (m²)



Fonte: Autora

No gráfico 4 é apresentado os insumos nos quais a alvenaria estrutural apresentou vantagem econômica quando comparada ao sistema convencional. O insumo de maior variação foi o concreto, com 41,19% de economia, seguido das formas, com 33,07% e, por ultimo, do aço, com uma pequena diferença de 7,04%.

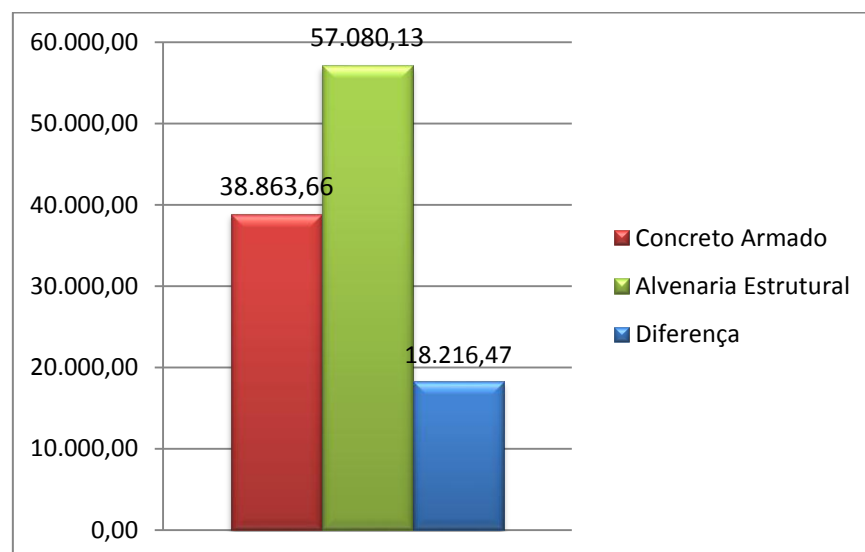
Gráfico 4 - Economia com a adoção da Alvenaria Estrutural (%)



Fonte: Autora

Entretanto, analisando os custos, em reais, da execução da alvenaria, é o concreto armado quem apresenta uma economia expressiva: 31,91% na redução de custos, conforme apresenta o gráfico 5. Esta comparação considerou os custos com blocos, argamassa de assentamento, mão de obra, vergas e contravergas, e, no caso da alvenaria estrutural, os custos com graute e armaduras de amarração. Esta variação é explicada pelo fato de que, por possuir função estrutural, o sistema de alvenaria estrutural necessitou de consumo de graute e armaduras construtivas, elementos não presentes na alvenaria de vedação do edifício convencional.

Gráfico 5 - Comparativo nos custos da alvenaria (R\$)



Fonte: Autora

6. CONCLUSÃO

Analisando primeiramente a adaptação do projeto do edifício modelo adotado para o sistema de alvenaria estrutural, verifica-se que a mesma foi dificultada por certos aspectos do projeto arquitetônico, como os grandes vãos no pavimento tipo e, principalmente, ao número considerável de paredes do pavimento tipo que não seguem até o pavimento térreo.

Para viabilizar estes fatores foi necessário o arranjo de pilares e vigas de concreto armado, muitas destas de seção robusta e fartamente armadas para absorver os altos carregamentos à que estavam submetidas, o que, além de contribuir para o aumento no consumo de concreto, aço e formas, aumentou o carregamento das alvenarias estruturais, elevando a resistência necessária do prisma, e levando a necessidade de blocos de 10 MPa no pavimento térreo, e, nos pontos mais solicitados, ao grauteamento dos blocos.

Diante disso, é possível concluir a importância do desenvolvimento de um projeto arquitetônico planejado e pensado para o sistema estrutural que se pretende adotar. No caso da alvenaria estrutural alguns aspectos interferem diretamente no custo da obra, tais como a adoção de vãos intermediários e, principalmente, de alvenarias do pavimento tipo que findam no pavimento térreo, evitando a existência de carregamentos muito elevados na alvenaria.

Mesmo com estes fatores adversos, ao analisar os resultados obtidos, verificou-se que a adoção do projeto em alvenaria estrutural para o edifício modelo adotado, se traduziu numa economia significativa de 13,88% nos custos com estrutura e vedação, quando comparado ao sistema tradicional de concreto armado, consagrando a alvenaria estrutural como uma opção construtiva viável para o empreendimento estudado.

Os insumos que mais contribuíram para esta redução foram o consumo de concreto e de formas, que apresentaram, respectivamente, 41,19% e 33,07% de economia. Uma vez que o sistema de alvenaria estrutural apresenta uma quantidade muito inferior de elementos de concreto armado, quando comparada à estrutura convencional, o volume de concreto e área de formas utilizadas sofreram uma representativa redução. Outro fator que contribuiu para a economia do sistema de alvenaria estrutural foram à inexistência de esforços de tração devido ao vento atuante na alvenaria, o que dispensou a disposição de armaduras de tração.

Já o consumo de aço sofreu pouca variação entre os dois sistemas, uma vez que a alvenaria estrutural apresentou elementos estruturais com uma alta taxa de armadura para viabilizar a adaptação do projeto original do edifício estudado.

É importante ressaltar que este trabalho trata de um estudo de caso e não apresenta resultados para uso generalizado em todas as edificações, uma vez que cada projeto tem suas particularidades, entretanto pode fornecer parâmetros que auxiliem na análise do sistema construtivo mais adequado, especialmente para empreendimentos que apresentam características semelhantes ao edifício objeto deste estudo.

Por fim, ressalta-se que a escolha do sistema construtivo mais adequado é algo particular de cada empreendimento, e deve ser cuidadosamente analisada, de acordo com as necessidades e peculiaridades de cada projeto, considerando as vantagens e as limitações de cada sistema construtivo.

Ressalta-se que esta decisão não deve se restringir apenas aos fatores econômicos, mas sim, considerar as implicações de cada sistema na edificação. A adoção do sistema de alvenaria estrutural, por exemplo, apesar de em muitos casos apresentar vantagem econômica, implica em certas limitações no desenvolvimento do projeto arquitetônico. Além do projeto arquitetônico, outros fatores devem ser analisados, como prazo de execução, materiais e mão de obras disponíveis e padrão construtivo do empreendimento.

REFERÊNCIAS

- ACCETTI, Kristiane Mattar. *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria*. 1998. Dissertação - Escola de Engenharia, Universidade de São Carlos, São Carlos, 1998.
- ALVA, G.M.S.; EL DEBS, A.L.H.C.; GIONGO, J.S. *Concreto armado: projeto de pilares de acordo com a NBR 6118:2003*. Notas de Aula - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2008.
- ARAUJO, José Milton. *Curso de Concreto Armado*. Rio Grande: Editora Dunas, 2010. 257 p., v1.
- ARAUJO, José Milton. *Curso de Concreto Armado*. Rio Grande: Editora Dunas, 2010. 396 p., v.2.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 5738: Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos-de-prova*. Rio de Janeiro, 2008.
- _____. *NBR 5739: Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. *NBR 6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 2000.
- _____. *NBR 6123: forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 2013.
- _____. *NBR 6136: blocos vazados de concreto simples para alvenaria: requisitos*. Rio de Janeiro, 2007.
- _____. *NBR 6892-1: Materiais metálicos — Ensaio de Tração. Parte 1: Método de ensaio à temperatura ambiente*. Rio de Janeiro, 2013.

_____. *NBR 7480*: Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado. Rio de Janeiro, 2007.

_____. *NBR 8522*: Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Rio de Janeiro, 2008.

_____. *NBR 8681*: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. *NBR 13279*: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão. Rio de Janeiro, 2005.

_____. *NBR 13281*: Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. *NBR 15270-2*: componentes cerâmicos. Parte 2: blocos cerâmicos para alvenaria estrutural: terminologia e requisitos. Rio de Janeiro, 2005.

_____. *NBR 15812-1*: alvenaria estrutural: blocos cerâmicos. Parte 1: projetos. Rio de Janeiro, 2010.

_____. *NBR 15961-1*: alvenaria estrutural: blocos de concreto. Parte 1: projeto. Rio de Janeiro, 2011.

CAMACHO, Jefferson Sidney. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo, UNESP, 2006.

CAMPOS FILHO, Américo. *Projeto de lajes maciças de concreto armado*. Notas de Aula - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CAMPOS FILHO, Américo. *Projeto de pilares de concreto armado*. Notas de Aula - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CAMPOS FILHO, Américo. *Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado*. Notas de Aula - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO FILHO, J.R. *Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado*. 3. ed. São Carlos: Editora EdUFSCar, 2007.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. *Estruturas de Concreto Armado – Fundamentos de Projeto, Dimensionamento e Verificação*. 2ª Ed. Brasília: Editora UnB, 2008.

FIGUEIRÓ, Wendell Oliveira. *Racionalização do Processo Construtivo de Edifícios em Alvenaria Estrutural*. 2009. Monografia – Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2009.

KIPPER, Jeovane. *Alvenaria estrutural: análise comparativa da ação do vento em um edifício com blocos de concreto e blocos cerâmicos*. 2012. Trabalho de Curso – Universidade de Santa Cruz do Sul, Santa Cruz do Sul, 2012.

LAVANDOSCKI, Fabio Loveni. *Estudo comparativo entre soluções para edifícios de alvenaria estrutural em função do número de paredes estruturais e tipo de laje*. 2010. Dissertação – Mestrado (Programa de Pós-Graduação em Construção Civil) - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2010.

MANZIONE, Leonardo. *Projeto e execução de alvenaria estrutural*. 2. ed. São Paulo: O Nome da Rosa, 2007.

MELGES, José Luiz Pinheiro. *Estabilidade Global*. Notas de Aula - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Ilha Solteira, 2009.

MUSSO JUNIOR, Fernando. *Dimensionamento de estruturas de concreto armado*. Notas de aula - Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória, 2011.

PAES, Marta Silveira. *Interações entre edifício de alvenaria estrutural e pavimento em concreto armado considerando-se o efeito arco com a atuação de cargas verticais e ações horizontais*. Dissertação - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2008.

PARSEKIAN, G. A.; HAMID, A. A.; DRYSDALE, R. G. *Comportamento e dimensionamento de alvenaria estrutural*. São Paulo: EDUFSCar, 2012.

PARSEKIAN, G. A.; SOARES, M. M. *Alvenaria Estrutural em blocos cerâmicos: Projeto, Execução e Controle*. São Paulo: Pini, 2011.

PINHEIRO, Libânio M. *Fundamentos do concreto e projeto de edifícios*. Notas de Aula - Universidade de São Carlos, São Carlos, 2010.

RAMALHO, R. A.; CORRÊA, M. R. S. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Pini, 2003.

RIBEIRO, Jairo Fonseca. *Estabilidade Global em edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto*. 2010. Trabalho de Diplomação – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C. Nascimento; ARAÚJO, H. N. *Construindo em alvenaria estrutural*. Florianópolis: Ed. da UFSC, 1999.

SILVA, André Metzger, COSTA, Cláiser Gonçalves. *Alvenaria estrutural com bloco cerâmico*. 2007. Dissertação - Universidade do Sul de Santa Catarina, Tubarão, 2007.

SONDA, Rafael. *Alvenaria estrutural: um processo construtivo racionalizado*. 2007. Dissertação - Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

ANEXO A – Planta de 1ª Fiada do Pavimento Térreo, Tipo e Reservatório

ANEXO B – Reações das Lajes

Reações das Lajes do Reservatório						
Laje		Carga (kN/m ²)	Área (m ²)	L (m)	Reação	Reação (Kgf/m)
LRa	R1	15,46	1,75	2,65	10,21	1.040,77
	R2	15,46	1,75	2,65	10,21	1.040,77
	R3	15,46	4,22	4,51	14,46	1.474,68
	R4	15,46	4,22	4,51	14,46	1.474,68
LRb	R1	3,00	1,75	2,65	1,98	202,02
	R2	3,00	1,75	2,65	1,98	202,02
	R3	3,00	5,73	5,65	3,04	310,24
	R4	3,00	5,73	5,65	3,04	310,24
Reações das Lajes de Cobertura						
Laje		Carga (kN/m ²)	Área (m ²)	L (m)	Reação	Reação (Kgf/m)
L16	R1	4	1,48	2,60	2,28	232,18
	R2	4	1,48	2,60	2,28	232,18
	R3	4	0,65	1,65	1,58	160,68
	R4	4	0,65	1,65	1,58	160,68
L17	R1	4	1,76	2,65	2,66	270,89
	R2	4	1,76	2,65	2,66	270,89
	R3	4	2,62	3,30	3,18	323,83
	R4	4	2,62	3,30	3,18	323,83
L18	R1	4	2,93	3,45	3,40	346,40
	R2	4	2,93	3,45	3,40	346,40
	R3	4	2,25	3,00	3,00	305,91
	R4	4	2,25	3,00	3,00	305,91
L19	R1	4	1,72	2,60	2,65	269,83
	R2	4	1,72	2,60	2,65	269,83
	R3	4	2,70	3,40	3,18	323,90
	R4	4	2,70	3,40	3,18	323,90
L20	R1	4	0,95	1,95	1,95	198,71
	R2	4	0,95	1,95	1,95	198,71
	R3	4	2,09	3,12	2,68	273,23
	R4	4	2,09	3,12	2,68	273,23
L21	R1	4	1,27	2,30	2,21	225,22
	R2	4	1,27	2,30	2,21	225,22
	R3	4	0,86	1,85	1,86	189,61
	R4	4	0,86	1,85	1,86	189,61
L22	R1	4	1,73	2,65	2,61	266,28
	R2	4	1,73	2,65	2,61	266,28
	R3	4	1,38	2,35	2,35	239,52
	R4	4	1,38	2,35	2,35	239,52
L23	R1	4	0,33	1,15	1,15	117,04
	R2	4	0,33	1,15	1,15	117,04
	R3	4	1,85	3,80	1,95	198,57
	R4	4	1,85	3,80	1,95	198,57
L24	R1	4	1,19	2,65	1,80	183,16
	R2	4	1,19	2,65	1,80	183,16
	R3	4	0,33	1,15	1,15	117,04
	R4	4	0,33	1,15	1,15	117,04

L25	R1	4	1,29	2,30	2,24	228,77
	R2	4	1,29	2,30	2,24	228,77
	R3	4	0,95	1,95	1,95	198,71
	R4	4	0,95	1,95	1,95	198,71
L26	R1	4	5,13	4,55	4,51	459,87
	R2	4	5,13	4,55	4,51	459,87
	R3	4	8,02	5,78	5,55	565,95
	R4	4	8,02	5,78	5,55	565,95
L27	R1	4	1,76	2,65	2,66	270,89
	R2	4	1,76	2,65	2,66	270,89
	R3	4	3,61	4,05	3,57	363,57
	R4	4	3,61	4,05	3,57	363,57
L28	R1	4	2,98	3,45	3,46	352,31
	R2	4	2,98	3,45	3,46	352,31
	R3	4	4,01	4,05	3,96	403,85
	R4	4	4,01	4,05	3,96	403,85
L29	R1	4	3,35	4,55	2,95	300,31
	R2	4	3,35	4,55	2,95	300,31
	R3	4	0,83	1,86	1,78	182,01
	R4	4	0,83	1,86	1,78	182,01
L30	R1	4	0,96	1,95	1,97	200,80
	R2	4	0,96	1,95	1,97	200,80
	R3	4	0,96	1,96	1,96	199,78
	R4	4	0,96	1,96	1,96	199,78
L31	R1	4	10,03	10,65	3,77	384,13
	R2	4	20,85	10,65	7,83	798,53
	R3	4	11,00	10,85	4,06	413,52
	R4	4	10,32	10,85	3,80	387,96
Reações das Lajes do Pavimento Tipo						
	Laje	Carga Total	Área (m²)	L (m)	Reação	Reação (Kgf/m)
L01	R1	5,50	3,30	2,60	6,98	711,83
L02	R1	6,73	1,40	2,60	3,62	369,41
	R2	6,73	1,40	2,60	3,62	369,41
	R3	6,73	0,65	1,65	2,65	270,26
	R4	6,73	0,65	1,65	2,65	270,26
L03	R1	5,00	2,93	3,45	4,25	433,00
	R2	5,00	2,93	3,45	4,25	433,00
	R3	5,00	2,25	3,00	3,75	382,39
	R4	5,00	2,25	3,00	3,75	382,39
L04	R1	6,25	1,76	2,65	4,15	423,27
	R2	6,25	1,76	2,65	4,15	423,27
	R3	6,25	2,62	3,30	4,96	505,99
	R4	6,25	2,62	3,30	4,96	505,99
L05	R1	5,50	1,72	2,60	3,64	371,01
	R2	5,50	1,72	2,60	3,64	371,01
	R3	5,50	2,70	3,40	4,37	445,37
	R4	5,50	2,70	3,40	4,37	445,37
L06	R1	5,00	0,95	1,95	2,44	248,39
	R2	5,00	0,95	1,95	2,44	248,39
	R3	5,00	2,09	3,12	3,35	341,53

	R4	5,00	2,09	3,12	3,35	341,53
L07	R1	6,63	1,27	2,30	3,66	373,34
	R2	6,63	1,27	2,30	3,66	373,34
	R3	6,63	0,86	1,85	3,08	314,31
	R4	6,63	0,86	1,85	3,08	314,31
L08	R1	10,27	1,73	2,65	6,70	683,56
	R2	10,27	1,73	2,65	6,70	683,56
	R3	10,27	1,38	2,35	6,03	614,88
	R4	10,27	1,38	2,35	6,03	614,88
L09	R1	5,00	0,33	1,15	1,43	146,30
	R2	5,00	0,33	1,15	1,43	146,30
	R3	5,00	1,85	3,80	2,43	248,22
	R4	5,00	1,85	3,80	2,43	248,22
L10	R1	5,00	1,19	2,65	2,25	228,95
	R2	5,00	1,19	2,65	2,25	228,95
	R3	5,00	0,33	1,15	1,43	146,30
	R4	5,00	0,33	1,15	1,43	146,30
L11	R1	5,00	1,29	2,30	2,80	285,96
	R2	5,00	1,29	2,30	2,80	285,96
	R3	5,00	0,95	1,95	2,44	248,39
	R4	5,00	0,95	1,95	2,44	248,39
L12	R1	6,49	5,13	4,55	7,32	746,29
	R2	6,49	5,13	4,55	7,32	746,29
	R3	6,49	8,02	5,78	9,01	918,44
	R4	6,49	8,02	5,78	9,01	918,44
L13	R1	5,00	1,76	2,65	3,32	338,62
	R2	5,00	1,76	2,65	3,32	338,62
	R3	5,00	3,61	4,05	4,46	454,46
	R4	5,00	3,61	4,05	4,46	454,46
L14	R1	5,00	2,98	3,45	4,32	440,39
	R2	5,00	2,98	3,45	4,32	440,39
	R3	5,00	4,01	4,05	4,95	504,81
	R4	5,00	4,01	4,05	4,95	504,81
L15	R1	5,00	3,35	4,55	3,68	375,38
	R2	5,00	3,35	4,55	3,68	375,38
	R3	5,00	0,83	1,86	2,23	227,51
	R4	5,00	0,83	1,86	2,23	227,51

ANEXO C – Reações das Vigas

Pavimento	Viga	Carga	Reações	Descarrega
Reservatório	Viga 25	1040,77 Kgf/m	1734,61 Kgf/m	Parede 1
			1734,61 Kgf/m	Parede 2
Cobertura	Viga 19	537,17 Kgf/m	2378,41 Kgf/m	Parede 12d e 12e
			2378,41 Kgf/m	Parede 13a e 13b
Cobertura	Viga 20	729,70 Kgf/m	3162,04 Kgf/m	Parede 10a e 10b
			3162,04 Kgf/m	Parede 11 e
Cobertura	Viga 21	300,31 Kgf/m	683,20 Kgf/m	Viga 22
			683,20 Kgf/m	Viga 23
Cobertura	Viga 22	182,01 Kgf/m	3360,26 Kgf/m	Parede 9a e 10a
Cobertura	Viga 23	182,01 Kgf/m	3360,26 Kgf/m	Parede 9a e 12a
Cobertura	Viga 24	315,62 Kgf/m	604,93 Kgf/m	Parede 8a, 8b e 14
			604,93 Kgf/m	Parede 07 e 13
Tipo	Viga 13	1106,8 Kgf/m	2378,41 Kgf/m	Parede 12d e 12e
			2378,41 Kgf/m	Parede 13a e 13b
Tipo	Viga 14	1117,3 Kgf/m	4841,66Kgf/m	Parede 10a e 10b
			4841,66Kgf/m	Parede 11 e 6
Tipo	Viga 15	375,4 Kgf/m	854,00Kgf	Viga 22
			854,00Kgf	Viga 23
Tipo	Viga 16	227,5 Kgf/m	4257,25Kgf/m	Parede 9a e 10a
Tipo	Viga 17	227,5 Kgf/m	4257,25Kgf	Parede 9a e 12a
Tipo	Viga 18	477,2 Kgf/m	914,57Kgf	Parede 8a, 8b e 14
			914,57Kgf	Parede 07 e 13
Térreo	Viga 1	7128,38 Kgf/m	9267 Kgf	Pilar 1
			9267 Kgf	Pilar 2
Térreo	Viga 2	4649,66 Kgf/m	8021 Kgf	Pilar 3
			8021 Kgf	Pilar 4
Térreo	Viga 3	6034,95 Kgf/m	7845 Kgf	Viga 9
			26151,44	Parede 9b e 9c
Térreo	Viga 4	Q ₁ = 5351,93 Kgf/m Q ₂ = 6368,24 Kgf/m	44696,85	Parede 11d e 11e
			12491 Kgf	Viga 12
Térreo	Viga 5	1106,84 Kgf/m	2378,41 Kgf/m	Parede 10d e 10e
			2378,41 Kgf/m	Parede 11c e 11d
Térreo	Viga 6	11093,28 Kgf/m	48995,34	Parede 10b e 10c
			48995,34	Parede 11b e 11c
Térreo	Viga 7	Q ₁ = 5295,58 Kgf/m Q ₂ = 6066,21 Kgf/m	5680 Kgf	Pilar 9
			14826 Kgf	Pilar 10
			316 Kgf/m	Parede 7 e 12
Térreo	Viga 8	22148,30 Kgf/m	50387 Kgf	Pilar 7
			50387 Kgf	Pilar 8
Térreo	Viga 9	Q ₁ =14876,95 Kgf/m Q ₂ =7933,61 Kgf/m Q ₃ = 3812,97 Kgf/m	30346 Kgf	Pilar 7
			73112 Kgf	Pilar 5
			10717 Kgf	Pilar 1
Térreo	Viga 10	7854,57 Kgf/m	53018,38	Parede 8a e 8b
			15905,51	Pilar 10
Térreo	Viga 11	5510,10 Kgf/m	16989,47	Parede 3 e 12
			5097 Kgf	Viga 4
Térreo	Viga 12	Q ₁ = 4018,09 Kgf/m Q ₂ = 3381,51 Kgf/m	11482 Kgf	Pilar 6
			9860 Kgf	Pilar 4

ANEXO D – Determinação da Resistência Característica do Prisma

Determinação do Prisma - Alvenaria Reservatório							
Parede	Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	Carga Total (kgf/m)	F _{pk} Prisma	
1	1.242,78	1.075,25	1.734,61	-	4.052,64	1,29MPa	
2	202,02	1.075,25	1.734,61	-	3.011,88	0,96MPa	
3	a	310,24	1.075,25	-	1.385,49	0,44MPa	
	b	1.784,92	1.075,25	-	2.860,17	0,91MPa	
4	a	310,24	1.075,25	-	1.385,49	0,44MPa	
	b	1.784,92	1.075,25	-	2.860,17	0,91MPa	
Determinação do Prisma - Alvenaria do 5º Pavimento							
Parede	Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	Carga Total (kgf/m)	F _{pk} Prisma	
1	a	232,18	642,81	-	874,99	0,28MPa	
	b	-	642,81	-	642,81	0,20MPa	
	c	270,89	642,81	-	4.052,64	1,58MPa	
	d	346,40	642,81	-	989,21	0,31MPa	
2	502,01	642,81	-	-	1.144,82	0,36MPa	
3	198,71	642,81	-	-	841,52	0,27MPa	
4	a	463,45	642,81	-	1.106,26	0,35MPa	
	b	571,62	642,81	-	1.214,44	0,39MPa	
5	453,99	642,81	-	-	1.096,80	0,35MPa	
6	658,58	642,81	1.581,02	-	2.882,42	0,92MPa	
7	185,77	642,81	302,47	3.011,88	4.142,93	1,32MPa	
8	a	454,06	642,81	-	1.096,87	0,35MPa	
	b	469,36	642,81	201,64	1.313,81	0,42MPa	
	c	581,08	642,81	201,64	-	1.425,54	0,45MPa
9	a	459,87	642,81	3.360,26	4.462,95	1,42MPa	
	b	270,89	642,81	-	913,71	0,29MPa	
	c	352,31	642,81	-	-	995,13	0,32MPa
10	a	565,95	642,81	1.680,13	2.888,89	0,92MPa	
	b	323,90	642,81	1.581,02	-	2.547,74	0,81MPa
	c	160,68	642,81	-	-	803,49	0,26MPa
11	a	597,13	642,81	1.581,02	2.820,97	0,90MPa	
	b	323,90	642,81	-	-	966,72	0,31MPa
	c	160,68	642,81	-	-	803,49	0,26MPa
12	a	929,52	642,81	1.680,13	-	3.252,46	1,03MPa
	b	682,99	642,81	-	-	1.325,81	0,42MPa
	c	805,47	642,81	-	1.385,49	2.833,78	0,90MPa
	d	512,75	642,81	1.189,21	-	2.344,77	0,75MPa
	e	597,06	642,81	1.189,21	2.860,17	5.289,25	1,68MPa
	f	323,83	642,81	-	-	966,64	0,31MPa
13	a	438,09	642,81	1.189,21	-	2.270,11	0,72MPa
	b	522,41	642,81	1.189,21	-	2.354,42	0,75MPa
	c	629,74	642,81	-	2.860,17	4.132,72	1,31MPa
14	767,42	642,81	201,64	-	1.611,88	0,51MPa	

15	a	397,28	642,81	-	-	1.040,10	0,33MPa
	b	388,18	642,81	-	-	1.030,99	0,33MPa
16	a	403,85	642,81	-	-	1.046,66	0,33MPa
	b	198,71	642,81	-	-	841,52	0,27MPa
	c	189,61	642,81	-	-	832,42	0,26MPa
	d	305,91	642,81	-	-	948,72	0,30MPa
Determinação do Prisma - Alvenaria do 4º Pavimento							
Parede		Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	C _a r	F _{pk} Prisma
1	a	1081,2 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	874,99 Kgf/m	2599,0	
	b	0,0 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	642,81 Kgf/m	1285,6	0,41MPa
	c	423,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	4966,35 Kgf/m	6032,4	1,92MPa
	d	433,0 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	989,21 Kgf/m	2065,0	0,66MPa
2		740,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1144,82 Kgf/m	2528,1	0,80MPa
3		248,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	841,52 Kgf/m	1732,7	0,55MPa
4	a	579,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1106,26 Kgf/m	2328,4	0,74MPa
	b	806,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1214,44 Kgf/m	2663,6	0,85MPa
5		659,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1096,80 Kgf/m	2398,9	0,76MPa
6		994,7 Kgf/m	642,8 Kgf/m	2420,83	2882,42 Kgf/m	6940,7	2,21MPa
7		912,5 Kgf/m	642,8 Kgf/m	457,29 Kgf	4142,93 Kgf/m	6155,5	1,96MPa
8	a	567,6 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1096,87 Kgf/m	2307,2	0,73MPa
	b	586,7 Kgf/m	642,8 Kgf/m	159,06 Kgf	1313,81 Kgf/m	2702,4	0,86MPa
	c	726,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	159,06 Kgf	1425,54 Kgf/m	2953,8	0,94MPa
9	a	746,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	4257,25	4462,95 Kgf/m	10109,3	3,21MPa
	b	338,6 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	913,71 Kgf/m	1895,1	0,60MPa
	c	440,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	995,13 Kgf/m	2078,3	0,66MPa
10	a	918,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	2128,62	2888,89 Kgf/m	6578,8	2,09MPa
	b	445,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	558,65 Kgf	2547,74 Kgf/m	4194,6	1,33MPa
	c	270,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	803,49 Kgf/m	1716,6	0,55MPa
11	a	786,9 Kgf/m	642,8 Kgf/m	2420,83	2820,97 Kgf/m	6671,5	2,12MPa
	b	445,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	966,72 Kgf/m	2054,9	0,65MPa
	c	270,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	803,49 Kgf/m	1716,6	0,55MPa
12	a	1372,9 Kgf/m	642,8 Kgf/m	2128,62	3252,46 Kgf/m	7396,8	2,35MPa
	b	1064,7 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1325,81 Kgf/m	3033,4	0,96MPa
	c	1533,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	2833,78 Kgf/m	5009,9	1,59MPa
	d	956,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	553,42 Kgf	2344,77 Kgf/m	4497,4	1,43MPa
	e	847,5 Kgf/m	642,8 Kgf/m	553,42 Kgf	5289,25 Kgf/m	7333,0	2,33MPa
	f	506,0 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	966,64 Kgf/m	2115,4	0,67MPa
13	a	863,1 Kgf/m	642,8 Kgf/m	553,42 Kgf	2270,11 Kgf/m	4329,4	1,38MPa
	b	754,2 Kgf/m	642,8 Kgf/m	553,42 Kgf	2354,42 Kgf/m	4304,9	1,37MPa
	c	888,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	4132,72 Kgf/m	5663,9	1,80MPa
14		959,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	159,06 Kgf	1611,88 Kgf/m	3373,0	1,07MPa
15	a	496,6 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1040,10 Kgf/m	2179,5	0,69MPa
	b	562,5 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1030,99 Kgf/m	2236,3	0,71MPa
16	a	504,8 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	1046,66 Kgf/m	2194,3	0,70MPa
	b	248,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	841,52 Kgf/m	1732,7	0,55MPa
	c	314,3 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	832,42 Kgf/m	1789,5	0,57MPa
	d	382,4 Kgf/m	642,8 Kgf/m	0,00 Kgf	948,72 Kgf/m	1973,9	0,63MPa
Determinação do Prisma - Alvenaria do 3º Pavimento							

Parede		Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	Carga Total (kgf/m)	F _{pk} Prisma
1	a	1.081,24	642,81	-	2.599,04	4.323,09	1,37MPa
	b	-	642,81	-	1.285,63	1.928,44	0,61MPa
	c	423,27	642,81	-	6.032,43	7.098,52	2,26MPa
	d	433,00	642,81	-	2.065,03	3.140,85	1,00MPa
2		740,42	642,81	-	2.528,05	3.911,29	1,24MPa
3		248,39	642,81	-	1.732,72	2.623,93	0,83MPa
4	a	579,31	642,81	-	2.328,38	3.550,50	1,13MPa
	b	806,34	642,81	-	2.663,59	4.112,74	1,31MPa
5		659,30	642,81	-	2.398,91	3.701,02	1,18MPa
6		994,68	642,81	2.420,83	6.940,74	10.999,0	3,50MPa
7		912,52	642,81	457,29	6.155,54	8.168,15	2,60MPa
8	a	567,57	642,81	-	2.307,25	3.517,63	1,12MPa
	b	586,70	642,81	159,06	2.702,38	4.090,95	1,30MPa
	c	726,35	642,81	159,06	2.953,76	4.481,98	1,42MPa
9	a	746,29	642,81	4.257,25	10.109,30	15.755,6	5,01MPa
	b	338,62	642,81	-	1.895,14	2.876,57	0,91MPa
	c	440,39	642,81	-	2.078,33	3.161,54	1,00MPa
10	a	918,44	642,81	2.128,62	6.578,77	10.268,6	3,26MPa
	b	445,37	642,81	558,65	4.194,57	5.841,41	1,86MPa
	c	270,26	642,81	-	1.716,57	2.629,64	0,84MPa
11	a	786,90	642,81	2.420,83	6.671,51	10.522,0	3,34MPa
	b	445,37	642,81	-	2.054,90	3.143,08	1,00MPa
	c	270,26	642,81	-	1.716,57	2.629,64	0,84MPa
12	a	1.372,90	642,81	2.128,62	7.396,79	11.541,1	3,67MPa
	b	1.064,74	642,81	-	3.033,36	4.740,92	1,51MPa
	c	1.533,32	642,81	-	5.009,91	7.186,04	2,28MPa
	d	956,41	642,81	553,42	4.497,41	6.650,06	2,11MPa
	e	847,52	642,81	553,42	7.333,00	9.376,75	2,98MPa
	f	505,99	642,81	-	2.115,44	3.264,24	1,04MPa
13	a	863,10	642,81	553,42	4.329,44	6.388,77	2,03MPa
	b	754,20	642,81	553,42	4.304,86	6.255,29	1,99MPa
	c	888,38	642,81	-	5.663,91	7.195,10	2,29MPa
14		959,27	642,81	159,06	3.373,02	5.134,16	1,63MPa
15	a	496,60	642,81	-	2.179,51	3.318,93	1,05MPa
	b	562,52	642,81	-	2.236,33	3.441,67	1,09MPa
16	a	504,81	642,81	-	2.194,29	3.341,92	1,06MPa
	b	248,39	642,81	-	1.732,72	2.623,93	0,83MPa
	c	314,31	642,81	-	1.789,54	2.746,66	0,87MPa
	d	382,39	642,81	-	1.973,92	2.999,12	0,95MPa

Determinação do Prisma - Alvenaria do 2º Pavimento

Parede		Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	Carga Total (kgf/m)	F _{pk} Prisma
1	a	1.081,24	642,81	-	4.323,09	6.047,14	1,92MPa
	b	-	642,81	-	1.928,44	2.571,25	0,82MPa
	c	423,27	642,81	-	7.098,52	8.164,60	2,59MPa
	d	433,00	642,81	-	3.140,85	4.216,66	1,34MPa

2		740,42	642,81	-	3.911,29	5.294,53	1,68MPa
3		248,39	642,81	-	2.623,93	3.515,13	1,12MPa
4	a	579,31	642,81	-	3.550,50	4.772,62	1,52MPa
	b	806,34	642,81	-	4.112,74	5.561,90	1,77MPa
5		659,30	642,81	-	3.701,02	5.003,13	1,59MPa
6		994,68	642,81	2.420,83	10.999,07	15.057,3	4,79MPa
7		912,52	642,81	457,29	8.168,15	10.180,7	3,24MPa
8	a	567,57	642,81	-	3.517,63	4.728,01	1,50MPa
	b	586,70	642,81	159,06	4.090,95	5.479,51	1,74MPa
	c	726,35	642,81	159,06	4.481,98	6.010,20	1,91MPa
9	a	746,29	642,81	4.257,25	15.755,65	21.402,0	6,80MPa
	b	338,62	642,81	-	2.876,57	3.858,00	1,23MPa
	c	440,39	642,81	-	3.161,54	4.244,74	1,35MPa
10	a	918,44	642,81	2.128,62	10.268,64	13.958,5	4,44MPa
	b	445,37	642,81	558,65	5.841,41	7.488,24	2,38MPa
	c	270,26	642,81	-	2.629,64	3.542,71	1,13MPa
11	a	786,90	642,81	2.420,83	10.522,06	14.372,6	4,57MPa
	b	445,37	642,81	-	3.143,08	4.231,26	1,34MPa
	c	270,26	642,81	-	2.629,64	3.542,71	1,13MPa
12	a	1.372,90	642,81	2.128,62	11.541,13	15.685,4	4,99MPa
	b	1.064,74	642,81	-	4.740,92	6.448,47	2,05MPa
	c	1.533,32	642,81	-	7.186,04	9.362,17	2,98MPa
	d	956,41	642,81	553,42	6.650,06	8.802,70	2,80MPa
	e	847,52	642,81	553,42	9.376,75	11.420,5	3,63MPa
	f	505,99	642,81	-	3.264,24	4.413,04	1,40MPa
13	a	863,10	642,81	553,42	6.388,77	8.448,09	2,68MPa
	b	754,20	642,81	553,42	6.255,29	8.205,73	2,61MPa
	c	888,38	642,81	-	7.195,10	8.726,28	2,77MPa
14		959,27	642,81	159,06	5.134,16	6.895,30	2,19MPa
15	a	496,60	642,81	-	3.318,93	4.458,35	1,42MPa
	b	562,52	642,81	-	3.441,67	4.647,00	1,48MPa
16	a	504,81	642,81	-	3.341,92	4.489,54	1,43MPa
	b	248,39	642,81	-	2.623,93	3.515,13	1,12MPa
	c	314,31	642,81	-	2.746,66	3.703,78	1,18MPa
	d	382,39	642,81	-	2.999,12	4.024,32	1,28MPa

Determinação do Prisma - Alvenaria Pavimento Térreo

Parede	Carga Laje (Kgf/m)	Carga Alvenaria (Kgf/m)	Carga Viga (kgf/m)	Carga Pavimento Acima (kgf/m)	Carga Total (kgf/m)	F _{pk} Prisma	
1	a			-			
	b	-	712,94		2.571,25	3.284,19	1,04MPa
	c	423,27	712,94		8.164,60	9.300,81	2,96MPa
	d				-		
2	248,39	712,94		3.515,13	4.476,45	1,42MPa	
3	659,30	712,94	8.494,74	5.003,13	14.870,1	4,73MPa	
4	a	1.117,31	712,94		15.057,39	16.887,6	5,37MPa
	b	994,68	712,94		15.057,39	16.765,0	5,33MPa
5	-	712,94		-	712,94	0,23MPa	
6	a	586,70	712,94		5.479,51	6.779,15	2,15MPa

	b	726,35	712,94		6.010,20	7.449,49	2,37MPa
7		-	712,94	158,05	-	870,99	0,28MPa
8	a	338,62	712,94	26.509,19	3.858,00	31.418,7	9,99MPa
	b	440,39	712,94	26.509,19	4.244,74	31.907,2	10,14MPa
9	a	786,90	712,94		14.372,60	15.872,4	5,04MPa
	b	445,37	712,94	13.075,72	4.231,26	18.465,2	5,87MPa
	c	270,26	712,94	13.075,72	3.542,71	17.601,6	5,59MPa
10	a	1.372,90	712,94		15.685,46	17.771,2	5,65MPa
	b	1.064,74	712,94	24.497,67	6.448,47	32.723,8	10,40MPa
	c	1.533,32	712,94	24.497,67	9.362,17	36.106,0	11,48MPa
	d	956,41	712,94	1.189,21	8.802,70	11.661,2	3,71MPa
	e	847,52	712,94	1.189,21	11.420,50	14.170,1	4,50MPa
	f	505,99	712,94		4.413,04	5.631,97	1,79MPa
11	a	959,27	712,94		6.895,30	8.567,51	2,72MPa
	b	394,52	712,94	24.497,67	-	25.605,1	8,14MPa
	c	863,10	712,94	25.686,88	8.448,09	35.711,0	11,35MPa
	d	754,20	712,94	23.537,63	8.205,73	33.210,5	10,55MPa
	e	888,38	712,94	22.348,43	8.726,28	32.676,0	10,39MPa
12		496,60	712,94	8.652,79	4.458,35	14.320,6	4,55MPa
8		504,81	712,94		4.489,54	5.707,30	1,81MPa
		248,39	712,94		3.515,13	4.476,45	1,42MPa
14		-	712,94		-	712,94	0,23MPa

ANEXO E – Ensaio de Resistência à Compressão do Prisma

ANEXO F – Planta do Edifício de Alvenaria Estrutural com os elementos de concreto armado

ANEXO G - Dimensionamento das Vigas de Concreto Armado

O método de cálculo está minuciosamente detalhado na viga 1, as demais vigas foram calculadas pelo mesmo método, e são apresentados de forma um pouco mais sucinta.

➤ Viga 1

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 55,73\text{kN.m}$ e $V_k = 89,52\text{kN}$

2. Dados Iniciais

- Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36\text{cm}$.

- Característica dos materiais

Concreto C25 e aço CA-50

$$f_{cd} = 25 / 1,4 = 1,79\text{kN/m}^2$$

$$f_{yd} = 50 / 1,15 = 43,48\text{kN/m}^2$$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 7802,00\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,32$$

$$k_s = 0,026 \text{ (tab 1.1)}$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 5,63 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 16\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$ (Tab. 1.3)

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 1,20 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 10\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,57\text{cm}^2$ (Tab. 1.3)

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_k = 89,52\text{kN}$$

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 125,33\text{kN}$$

Na face dos apoios, tem-se:

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - q_d * l/2 = 115,27\text{kN}$$

Força Cortante V_{Rd2} :

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d$$

$$\alpha = 1 - F_{ck} / 25 = 0,9$$

$$V_{Rd2} = 314,16 \text{ kN}$$

$V_{d, \text{face}} < V_{Rd2}$, Ok - as bielas resistem

Força cortante $V_{sd, \text{min}}$:

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd}$$

Para concreto C25 e aço CA-50: $\rho_{\text{min}} = 0,1026\%$

$$V_{sw, \text{min}} = 29,07 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = 0,21 / \gamma_c \cdot F_{ck} / 3, \text{ onde } \gamma_c = 1,4.$$

$$f_{ctd} = 1,2825 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 0,1282 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 55,71 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 84,78 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - p_d \cdot d/2 = 97,05 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 41,33 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = A_{sw} / s = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,0292 \text{ cm}^2/\text{cm} = 2,92 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando estribos de dois ramos, $n=2$

$$a_{sw} / n = 1,46 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ a cada 13 cm ; $A_{s \text{ ef.}} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Tab. 1.4a)

5. Comprimento de ancoragem

- Resistência de aderência

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd}$$

$$\eta_1 = 2,25 \text{ para aço CA-50}$$

$$\eta_2 = 1 \quad \text{situação de boa aderência}$$

$$\eta_3 = 1 \quad \text{para } \varphi \leq 32\text{mm}$$

$$f_{ctd} = 0,1282 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 0,2885 \text{ kN/cm}^2$$

- Comprimento de ancoragem básico

$$l_b = \varphi/4 \cdot F_{yd}/f_{bd} = 60,29\text{cm}$$

- Comprimento de ancoragem necessário

Como $a_{s,ef} > a_{s,calc}$ e há ganchos nas extremidades, o valor de l_b pode ser reduzido.

$$l_{b,nec} = \alpha \cdot l_b \cdot (A_{s,calc} / A_{s,ef}) = 39,45\text{cm}$$

-Dimensão mínima no apoio

$$l_{b,min} \geq (r + 5,5\varphi); 6\text{cm}$$

$$l_{b,min} = 15,20\text{cm}$$

$$l_{b,disp} = 17,5 > l_{b,min} - \text{OK}$$

6. Verificação da fissuração e flechas

$$M_r = (\alpha \cdot f_{ct} \cdot I_c) / y_t$$

$$\alpha = 1,5 \quad \text{para seções retangulares}$$

$$I_c = bh^3/12 = 106666,67\text{cm}^4$$

$$y_t = h/2 = 20,00 \text{ cm}^2$$

$$M_r = 1025,99\text{kN.cm}$$

$$M_a = M_k = 5572,85 \text{ kN.cm}$$

$$M_r < M_a = \text{haverá fissuras}$$

- Cálculo de I no estágio II:

$$(b/2) x^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x - \alpha_e \cdot A_s \cdot d$$

$$\alpha_e = E_s/E_c$$

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

$$E_c = 4760 f_{ck}^{1/2} = 23800 \text{ Mpa} = 2380 \text{ kN/cm}^2$$

$$\alpha_e = 8,82$$

$$10 x_2^2 + 49,72 x_2 - 1799,813634$$

$$x_2 = 11,15$$

$$I_2 = \frac{bx_2^3}{3} + \Phi e . A_s . (d - x_2)^2$$

$$I_2 = 40439,86\text{cm}^4$$

- Inércia equivalente

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3 \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_2$$

$$I_{eq} = 40853,12\text{cm}^4$$

- Determinação da carga permanente

Carga acidental proveniente das lajes:

$$p = 2,0 \text{ kN/m}^3$$

$$r_{117} = v \cdot \frac{p \cdot l_x}{10}$$

$$r_{117} = 1,74\text{kN/m}$$

$$q_{,var} = q = 1,74\text{kN/m}$$

$$q_{,perm} = q_{total} - q_{,var}$$

$$q_{,perm} = g = 70,17\text{kN/m}$$

Combinação quase permanente:

$$p_{qp} = g + \Psi_2 \cdot q$$

$$p_{qp} = 70,69\text{kN/m}$$

$$p_{qp} = 0,71\text{kN/cm}$$

- Flecha Imediata

$$a_i = \frac{5}{384} \cdot \frac{pl^4}{E_c I_{sq}}$$

$$a_i = 0,36\text{cm}$$

- Flecha diferida

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'}$$

onde: $\Delta\xi = 1,32$ (para $t \geq 70$ meses e $t_0 = q$ mês, Tabela 14.2 Libânio))

$\rho' = 0$ (para armadura simples)

$$\alpha_f = 1,32$$

- Flecha Total

$$a_t = a_i + (1 + \alpha_f) = 0,84\text{cm}$$

- Flecha Limite

$$a_{lim} = l/250 = 1,00\text{cm}$$

$a_t < a_{lim} = \text{OK}$, não necessita contra-flecha

- Abertura de fissuras

Taxa de armadura ρ_{ri}

$$e_h = b - (2c + 2\phi_t + 2\phi_l) = 5,4$$

As respectivas áreas de envolvimento resultam:

$$A_{cri,est} = (c + \phi_t + \phi_l + e_h/2) \cdot (c + \phi_t + 8\phi_l) = 115,34\text{cm}^2$$

$$A_{cri,est} = (\phi_l + e_h) \cdot (c + \phi_t + 8\phi_l) = 110,60\text{cm}^2$$

Adota-se o menor dos dois valores, portanto:

$$A_{cri,est} = 110,60\text{cm}^2$$

$$\rho_{ri} = A_{si} / A_{cri}$$

$$\rho_{ri} = 0,072679928 = 7,27\%$$

- Momento Fletor para combinação frequente

$$M_{d, freq} = M_{g,k} + \Psi_1 M_{qk}$$

Onde: $\Psi_1 = 0,4$ (Tab. 14.2 Libânio)

$$M_{g,k} = 54,38\text{kN.m}$$

$$M_{q,k} = 1,35\text{kN.m}$$

$$M_{d, freq} = 54,92\text{kN.m} = 5492,09 \text{ kN.cm}$$

- Cálculo aproximado de σ_s

$$\sigma_s = \frac{M_{d,fr\acute{e}q}}{0,8 \cdot d \cdot A_s}$$

$$\sigma_s = 31,46$$

- Cálculo de σ_s no estadio II com $\alpha_e = E_c/E_s = 8,82$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{d,fr\acute{e}q} (d - x_2)}{I_2}$$

$$\sigma_s = 30,01$$

- Cálculo de σ_s no estadio II com $\alpha_e = 15$

Linha Neutra:

$$b/2 x_2^2 + \alpha_e \cdot A_s \cdot x_2 - \alpha_e \cdot A_s \cdot d$$

$$10 x_2^2 + 90,43 x_2 - 3273,64$$

$$x_2 = 17,62$$

Momento de Inércia:

$$I_2 = \frac{b \cdot x_2^2}{3} + \alpha_e A_s (d - x_2)^2$$

$$I_2 = 33288,37 \text{ cm}^4$$

Valor de σ_s para $\alpha_e = 15$

$$\sigma_s = \frac{\alpha_e M_{d,fr\acute{e}q} (d - x_2)}{I_2}$$

$$\sigma_s = 45,98$$

- Cálculo de w_k

$$w_1 = \frac{\Phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_1 = 0,67\text{mm}$$

$$w_2 = \frac{\Phi_i}{12,5\eta_1} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right)$$

$$w_2 = 0,12\text{mm}$$

w_k é o menor valor entre w_1 e w_2 , portanto: $w_k = 0,12\text{mm}$

$w_{lim} = 0,4\text{mm}$, para Concreto Armado CAA I, Tab. 14.4 Libânio

$w_k < w_{lim}$ - OK

7. Comprimento das Barras

O comprimento das barras será o vão livre da viga mais o comprimento de ancoragem nos apoios: $l = 2,55\text{m}$ (sem considerar os ganchos). Como a viga foi dimensionada como simplesmente armada, as armaduras superiores serão apenas construtivas, adotando-se a armadura mínima calculada. A armadura inferior terá ganchos de comprimento $24,00\text{cm}$ (Tab. 1.7a)

➤ Viga 2

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 71,56\text{kN.m}$ e $V_k = 82,97\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 25\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$, $d = 36\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$.

3. Armadura mínima

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot h \cdot b = 1,50 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 10\text{mm}$; $A_{s \text{ efetivo}} = 1,57\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 10018,59\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,23$$

$$k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 7,24 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 20\text{mm}$; $A_{s \text{ efetivo}} = 9,42\text{cm}^2$

5. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 116,16\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - q_d \cdot l/2 = 107,74\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B_w \cdot d = 390,54\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = V_{sw,\min} + V_c = 36,13\text{kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, \text{face}} - p_d \cdot d/2 = 95,62\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 26,37\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 1,87\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw/n} = 0,94\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 20; $A_{s \text{ ef.}} = 0,98\text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,16\text{m}$

Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = A_{sw,\text{min}} / s = \rho_{sw,\text{min}} \cdot b$$

$$a_{sw,\text{min}} = 2,57\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 1,28\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

Armadura Transversal mínima > Armadura Transversal calculada

Será adotada armadura transversal mínima em toda viga.

6. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 19,00\text{cm}$

7. Verificação de Fissuras e Flechas

- Flecha Total: $A_t = 1,35\text{cm} < A_{\text{lim}} = 1,38\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $W_k = 0,12 < 0,4\text{mm}$

Comprimento das Barras

$$l = 3,53\text{m.}$$

Armaduras Superiores construtivas = armadura mínima calculada

O comprimento dos ganchos corresponde a 38,00cm (Tab. 1.7a) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 3:

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 51,70\text{kN.m}$ e $V_k = 79,54\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$

3. Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot h \cdot b = 1,20 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 10\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,57\text{cm}^2$;

4. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 7238,02\text{kN}\cdot\text{cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,58; k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 5,23 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 16\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$

5. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{ eixo}} = 1,4 V_k = 111,35\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} = V_{d,\text{ eixo}} - q \cdot l/2 = 102,79\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d$$

$$V_{sd,\min} = V_{sw,\min} + V_c$$

$$V_{sw,\min} = 29,07\text{kN}$$

$$V_c = 55,71\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = 84,78\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} > V_{sd,\min}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{sd,d/2} = V_{d,\text{ face}} - p \cdot d/2 = 87,28\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd,d/2} - V_c = 31,57\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 2,23\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 1,11\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 17; $A_{s\text{ ef.}} = 1,15\text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,31\text{m}$.

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\min} = \rho_{sw,\min} \cdot b$$

$$a_{sw,\min} = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm cada } 18; A_{s,ef.} = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

Será adotada armadura transversal maior que a mínima em toda viga.

$$6. \text{ Comprimento de ancoragem: } l_{b,min} = 15,20 \text{ cm}$$

Verificação de Fissuras e Flechas

$$\text{- Flecha Total: } A_t = 0,86 \text{ cm} < A_{lim} = 1,04\text{cm}$$

$$\text{- Abertura de fissuras: } W = 0,10 \text{ mm} < w_{lim} = 0,40\text{mm}$$

8. Comprimento das Barras

$$l = 2,55\text{m.}$$

Armaduras superiores construtivas = armadura mínima.

O comprimento dos ganchos corresponde a 24,00cm (Tab. 1.7a) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 4:

$$1. \text{ Esforços Solicitantes: } M_k = 124,80\text{kN.m e } V_k = 137,00\text{kN}$$

$$2. \text{ Características da seção: } b = 25\text{cm; } h = 50\text{cm; } d = 46,00\text{cm e } c = 2,5\text{cm.}$$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 17472,00\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,03 ; k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 9,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 5\phi 16\text{mm; } A_{s,ef.} = 10,05\text{cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,min} = \rho_{min} . h . b = 1,88 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm; } A_{s,ef.} = 2,45\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 191,80\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - q * l/2 = 180,32\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 501,19\text{kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 46,37 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 88,88 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 135,25 \text{ kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, \text{face}} - p_d \cdot d/2 = 159,12 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 70,24 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 3,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 1,94 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0 \text{ mm}$ cada 10; $A_{s \text{ ef.}} = 1,96 \text{ cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,65 \text{ m}$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b$$

$$a_{sw,min} = 0,00026 \text{ m}^2/\text{m} = 2,57 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 1,28 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 15,20 \text{ cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

- Flecha Total: $A_t = 1,01 \text{ cm} > A_{lim} = 1,38 \text{ cm}$;

- Abertura de Fissuras: $W = 0,08 \text{ mm} < W_{lim} = 0,4 \text{ mm}$

7. Comprimento das Barras

$$l = 3,50 \text{ m.}$$

Armaduras superiores construtivas = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 24,00cm (Tab. 1.7a) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 5 = Viga 13:

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 10,52 \text{ kN.m}$ e $V_k = 15,87 \text{ kN}$.

2. Características da seção: $b = 15 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$; $d = 26,5 \text{ cm}$ e $c = 2,5 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 1472,21 \text{ kN}\cdot\text{cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 7,16; k_s = 0,024 \quad (\text{tab 1.1})$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10,0 \text{ mm; } A_{s \text{ ef.}} = 1,57 \text{ cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{ min}} = \rho_{\text{ min}} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0 \text{ mm; } A_{s \text{ ef.}} = 1,00 \text{ cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 22,22 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 20,96 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B_w \cdot D = 172,49 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{ min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,96 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 30,59 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 46,55 \text{ kN}$$

Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{ min}} = \rho_{sw, \text{ min}} \cdot b$$

$$a_{sw, \text{ min}} = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{ min}} / n = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5 \text{ mm cada } 16; A_{s \text{ ef.}} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{ min}} = 9,50 \text{ cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

$$\text{- Flecha Total: } A_t = 0,08 < A_{\text{ lim}} = 1,06 \text{ cm}$$

$$\text{- Abertura de Fissuras: } W = 0,08 \text{ mm} < W_{\text{ lim}} = 0,4 \text{ mm}$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,69 \text{ m}.$$

Armaduras superiores = Armadura mínima.

O comprimento dos ganchos corresponde a 15,00cm(Tab. 1.7a) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 6:

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 97,97 \text{ kN.m}$ e $V_k = 147,87 \text{ kN}$
2. Características da seção: $b = 25 \text{ cm}$; $h = 45 \text{ cm}$; $d = 40,50 \text{ cm}$ e $c = 2,5 \text{ cm}$.
3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 13715,21 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = \frac{bd^2}{M_d} = 2,99; k_s = 0,027$$

$$A_s = \frac{k_s \cdot M_d}{d} = 9,14 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 5\phi 16 \text{ mm; } A_{s \text{ ef.}} = 10,05 \text{ cm}^2.$$

- Armadura mínima longitudinal:

$$A_{s, \text{ min}} = \rho_{\text{ min}} \cdot h \cdot b = 1,69 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5 \text{ mm; } A_{s \text{ ef.}} = 2,45 \text{ cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 207,02 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 187,49 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{ctd} \cdot B_w \cdot D = 446,95 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{ min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 41,35 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 79,26 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 120,61 \text{ kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - pd \cdot d/2 = 155,31 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 76,05 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = \frac{V_{sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}}$$

$$a_{sw} = 0,0472 \text{ cm}^2/\text{cm} = 4,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 2,36 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5,0 \text{ mm cada } 8; A_{s \text{ ef.}} = 2,45 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,57\text{m}$

Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot bw$$

$$a_{sw,min} = 0,00026\text{m}^2/\text{m} = 2,57\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 1,28\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 15,20\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,83\text{cm} < a_{lim} = 1,06\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,09\text{mm} < w_{lim} = 0,4$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,80\text{m}.$$

Armaduras superiores = armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 24,00cm (Tab. 1.7a) nas armaduras inferiores.

Viga 7: Continua

1. Esforços Solicitantes

$$M_{max}^- = 34,70\text{kN.m}, M_{max}^+ = 29,90\text{kN.m} \text{ e } V_{k,max} = 81,90\text{kN}.$$

2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$; $d = 36,00\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central

$$M_d = 4858,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 5,34; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 3,37 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 16,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 4,02\text{cm}^2$

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 4186,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,19; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 2,79 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 3,68\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 114,66\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 113,12\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 314,16\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c = 85,05\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 98,45\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd, d/2} - V_c = 42,46\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,0300\text{cm}^2/\text{cm} = 3,00\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 1,50\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0\text{mm}$ cada 9,5; $A_{s\text{ ef.}} = 2,06\text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,37\text{m}$

Armadura transversal mínima:

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b$$

$$a_{sw, \text{min}} = 0,00021\text{m}^2/\text{m} = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 18; $A_{s\text{ ef.}} = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$ nos apoios A e C onde armadura calculada < armadura mínima.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 11,88\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,74\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,52\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,01\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 3,90\text{m}$ - Comprimento das duas barras positivas que vão em toda viga.

$l = 2,70\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra positiva no trecho AB

$l = 3,90\text{m}$ - Comprimento das barras negativas, utilizadas também como armaduras construtivas em toda viga.

Ganchos nas barras: 19 cm nas barras positivas ($\phi 12.5\text{mm}$).

➤ Viga 8

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 580,20\text{kN.m}$ e $V_k = 510,06\text{kN}$.

2. Dados Iniciais: $b = 40\text{cm}$; $h = 70\text{cm}$; $d = 65,8\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 81227,73\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,13; \quad k_s = 0,027$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 33,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 7\phi 25\text{mm}; \quad A_{s \text{ ef.}} = 34,34\text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} .h .b = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 3\phi 16,0\text{mm}; \quad A_{s \text{ ef.}} = 6,03\text{cm}$$

- Armadura de pele (necessária quando $h > 60\text{cm}$)

$$A_{s,\text{face}} = 0,0010 . b_w .h = 2,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 16,0\text{mm}; \quad A_{s \text{ ef.}} = 4,02\text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 714,09\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * l/2 = 651,31\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . D = 1141,23\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sd,\text{min}} = 307,96\text{kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, \text{face}} - pd . d/2 = 548,12\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c$$

$$V_{sw} = 345,75\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 . d . f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,1344\text{cm}^2/\text{cm} = 13,44\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 6,72\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 8,0\text{mm}$ cada 7; $A_{s\text{ ef.}} = 7,19\text{cm}^2/\text{m}$.

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 1,29\text{m}$.

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,\text{min}} = 4,10\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 9,5; $A_{s\text{ ef.}} = 2,06\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 23,75\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

- Flecha Total: $a_t = 1,74\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,82\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,16\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$.

7. Comprimento das Barras

$$l = 4,34\text{m}$$

O comprimento dos ganchos corresponde a 48,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 9

1. Esforços Solicitantes:

$$M_{\text{max}}^- = 408,20\text{kN.m} \quad V_{k,\text{max}} = 436,40\text{kN}$$

$$M_{AB}^+ = 349,00\text{kN.m} \quad V_{k,A} = 297,50\text{kN}$$

$$M_{BC}^+ = 122,50\text{kN.m} \quad V_{k,C} = 105,10\text{kN}$$

2. Características da seção: $b = 35\text{cm}$, $h = 70\text{cm}$, $d = 65,75\text{cm}$ e $c = 2,5\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central:

$$M_d = 57148,00\text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,65; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 21,73\text{ cm}^2$$

Adotado: $5\phi 25\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 24,53\text{cm}^2$

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 48860,00\text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,10; k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 19,32\text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 25\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 19,63\text{cm}^2$

- Armadura positiva no trecho BC

$$M_d = 17150,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 8,82; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 6,26 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 20,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 6,28\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 610,96\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 605,83\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 998,58\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sd, \text{min}} = 269,47\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 547,42\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 370,34\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,1439\text{cm}^2/\text{cm} = 14,39\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 7,20\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 8,0\text{mm}$ cada 6,5; $A_{s\text{ ef.}} = 7,74\text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 1,92\text{m}$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 3,59\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,80\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3\text{mm}$ cada 17; $A_{s\text{ ef.}} = 1,84\text{cm}^2/\text{m}$

Apoio A

- Cálculo dos Esforços

$$V_d = 1,4 V_k = 416,50\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 411,37\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 998,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = 92,39 \text{ kN}$$

$$V_c = 177,08 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 269,47 \text{ kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, \text{face}} - p d \cdot d/2 = 52,96 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c$$

$$V_{sw} = 175,88 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,0684 \text{ cm}^2/\text{cm} = 6,84 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 3,42 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3 \text{ mm}$ cada 9; $A_{s,ef} = 3,47 \text{ cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,83 \text{ m}$

Apoio C

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 147,14 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - q d \cdot l/2 = 142,01 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 1002,38 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 270,49 \text{ kN}$$

$V_{d, \text{face}} < V_{sd,min}$ - armadura transversal mínima já calculada

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b,min} = 23,75 \text{ cm}$

Armadura positiva no Trecho AB: $l_{b,min} = 23,75 \text{ cm}$

Armadura positiva no Trecho BC: $l_{b,min} = 19,00 \text{ cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

- Flecha Total: $a_t = 5,68 \text{ cm} > a_{lim} = 4,33 \text{ cm}$ – Necessita contra-flecha

$$\text{Contra-flecha: } a_c = \alpha_i \left(1 + \frac{\alpha_f}{2} \right) = 4,46 \text{ cm}$$

-Abertura de Fissuras: $w_k = 0,03 \text{ mm} < w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 10,95\text{m}$ - Comprimento das 4 barras positivas em toda viga

$l = 5,28\text{m}$ - Comprimento da 5 e 6ª barra positiva no trecho BC

$l = 10,95\text{m}$ - Comprimento das 2 barras negativas em toda viga

$l = 3,76\text{m}$ - Comprimento das 3 barras negativas no apoio central

O comprimento do ganchos será de 38 cm (barras positivas $\phi 20\text{mm}$) e 48 cm (barras positivas $\phi 25\text{mm}$ e negativas sobre o apoio central).

➤ Viga 10:

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 147,93\text{kN.m}$ e $V_k = 153,69\text{kN}$.

2. Dados Iniciais

- Características da seção: $b = 25\text{cm}$, $h = 45\text{cm}$, $d = 40,50\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 20710,20\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 1,98 ; k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 13,30 \text{ cm}^2$$

Adotado: $5\phi 20\text{mm}$; $15,70\text{cm}^2$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 1,69 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s,\text{ef.}} = 2,45\text{cm}^2$.

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{eixo}} = 1,4 V_k = 215,17\text{kN}$$

$$V_{d,\text{face}} = V_{d,\text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 201,20\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 444,78\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sd,\text{min}} = 120,02\text{kN} > V_{sd,\text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{sd,d/2} = V_{d,\text{face}} - pd \cdot d/2 = 178,28\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{sd,d/2} - V_c = 99,41\text{kN}$$

$$a_{sw} = 0,0620\text{cm}^2/\text{cm} = 6,20\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 3,10 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 6,3 \text{mm cada } 10; A_{s \text{ ef.}} = 3,12 \text{cm}^2/\text{m}$$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 0,88 \text{m}$

Armadura transversal mínima :

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 0,00026 \text{m}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} = 2,57 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,28 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5 \text{mm cada } 15; A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{cm}^2/\text{m}.$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 15,00 \text{cm}$

6. Verificação de fissuras e flechas

$$\text{- Flecha Total : } a_t = 1,58 \text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,60 \text{cm}$$

$$\text{- Abertura de Fissuras: } w_k = 0,11 \text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4.$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 3,86 \text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 45,00cm (Tab. 1.7A) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 11:

$$1. \text{ Esforços Solicitantes: } M_k = 23,97 \text{kN.m} \text{ e } V_k = 51,83 \text{kN}.$$

$$2. \text{ Características da seção: } b = 20 \text{cm}; h = 40 \text{cm} \text{ e } d = 36 \text{cm}.$$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 3356,23 \text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 7,72 ; k_s = 0,024;$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 2,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5 \text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,45 \text{cm}^2;$$

- Armadura mínima longitudinal:

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10,0 \text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,57 \text{cm}^2.$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 72,57\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot 1/2 = 64,72\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 315,68\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = 29,21\text{kN}$$

$$V_c = 55,98\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 85,19\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b$$

$$a_{sw, \text{min}} = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 18; $A_{s, \text{ef.}} = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 11,88\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

- Flecha Total: $a_t = 0,31\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,74\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,11\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,94\text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 19,00cm (Tab. 1.7 a) nas armaduras inferiores.

➤ Viga 12

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 246,60\text{kN.m}$ e $V_{k, \text{max}} = 172,30\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 25\text{cm}$, $h = 55\text{cm}$ e $d = 50,75\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 34524,00\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 1,87 ; k_s = 0,028$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 19,05 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 25\text{mm}$; $A_{s, \text{ef.}} = 19,63\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 241,22\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 233,20\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 550,55\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = 50,94\text{kN}$$

$$V_c = 97,63\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 148,57\text{kN} < V_{d, \text{face}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 216,91\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 119,28\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$a_{sw} = 0,0601\text{cm}^2/\text{cm} = 6,01\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 3,00\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3\text{mm}$ cada 10; $A_{s \text{ ef.}} = 3,12\text{cm}^2/\text{m}$.

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 1,44\text{m}$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 2,57\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,28\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 23,75\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

- Flecha total: $a_t = 1,37\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,94\text{cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,02\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$$l = 4,88\text{m}$$

Armaduras Superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 48,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 14

1. Esforços solicitantes: $M_k = 10,12\text{kN.m}$ e $V_k = 15,56\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 14\text{cm}$; $h = 29\text{cm}$; $d = 25,5\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 1416,31\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,43; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 1,33 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,57\text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal:

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 21,79\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 20,62\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 154,91\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = 14,33\text{kN}$$

$$V_c = 27,47\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 41,80\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} \cdot b = 1,44\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,72\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm cada } 15; A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}.$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 9,50\text{cm}$.

6. Verificação de fissuras e flechas

$$\text{- Flecha Total: } a_t = 0,85\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,04\text{cm}$$

$$\text{- Abertura de fissuras: } w_k = 0,07\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,65\text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura Mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 15,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 15:

1. Esforços solicitantes: $M_k = 12,44\text{kN.m}$ e $V_k = 10,93\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,7\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 1741,30\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,14 ; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,57\text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal:

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 15,31\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * 1/2 = 14,80\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 172,49\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = 15,96\text{kN}$$

$$V_c = 30,59\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 46,55\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} . b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm cada } 15; A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 9,50\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

$$\text{- Flecha Total: } a_t = 1,63\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,82\text{cm}$$

$$\text{- Abertura de Fissuras: } w_k = 0,06\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 4,58\text{m}$$

Armaduras Superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 15,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 16 = Viga 17

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 22,60\text{kN.m}$ e $V_k = 14,70\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 29\text{cm}$; $d = 25,40\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 3164,00\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,06; \quad k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 3,24 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 3,68\text{cm}$.

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,65 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 20,58\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 20,23\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 165,16\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = 15,28\text{kN}$$

$$V_c = 29,29\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 44,57\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,23\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 11,88\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

- Flecha Total: $a_t = 0,05\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,78\text{cm}$
- Abertura de fissuras: $w_k = 0,0014\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,94\text{m}$$

Como se trata de uma viga engastada-livre, as armaduras superiores foram calculadas, e as armaduras inferiores serão apenas construtivas, adotando-se a armadura mínima. O comprimento dos ganchos corresponde a 19,00cm.

➤ Viga 18:

Esforços Solicitantes: $M_k = 0,94\text{kN.m}$ e $V_k = 3,27\text{kN}$.

Características da seção: $b = 14\text{cm}$; $h = 29\text{cm}$ e $d = 0,9h$.

Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 131,79\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 66,39; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 0,12 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 0,61 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 4,58\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * 1/2 = 4,03\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 155,52\text{kN}$$

$$V_{Sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = 14,39\text{kN}$$

$$V_c = 27,58\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 41,97\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

Armadura transversal mínima:

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} . b = 1,44\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 0,72\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas

- Flecha total: $a_t = 0,0039\text{cm} < a_{lim} = 0,46\text{cm}$

- Abertura de fissuras: não haverá fissuras, pois $M_r > M_a$.

7. Comprimento das Barras

$l = 1,16\text{m}$

Armaduras superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 19:

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 5,52\text{kN.m}$ e $V_k = 8,32\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 14\text{cm}$; $h = 29\text{cm}$ e $d = 25,60\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$M_d = 1,4.M_k = 772,13\text{kN.cm}$

$k_c = bd^2 / M_d = 11,88$; $k_s = 0,024$

$A_s = k_s.M_d / d = 0,72 \text{ cm}^2$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 11,65\text{kN}$

$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * 1/2 = 11,04\text{kN}$

$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 155,52\text{kN}$

$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$

$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 14,39\text{kN}$

$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 27,58\text{kN}$

$V_{sd,min} = 41,97\text{kN} > V_{d, \text{face}}$

- Armadura transversal mínima:

$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 1,44\text{cm}^2/\text{m}$

$a_{sw,min} / n = 0,72\text{cm}^2/\text{m}$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação de fissuras e flechas:

- Flecha limite: $a_t = 0,13\text{cm} < a_{lim} = 1,06\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,06\text{mm} < w_{lim} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 2,65\text{m}$

Armaduras superiores = armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm.

➤ Viga 20

1. Esforços solicitantes: $M_k = 6,90\text{kN.m}$ e $V_k = 10,62\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 14\text{cm}$, $h = 29\text{cm}$ e $d = 25,60\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$M_d = 1,4.M_k = 966,63\text{kN.cm}$

$k_c = bd^2 / M_d = 9,49$; $k_s = 0,024$

$A_s = k_s.M_d / d = 0,91\text{ cm}^2$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s,ef.} = 1,00\text{cm}$

- Armadura mínima longitudinal

$A_{s,min} = \rho_{min} . h . b = 0,61\text{ cm}^2$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s,ef.} = 1,00\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$V_{d, eixo} = 1,4 V_k = 14,87\text{kN}$

$V_{d, face} = V_{d, eixo} - qd * 1/2 = 14,07\text{kN}$

$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . Bw . D = 155,52\text{kN}$

$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$

$V_{sw,min} = 14,39\text{kN}$

$V_c = 27,58\text{kN}$

$V_{sd,min} = 41,97\text{kN} > V_{d, face}$

- Armadura transversal mínima

$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} . b = 1,44\text{cm}^2/\text{m}$

$$a_{sw,min} / n = 0,72 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5 \text{mm cada } 15; A_{s,ef} = 1,31 \text{cm}^2/\text{m}$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 7,60 \text{cm}$

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

$$\text{- Flecha Total : } a_t = 0,55 \text{cm} < a_{lim} = 1,04 \text{cm.}$$

$$\text{- Aberturas de fissuras: } w_k = 0,07 \text{mm} < w_{lim} = 0,4 \text{mm}$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,61 \text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 21

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 10,25 \text{kN.m}$ e $V_k = 9,01 \text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 14 \text{cm}$, $h = 29 \text{cm}$ e $d = 25,50 \text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 1434,70 \text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,35; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10 \text{mm; } A_{s,ef} = 1,57 \text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot h \cdot b = 0,61 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado} = 2\phi 8,0 \text{mm; } A_{s,ef} = 1,00 \text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,eixo} = 1,4 V_k = 12,61 \text{kN}$$

$$V_{d,face} = V_{d,eixo} - qd \cdot l/2 = 12,22 \text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{ctd} \cdot B \cdot d = 154,91 \text{kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 14,33 \text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 27,47 \text{kN}$$

$$V_{sd,min} = 41,80kN > V_{d, face}$$

Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 1,44cm^2/m$$

$$a_{sw,min} / n = 0,72cm^2/m$$

Adotado: $\phi 5mm$ cada 15; $A_{s\,ef.} = 1,31cm^2/m$.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 9,50cm$.

6. Verificação de Fissuras e Flechas:

$$\text{- Flecha Total: } a_t = 2,58cm < a_{lim} = 1,82cm$$

$$\text{- Abertura de Fissuras: } w_k = 0,07mm < w_{lim} = 0,4mm$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 4,58m$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 15,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 22 = Viga 23

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 12,90kN.m$ e $V_k = 9,40kN$.

2. Características da seção: $b = 15cm$; $h = 29cm$; $d = 25,40cm$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 1806,00kN.cm$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 5,36; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 1,71 cm^2$$

Adotado: $2\phi 12,5mm$; $A_{s\,ef.} = 2,45cm$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot h \cdot b = 0,65 cm^2$$

Adotado: $2\phi 8,0mm$; $A_{s\,ef.} = 1,00cm$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, eixo} = 1,4 V_k = 13,16kN$$

$$V_{d, face} = V_{d, eixo} - qd \cdot l/2 = 12,86kN$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 165,16kN$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,28 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 29,29 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 44,57 \text{ kN} > V_{Sd,min}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,23 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 11,88 \text{ cm}$.

6. Verificação de fissuras e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,07 \text{ cm} < a_{lim} = 0,78 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,0024 \text{ mm} < w_{lim} = 0,4$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,94 \text{ m}$$

Como se trata de uma viga engastada-livre, as armaduras superiores foram calculadas, e as armaduras inferiores serão apenas construtivas, adotando-se a armadura mínima. O comprimento dos ganchos corresponde a 19,00cm.

➤ Viga 24

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 0,68 \text{ kN.m}$ e $V_k = 2,36 \text{ kN}$

2. Características da seção: $b = 14 \text{ cm}$; $h = 29 \text{ cm}$ e $d = 25,70 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 95,13 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 97,21; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,09 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0 \text{ mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00 \text{ cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 3,31 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 2,91 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 155,52 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 14,39 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 27,58 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 41,97 \text{ kN} > V_d, \text{ face}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b_w = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 7,60 \text{ cm}$.

6. Verificação de fissuras e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,0003 \text{ cm} < a_{lim} = 0,46 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: não há fissuras, pois $M_r > M_a$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,16 \text{ m}$$

Armaduras superiores = armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 25

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 9,48 \text{ kN.m}$ e $V_k = 14,59 \text{ kN}$

2. Características da seção: $b = 14 \text{ cm}$; $h = 29 \text{ cm}$ e $d = 25,60 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 1327,52 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,91; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,24 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 10,0 \text{ mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,57 \text{ cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 10,42 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 19,32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 159,91 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 14,39 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 27,47 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 41,80 \text{ kN} > V_d, \text{ face}$$

- Armadura transversal mínima:

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b_w = 1,44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 9,50 \text{ cm}$.

6. Verificação de fissuras e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,93 \text{ cm} < a_{lim} = 1,04 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,07 < w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,70 \text{ m}$$

Armaduras superiores = armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 15,00 cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F1:

1. Esforços Solicitantes: $M_{max}^- = 58,20 \text{ kN.m}$; $M_{BC}^+ = 61,40 \text{ kN.m}$; $V_{k,max} = 147,70 \text{ kN}$;
 $V_{k,A} = 0,10 \text{ kN}$; $V_{k,C} = 105,80 \text{ kN}$.

2. Características da seção: $b = 20 \text{ cm}$; $h = 50 \text{ cm}$ e $d = 45,00 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central

$$M_d = 8148,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,97 ; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 4,35 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 16,0 \text{ mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 6,03 \text{ cm}^2$

- Armadura positiva no trecho BC

$$M_d = 8596,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,71; k_s = 0,026$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 4,97 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 16,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$

- Armadura positiva no trecho BC

Armadura Mínima

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 1,50 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 2,45\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 206,78\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 204,99\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 396,61\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,70\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,33\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 107,03\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 175,81\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 105,48\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 5,90\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 2,95\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3\text{mm}$ cada 10; $A_{s \text{ ef.}} = 3,12\text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal: $a = 0,78\text{m}$

Apoio C

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 148,12\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 146,33\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 396,61\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,70\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,33\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 107,03\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - p_d \cdot d/2$$

$$V_{Sd, d/2} = 117,15\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 46,82\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 2,62\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0\text{mm}$ cada 15; $A_{s, \text{ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

Será adotado esta armadura em toda viga, exceto no trecho de maior esforço já calculado.

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b, \text{min}} = 15,20\text{cm}$;

Armadura positiva no Trecho BC: $l_{b, \text{min}} = 15,20\text{cm}$;

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,96\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,87\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,09\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4$

7. Comprimento das Barras

$l = 4,53\text{m}$ - Comprimento das duas barras positivas em toda viga

$l = 3,66\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra positiva necessária apenas no trecho BC

$l = 4,53\text{m}$ - Comprimento das barras negativas em toda viga

$l = 2,68\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra negativa necessária apenas no trecho de momento negativo

Ganchos: 24 cm (em todas as barras inferiores e barra superior no trecho de momento negativo)

➤ Viga F2

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 21,82\text{kN.m}$ e $V_k = 44,75\text{kN}$.
2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$ e $d = 36,00\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 3054,36\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 8,49; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 2,12 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm}; A_{s\text{ ef.}} = 2,45\text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 1,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10,0\text{mm}; A_{s\text{ ef.}} = 1,57\text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{ eixo}} = 1,4 V_k = 62,65\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} = V_{d,\text{ eixo}} - qd * l/2 = 56,23\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . Bw . d = 311,34\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . 0,9 . b . d . f_{yd} = 28,81\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 . f_{ctd} . b . d = 55,21\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 84,02\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} < V_{sd,\text{min}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} . b = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotato: } \phi 5\text{mm cada } 19; A_{s\text{ ef.}} = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 11,88\text{cm}$.

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,01\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,78\text{cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,15\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4$.

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,99\text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

Gancho: 15cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F3 = V5

➤ Viga F4

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 2,38\text{kN.m}$ e $V_k = 14,63\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,10\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 332,90\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 30,69 ; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,29 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 20,49\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = 15,76\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 45,84\text{kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha Total: $a_t = 0,00030\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,26\text{cm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 0,66\text{m}$

Armaduras superiores = Armadura mínima

Gancho: 12cm

➤ Viga F5

1. Esforços solicitantes: $M_k = 297,80\text{kN.m}$ e $V_k = 342,80\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 25\text{cm}$; $h = 70\text{cm}$ e $d = 66\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$M_d = 1,4.M_k = 41692,00\text{kN.cm}$

$k_c = bd^2 / M_d = 2,57$; $k_s = 0,025$

$A_s = k_s.M_d / d = 15,91\text{ cm}^2$

Adotado: $5\phi 20\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 15,70\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$V_{d,\text{ eixo}} = 1,4 V_k = 479,92\text{kN}$

$V_{d,\text{ face}} = V_{d,\text{ eixo}} - qd * l/2 = 453,63\text{kN}$

$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . D = 710,56\text{kN}$

$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c = 65,74\text{kN}$

$V_c = 0,6.f_{ctd} . b . d = 126,00\text{kN}$

$V_{sd,\text{min}} = 191,75\text{kN}$

$V_{d,\text{ face}} > V_{sd,\text{min}}$

- Dimensionamento da armadura transversal

$V_{Sd,d/2} = V_{d,\text{ face}} - pd . d/2 = 384,77\text{kN}$

$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 258,76\text{kN}$

$$a_{sw} = 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 10,10 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 5,05 \text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6.3\text{mm}$ cada 9,5; $A_{s \text{ ef.}} = 3,28 \text{cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 1,37\text{m}$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 2,57 \text{cm}^2/\text{m}$$

Utilizando estribos de dois ramos, $n=2$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 1,28 \text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ a cada 10; $A_{s \text{ ef.}} = 1,96 \text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 19,00\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,76\text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,38\text{cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,16\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$$l = 3,58\text{m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

Gancho: 38 cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F6

1. Esforços Solicitantes: $M_{\text{max}, B}^- = 110,40\text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = 90,20\text{kN.m}$; $M_{BC}^+ = 23,30\text{kN.m}$; $M_C^- = 14,20\text{kN.m}$

2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 50\text{cm}$ e $d = 45,50\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio B

$$M_d = 15456,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,68; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 8,49 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 20\text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 9,42\text{cm}^2$

- Armadura negativa no apoio C

$$M_d = 1988,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 20,83; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,00 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 10,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,57\text{cm}$$

Também será adotada como armadura construtiva superior.

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 12628,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,28; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 6,66 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 3\phi 20,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 9,42\text{cm}$$

- Armadura positiva no trecho BC

$$M_d = 3262,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 12,69; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,72 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,45\text{cm}$$

Também será utilizada também como armadura construtiva inferior no trecho CD.

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 360,92\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 358,66\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{ctd} \cdot B \cdot d = 394,88\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,53\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,02\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 106,56\text{kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 305,91\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 235,89\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 13,25\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 6,62\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \varnothing 10\text{mm cada } 11; A_{s\text{ ef.}} = 7,14\text{cm}^2/\text{m}.$$

$$\text{Trecho com esta armadura: } a = 219,42\text{cm}$$

APOIO A

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 241,92\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd * 1/2 = 239,66\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 394,88\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,53\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,79\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 107,33\text{kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - pd \cdot d/2 = 186,91\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 116,12\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 6,52\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 3,26\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \varnothing 8,0\text{mm cada } 14; A_{s\text{ ef.}} = 3,59\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Trecho com esta armadura: } a = 0,58\text{m}$$

DEMAIS TRECHOS

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 155,26\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd * 1/2 = 153,00\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 394,88\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,53\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,79\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 107,33\text{kN}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - pd \cdot d/2 = 100,25\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 29,46\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 1,65 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 0,83 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5 \text{mm cada } 22; A_{s \text{ ef.}} = 0,89 \text{cm}^2/\text{m}$$

5. Comprimento de ancoragem:

Armadura negativa no apoio B: $l_{b, \text{min}} = 19,00 \text{cm}$

Armadura negativa no apoio C: Será utilizada como armadura construtiva, e, portanto a ancoragem será atendida.

Armadura positiva AB: $l_{b, \text{min}} = 19,00 \text{cm}$

Armadura positiva BC: $l_{b, \text{min}} = 14,13 \text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,96 \text{cm} < a_{\text{lim}} = 1,04 \text{cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,12 \text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4 \text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 2,78 \text{ m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho AB

$l = 4,56 \text{ m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho BD

$l = 1,65 \text{ m}$ - Comprimento das barras negativas sobre o apoio B

$l = 7,14 \text{ m}$ - Comprimento das barras superiores construtivas

Ganchos de 45 cm nas barras de $\phi 20 \text{mm}$ nas armaduras inferiores.

➤ Viga F7

1. Esforços solicitantes: $M_k = 1,80 \text{kN.m}$ e $V_k = 6,90 \text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 15 \text{cm}$; $h = 30 \text{cm}$ e $d = 26,10 \text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 252,00 \text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 40,55; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0 \text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00 \text{cm}$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8 \text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00 \text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 9,66 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 3,74 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 169,88 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,72 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 30,13 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 45,84 \text{ kN} > V_{d, \text{face}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 7,60 \text{ cm}$.

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,00029 \text{ cm} < a_{\text{lim}} = 0,24 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorre, pois $M_r > M_a$

7. Comprimento das Barras

$$l = 0,93 \text{ m}$$

Armaduras superiores = armadura mínima

Gancho: 12cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F8

1. Esforços solicitantes: $M_k = 1,80 \text{ kN.m}$ e $V_k = 6,90 \text{ kN}$.

2. Características da seção: $b = 15 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$ e $d = 26,10 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 252,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 40,55; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,22 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{ eixo}} = 1,4 V_k = 9,66\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} = V_{d,\text{ eixo}} - qd \cdot 1/2 = 8,81\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B_w \cdot d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 45,84\text{kN} > V_{d,\text{ face}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} \cdot b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha total: $a_t = 0,00053\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,46\text{cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorre, pois $M_r > M_a$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,05\text{m}$$

Armaduras superiores construtivas = armadura mínima calculada

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F9

1. Esforços solicitantes: $M_{\text{max}}^- = 34,70\text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = 28,30\text{kN.m}$; $M_{BC}^+ = 6,90\text{kN.m}$;

$$V_{k,\text{max}} = 77,90\text{kN}; V_{k,A} = 61,40\text{kN}; V_{k,C} = 31,60\text{kN}.$$

2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 40\text{cm}$ e $d = 36,00\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central

$$M_{d-} = 4858,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 5,34; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 3,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 16\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 4,02\text{cm}$$

Será adotada como armadura construtiva em toda viga.

- Armadura positiva no trecho ab

$$M_d = 3962,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 6,54; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 2,64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 16\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 4,02\text{cm}$$

- Armadura positiva no trecho BC

$$M_d = 9,66 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2.683,23; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,45\text{cm}$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 109,06\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd * 1/2 = 108,29\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 309,83\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 28,67\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 54,94\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 83,61\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} > V_{sd, \text{ min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, face} - p d \cdot d/2 = 90,04 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 35,10 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 1,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0 \text{ mm}$ a cada 10 cm ; $A_{s, ef.} = 4,57 \text{ cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $49,78 \text{ cm}$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, min} = \rho_{sw, min} \cdot b = 2,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, min} / n = 1,03 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0 \text{ mm}$ a cada 18 cm ; $A_{s, ef.} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{m}$.

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b, min} = 15,20 \text{ cm}$

Armadura positiva no Trecho AB: $l_{b, min} = 15,20 \text{ cm}$

Armadura positiva no Trecho BC: $l_{b, min} = 11,88 \text{ cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 0,81 \text{ cm} < a_{lim} = 0,92 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,10 \text{ mm} < w_{lim} = 0,4 \text{ mm}$.

7. Comprimento das Barras

$l = 2,35 \text{ m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho AB

$l = 1,54 \text{ m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho BC

$l = 3,87 \text{ m}$ - Comprimento das barras superiores

Ganchos: 19 ($\phi 12,5 \text{ mm}$) e 24 ($\phi 16 \text{ mm}$) nas armaduras inferiores.

➤ Viga F10

1. Esforços solicitantes: $M_k = 2,62 \text{ kN.m}$ e $V_k = 17,19 \text{ kN}$

2. Características da seção: $b = 15 \text{ cm}$; $h = 30 \text{ cm}$ e $d = 26,10 \text{ cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 366,98 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = b d^2 / M_d = 27,84; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,32 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{ eixo}} = 1,4 V_k = 24,06\text{kN}$$

$$V_{d,\text{ face}} = V_{d,\text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 18,15\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 45,84\text{kN} > V_{d,\text{ face}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} \cdot b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15cm, $A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha Total: $a_t = 0,00029\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,24\text{cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorre, pois $M_r > M_a$.

7. Comprimento das Barras

$$l = 0,93\text{m}$$

Armaduras superiores construtivas = Armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12,00cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F11

1. Esforços solicitantes: $M_k = 2,72\text{kN.m}$ e $V_k = 7,25\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,10\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 380,56\text{kN}\cdot\text{cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 26,85; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 0,34 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{eixo}} = 1,4 V_k = 10,15\text{kN}$$

$$V_{d,\text{face}} = V_{d,\text{eixo}} - qd * l/2 = 9,13\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . 0,9 . b . d . f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 . f_{ctd} . b . d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 45,84\text{kN} > V_{d,\text{face}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} . b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm a cada } 15\text{cm}; A_{s\text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m} .$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\text{min}} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

$$\text{- Flecha Total: } a_t = 0,00184\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,60\text{cm}$$

- Abertura de fissuras: não ocorre, pois $M_r > M_a$.

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,45\text{m}$$

Armaduras superiores = armadura mínima

O comprimento dos ganchos corresponde a 12cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F12

1. Esforços Solicitantes: $M_{\max}^- = 361,60\text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = M_{BC}^+ = 203,40\text{kN.m}$; $V_{k,\max} = 592,80\text{kN}$; $V_{k,A} = V_{k,C} = 355,70\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 27\text{cm}$; $h = 80\text{cm}$ e $d = 75,50\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central

$$M_d = 50624,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,04; k_s = 0,027$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 18,10 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 4\phi 25,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 19,63\text{cm}^2$$

- Armadura positiva: trecho AB = trecho BC

$$M_d = 28476,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 5,40; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 9,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado} = 3\phi 20\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 9,42\text{cm}^2$$

- Armadura de pele (necessária quando $h > 60\text{cm}$)

$$A_{sp, \text{face}} = 0,0010 \cdot b \cdot h = 2,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 1\phi 20\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 3,14\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 829,92\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 823,26\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{ctd} \cdot B \cdot d = 881,63\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 81,57\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 156,86\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 238,43\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} > V_{Sd, \text{ min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - p d \cdot d/2 = 658,91 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 502,05 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 17,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 8,53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 10 \text{ mm}$ a cada 14 cm ; $A_{s \text{ ef.}} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{m}$

Trecho com esta armadura transversal: $a = 270,83 \text{ cm}$

Apoio A e C

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 497,98 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - q d \cdot l/2 = 491,32 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot D = 881,63 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 81,57 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 156,86 \text{ kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = 238,43 \text{ kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} > V_{Sd, \text{ min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - p d \cdot d/2 = 326,97 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 170,11 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 5,78 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 2,89 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3 \text{ mm}$ a cada 10 cm ; $A_{s \text{ ef.}} = 3,12 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b, \text{ min}} = 23,75 \text{ cm}$

Armadura positiva no Trecho AB: $l_{b, \text{ min}} = 19,00 \text{ cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 0,59 \text{ cm} < a_{\text{lim}} = 1,22 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,16\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 3,38\text{m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho AB e BC

$l = 2,00\text{m}$ - Comprimento da 3ª e 4ª barras superiores necessárias apenas no apoio B.

$l = 6,76\text{m}$ - Comprimento das barras superiores construtivas

Ganchos de 38cm nas barras inferiores e 48 cm nas barras superiores localizadas sobre o apoio B.

➤ Viga F13

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 0,58\text{kN.m}$ e $V_k = 7,20\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,10\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 80,68\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 126,64; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 0,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} .h .b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 10,09\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * l/2 = 5,36\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} .0,9.b.d.f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6.f_{ctd} .b .d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 45,84\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} < V_{Sd,\text{min}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 15; $A_{s,ef.} = 1,31 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,min} = 7,60 \text{ cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha Total: $a_t = 0,00002 \text{ cm} < a_{lim} = 0,13 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorrem, pois $M_r < M_a$

7. Comprimento das Barras

$$l = 0,66 \text{ m}$$

Armaduras superiores = Armadura mínima

Ganchos de 12cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F14:

1. Esforços solicitantes: $M_{max}^- = 146,50 \text{ kN.m}$; $M_{AB}^+ = 120,90 \text{ kN.m}$; $M_{BC}^+ = 25,20 \text{ kN.m}$; $V_{k,max} = 288,50 \text{ kN}$; $V_{k,A} = 194,00 \text{ kN}$ e $V_{k,C} = 93,20 \text{ kN}$.

2. Características da seção: $b = 20 \text{ cm}$; $h = 70 \text{ cm}$ e $d = 65,50 \text{ cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,min} = \rho_{min} \cdot h \cdot b = 2,10 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5 \text{ mm}$; $A_{s,ef.} = 2,45 \text{ cm}^2$

Será adotada como armadura construtiva superior

- Armadura negativa no apoio central

$$M_d = 20510,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,18; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 7,83 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 20 \text{ mm}$; $A_{s,ef.} = 9,42 \text{ cm}^2$

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 16926,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 5,07; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 6,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 4\phi 16,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 8,04\text{cm}^2$$

- Armadura positiva no trecho BC

$$M_d = 3528,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 24,32; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 1,24 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,45\text{cm}^2$$

- Armadura de pele (necessária quando $h > 60\text{cm}$)

$$A_{s \text{ face}} = 0,0010 \cdot b_w \cdot h = 1,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 1\phi 16\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,01\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 403,90\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot l/2 = 403,90\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{ctd} \cdot B \cdot d = 568,45\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{ min}} = V_{sw, \text{ min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{ min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 52,59\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 101,11\text{kN}$$

$$V_{Sd, \text{ min}} = 153,70\text{kN} < V_{d, \text{ face}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{ face}} - pd \cdot d/2 = 324,75\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 223,64\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 8,73\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 4,36\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 8\text{mm cada } 11\text{cm}; A_{s \text{ ef.}} = 4,57\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Trecho transversal maior que a mínima} = 310,57\text{cm}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 2,05 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 1,03 \text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 18cm; $A_{s,ef} = 1,09 \text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b,min} = 19,00 \text{cm}$

Armadura positiva no Trecho AB: $l_{b,min} = 15,20 \text{cm}$

Armadura positiva no Trecho BC: $l_{b,min} = 6,00 \text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 0,14 \text{cm} < a_{lim} = 0,78 \text{cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,09 \text{mm} < w_{lim} = 0,4 \text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 3,20 \text{m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho AB

$l = 1,84 \text{m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho BC

$l = 1,94 \text{m}$ - Comprimento das barras negativas no apoio central

$l = 2,19 \text{m}$ - Comprimento das barras superiores construtivas no trecho AB

$l = 0,56 \text{m}$ - Comprimento das barras superiores construtivas no trecho BC

Gancho de 19 e 24cm nas armaduras inferiores ($\phi 12,5 \text{mm}$ e $\phi 16 \text{mm}$, respectivamente) e de 48cm nas armaduras superiores sobre o apoio central.

Viga F15

1. Esforços solicitantes: $M_{max,B}^- = 277,40 \text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = 232,10 \text{kN.m}$; $M_{CD}^+ = 78,60 \text{kN.m}$; $M_D^- = 86,70 \text{kN.m}$; $V_{k,max} = 421,40 \text{kN}$; $V_{k,A} = 284,40 \text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 20 \text{cm}$; $h = 75 \text{cm}$ e $d = 70,00 \text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no B

$$M_d = 38836,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,52; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 13,87 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 25,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef}} = 14,72\text{cm}^2$

- Armadura negativa no D

$$M_d = 121,38 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 807,38; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 0,04 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s\text{ ef}} = 2,45\text{cm}^2$

Também adotado como armadura construtiva no trecho não tracionado.

- Armadura positiva no trecho ab

$$M_d = 32494,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 3,02; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 11,14 \text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 25,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef}} = 14,72\text{cm}^2$

- Armadura positiva no trecho CD

$$M_d = 11004,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 8,91; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 3,77 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 16,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef}} = 4,02\text{cm}^2$

Será utilizada também como armadura construtiva no trecho não comprimido.

- Armadura de pele (necessária quando $h > 60\text{cm}$)

$$A_{sp,face} = 0,0010 . bw .h = 1,50 \text{ cm}^2$$

Adotado: $1\phi 16,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef}} = 2,01\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 589,96\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * 1/2 = 585,62\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B . d = 609,67\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 56,41 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 108,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 164,52 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} > V_{Sd,min}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, face} - p \cdot d / 2 = 411,49 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 303,38 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 11,04 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 5,52 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 10 \text{ mm}$ cada 14 cm ; $A_{s,ef.} = 5,61 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Trecho com armadura transversal maior que a mínima

$$a = 171,64 \text{ cm}$$

APOIO A

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, eixo} = 1,4 V_k = 398,16 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} = V_{d, eixo} - q \cdot d \cdot 1/2 = 393,41 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 609,67 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 56,41 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 108,11 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 164,52 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} > V_{Sd,min}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

Força cortante a $d/2$ da face do apoio:

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, face} - p \cdot d / 2 = 307,71 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 199,60 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 7,26 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 3,63 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 8 \text{ mm}$ cada 13 cm ; $A_{s,ef.} = 3,87 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b,min} = 23,75\text{cm}$

Armadura negativa no apoio D: Será utilizada como armadura construtiva, e portanto a ancoragem será atendida.

Armadura positiva AB: $l_{b,min} = 23,75\text{cm}$;

Armadura positiva CD: Será utilizada como armadura construtiva no trecho comprimido DE, e portanto a ancoragem será atendida

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 0,11\text{cm} < a_{lim} = 1,56\text{cm}$

- Abertura de fissuras: $w_k = 0,14\text{mm} < w_{lim} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 7,25\text{m}$ - Comprimento das barras positivas

$l = 3,75\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra positiva no trecho AB

$l = 7,25\text{m}$ - Comprimento das barras negativas construtivas

$l = 3,46\text{m}$ - Comprimento das barras negativas no trecho mais tracionado

Ganchos de 24cm e 48cm nas barras inferiores ($\phi 16\text{mm}$ e $\phi 25\text{mm}$, respectivamente) e ganchos de 48cm nas armaduras negativas no trecho mais tracionado.

➤ Viga F16

1. Esforços solicitados: $M_k = 2,62\text{kN.m}$ e $V_k = 17,19\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,10\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$M_d = 1,4.M_k = 366,98\text{kN.cm}$

$k_c = bd^2 / M_d = 27,84$; $k_s = 0,023$

$A_s = k_s.M_d / d = 0,32\text{ cm}^2$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

- Armadura mínima longitudinal

$A_{s,min} = \rho_{min} .h .b = 0,68\text{ cm}^2$

Adotado: $2\phi 8\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 24,06 \text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 18,15 \text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 169,88 \text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,72 \text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 45,84 \text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} < V_{sd, \text{min}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw, \text{min}} = \rho_{sw, \text{min}} \cdot b = 1,54 \text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw, \text{min}} / n = 0,77 \text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{mm}$ cada 15cm; $A_{s \text{ ef.}} = 1,31 \text{cm}^2/\text{m}$.

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b, \text{min}} = 7,60 \text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 0,00029 \text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,24 \text{cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorre, pois $M_r < M_a$.

7. Comprimento das Barras

$$l = 0,58 \text{m}$$

Armaduras superiores construtivas = Armadura mínima calculada

Ganchos de 12 cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F17

1. Esforços solicitantes: $M_k = 5,20 \text{kN.m}$ e $V_k = 11,00 \text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 15 \text{cm}$; $h = 30 \text{cm}$ e $d = 26,10 \text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4 \cdot M_k = 728,00 \text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 14,04; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,64 \text{cm}^2$$

Adotado: $2\phi 8 \text{mm}$; $A_{s \text{ ef.}} = 1,00 \text{cm}^2$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot h \cdot b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 15,40\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 9,48\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = V_{sw,\min} + V_c$$

$$V_{sw,\min} = \rho_{\min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = 45,84\text{kN} > V_{Sd,\min}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\min} = \rho_{sw,\min} \cdot b = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\min} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm cada } 15\text{cm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\min} = 7,60\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

$$\text{- Flecha total: } a_t = 0,00046\text{cm} < a_{\lim} = 0,24\text{cm}$$

$$\text{- Abertura de fissuras: } w_k = 0,0883\text{mm} < w_{\lim} = 0,4\text{mm}$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 1,83\text{m}$$

Armadura superior = armadura mínima

Ganchos de 12 cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F18

$$1. \text{ Esforços Solicitantes: } M_{\max,C}^- = 321,30\text{kN.m}; M_{AB}^+ = 64,40\text{kN.m}; M_{CD}^+ = 284,70\text{kN.m}; M_{\max,B}^- = 14,40\text{kN.m}; V_{k, \max} = 622,00\text{kN}; V_{k,B} = 199,00\text{kN}.$$

$$2. \text{ Características da seção: } b = 25\text{cm}; h = 70\text{cm} \text{ e } d = 65,25\text{cm}.$$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio C

$$M_d = 44982,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,37; k_s = 0,027$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 18,61 \text{ cm}^2$$

Adotado: 4 ϕ 25mm; $A_{s \text{ ef.}} = 19,63 \text{ cm}^2$

- Armadura negativa no apoio B

$$M_d = 2016,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 52,80; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,71 \text{ cm}^2$$

Adotado: 2 ϕ 12,5mm; $A_{s \text{ ef.}} = 2,45 \text{ cm}^2$

Também adotado como armadura construtiva no trecho não tracionado

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 9016,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 11,81; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 3,32 \text{ cm}^2$$

Adotado: 2 ϕ 16mm; $A_{s \text{ ef.}} = 4,02 \text{ cm}^2$

Também adotado no trecho BC

- Armadura positiva no trecho CD

$$M_d = 39858,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 2,67; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 14,66 \text{ cm}^2$$

Adotado: 3 ϕ 25,0mm; $A_{s \text{ ef.}} = 14,72 \text{ cm}^2$

- Armadura de pele (necessária quando $h > 60 \text{ cm}$)

$$A_{sp, \text{ face}} = 0,0010 \cdot b \cdot h = 1,75 \text{ cm}^2$$

Adotado: 1 ϕ 16,0mm; $A_{s \text{ ef.}} = 2,01 \text{ cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio C

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 870,80\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 866,84\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 707,85\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 65,49\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 125,52\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 191,01\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 718,40\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 592,87\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 23,22\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 11,61\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 10\text{mm cada } 7\text{cm; } A_{s \text{ ef.}} = 11,21\text{cm}^2/\text{m}$$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima: $a = 1,49\text{m}$

Adotado a 1,49 do apoio C e em todo trecho CD.

APOIO A

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 278,60\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 276,58\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 707,85\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = V_{sw, \text{min}} + V_c$$

$$V_{sw, \text{min}} = \rho_{\text{min}} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 65,49\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 125,52\text{kN}$$

$$V_{sd, \text{min}} = 191,01\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} > V_{sd, \text{min}}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd, d/2} = V_{d, \text{face}} - pd \cdot d/2 = 276,58\text{kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd, d/2} - V_c = 151,06\text{kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 5,92\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 2,96\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3\text{mm}$ cada 10cm; $A_{s\text{ ef.}} = 3,12\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio D: $l_{b,\text{min}} = 23,75\text{cm}$

Armadura negativa no apoio B: Será utilizada como armadura construtiva, e, portanto, a ancoragem será atendida

Armadura positiva AB: $l_{b,\text{min}} = 15,20\text{cm}$

Armadura positiva CD: $l_{b,\text{min}} = 23,75\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha total: $a_t = 1,09\text{cm} < a_{\text{lim}} = 2,64\text{cm}$

- $w_k = 0,16\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4\text{mm}$

7. Comprimento das Barras

$l = 4,19\text{m}$ - Comprimento das barras positivas

$l = 2,91\text{m}$ - Comprimento das barras positivas no trecho mais solicitado

$l = 4,65\text{m}$ - Comprimento das barras negativas construtivas

$l = 2,33\text{m}$ - Comprimento das barras negativas no trecho mais tracionado

Ganchos de 24cm e 48cm nas barras inferiores ($\phi 16\text{mm}$ e $\phi 25\text{mm}$, respectivamente) e ganchos de 48cm nas armaduras negativas no trecho mais solicitado.

➤ Viga F19

1. Esforços solicitantes: $M_k = 68,10\text{kN.m}$ e $V_k = 140,00\text{kN}$;

2. Características da seção: $b = 25\text{cm}$; $h = 70\text{cm}$ e $d = 63\text{cm}$

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 9534,00\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,25; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 4,87\text{ cm}^2$$

Adotado: $3\phi 16\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$.

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\min} = \rho_{\min} \cdot h \cdot b = 1,50 \text{ cm}^2$$

Adotado: $2\phi 12,5\text{mm}$; $A_{s,\text{ef.}} = 2,45\text{cm}^2$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d,\text{eixo}} = 1,4 V_k = 196,00\text{kN}$$

$$V_{d,\text{face}} = V_{d,\text{eixo}} - qd \cdot l/2 = 194,08\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 396,61\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = V_{sw,\min} + V_c$$

$$V_{sw,\min} = \rho_{\min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 36,70\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 70,33\text{kN}$$

$$V_{sd,\min} = 107,03\text{kN}$$

$$V_{d,\text{face}} < V_{sd,\min}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\min} = \rho_{sw,\min} \cdot b = 2,05\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\min} / n = 1,03\text{cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5\text{mm}$ cada 15; $A_{s,\text{ef.}} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem: $l_{b,\min} = 15,20\text{cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

$$\text{- Flecha total: } a_t = 0,40\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,77\text{cm}$$

$$\text{- Abertura de fissuras: } w_k = 0,14\text{mm} < w_{\text{lim}} = 0,4$$

7. Comprimento das Barras

$$l = 2,03\text{m}$$

Armaduras superiores = armadura mínima

Ganchos de 24cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga 20

1. Esforços Solicitantes: $M_k = 1,24\text{kN.m}$ e $V_k = 10,58\text{kN}$

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 30\text{cm}$ e $d = 26,10\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

$$M_d = 1,4.M_k = 174,06\text{kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 58,71; k_s = 0,023$$

$$A_s = k_s.M_d / d = 0,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_s \text{ ef.} = 1,00\text{cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . h . b = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8,0\text{mm}; A_s \text{ ef.} = 1,00\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

- Cálculo dos Esforços

$$V_d, \text{ eixo} = 1,4 V_k = 14,81\text{kN}$$

$$V_d, \text{ face} = V_d, \text{ eixo} - q_d * l/2 = 10,09\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 . \alpha . F_{cd} . B_w . d = 169,88\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = V_{sw,\text{min}} + V_c$$

$$V_{sw,\text{min}} = \rho_{\text{min}} . 0,9 . b . d . f_{yd} = 15,72\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 . f_{ctd} . b . d = 30,13\text{kN}$$

$$V_{sd,\text{min}} = 45,84\text{kN}$$

$$V_d, \text{ face} < V_{sd,\text{min}}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,\text{min}} = \rho_{sw,\text{min}} . b_w = 1,54\text{cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,\text{min}} / n = 0,77\text{cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotado: } \phi 5\text{mm cada } 15; A_s \text{ ef.} = 1,31\text{cm}^2/\text{m}$$

$$5. \text{ Comprimento de Ancoragem: } l_{b,\text{min}} = 7,60\text{cm}$$

6. Verificação de fissuras e flechas:

$$\text{- Flecha Total: } a_t = 0,00008\text{cm} < a_{\text{lim}} = 0,19\text{cm}$$

7. Comprimentos das barras

$$L = 0,40\text{m}$$

Armadura Superior = Armadura mínima

Ganchos de 24cm nas armaduras inferiores.

➤ Viga F21

1. Esforços solicitantes: $M_{\max,B}^- = 84,20\text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = 76,50\text{kN.m}$; $V_{k, \max} = 134,10\text{kN}$ e $V_{k, A} = 92,50\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 20\text{cm}$; $h = 55\text{cm}$ e $d = 50,50\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no B

$$M_d = 11788,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,33; k_s = 0,025$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 5,84 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 3\phi 16\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$$

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 10710,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 4,76; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 5,09 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 3\phi 16,0\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 6,03\text{cm}^2$$

- Armadura mínima longitudinal

$$A_{s, \min} = \rho_{\min} \cdot h \cdot b = 1,65 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 12,5\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 2,45\text{cm}^2$$

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{ eixo}} = 1,4 V_k = 187,74\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} = V_{d, \text{ eixo}} - qd \cdot 1/2 = 186,98\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 440,00\text{kN}$$

$$V_{sd, \min} = V_{sw, \min} + V_c$$

$$V_{sw, \min} = \rho_{\min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 40,71\text{kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 78,03\text{kN}$$

$$V_{sd, \min} = 118,74\text{kN}$$

$$V_{d, \text{ face}} > V_{sd, \min}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, face} - pd \cdot d/2 = 167,11 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 89,09 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 4,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 2,25 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 6,3 \text{ mm}$ cada 13; $A_{s \text{ ef.}} = 2,40 \text{ cm}^2/\text{m}$

Trecho com armadura transversal maior que a mínima

$$a = 0,88 \text{ m}$$

APOIO A

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, eixo} = 1,4 V_k = 129,50 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} = V_{d, eixo} - qd \cdot l/2 = 127,91 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 440,00 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 40,71 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 78,03 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 118,74 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} > V_{sd,min}$$

- Dimensionamento da armadura transversal

$$V_{Sd,d/2} = V_{d, face} - pd \cdot d/2 = 108,05 \text{ kN}$$

$$V_{sw} = V_{Sd,d/2} - V_c = 30,02 \text{ kN}$$

$$a_{sw} = V_{sw} / 0,9 \cdot d \cdot f_{ywd} = 1,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw} / n = 0,76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5,0 \text{ mm}$ cada 24cm; $A_{s \text{ ef.}} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

Armadura negativa no apoio B: $l_{b,min} = 15,20 \text{ cm}$

Armadura positiva: $l_{b,min} = 15,20 \text{ cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas

- Flecha Total: $a_t = 1,59 \text{ cm} < a_{lim} = 1,62 \text{ cm}$

- Abertura de Fissuras: $w_k = 0,11 \text{ mm} < w_{lim} = 0,4$

7. Comprimento das Barras

$l = 5,82\text{m}$ - Comprimento das barras positivas

$l = 4,21\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra positiva no trecho AB

$l = 5,82\text{m}$ - Comprimento das barras negativas

$l = 3,00\text{m}$ - Comprimento da 3ª barra negativa sobre o trecho tracionado

Ganchos de 24 cm nas barras inferiores e na 3ª barra superiores sobre o trecho mais solicitado.

➤ Viga F22

1. Esforços solicitantes: $M_{\max}^- = 3,30\text{kN.m}$; $M_{AB}^+ = 8,70\text{kN.m}$; $V_{k,\max} = 14,50\text{kN}$;
 $V_{k,B} = 12,90\text{kN}$.

2. Características da seção: $b = 15\text{cm}$; $h = 35\text{cm}$ e $d = 31,50\text{cm}$.

3. Cálculo da Armadura Longitudinal

- Armadura negativa no apoio central

$$M_d = 462,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 32,22; k_s = 0,027$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

- Armadura positiva no trecho AB

$$M_d = 1218,00 \text{ kN.cm}$$

$$k_c = bd^2 / M_d = 12,22; k_s = 0,024$$

$$A_s = k_s \cdot M_d / d = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 2\phi 8\text{mm}; A_{s \text{ ef.}} = 1,00\text{cm}^2$$

Também adotada no trecho BC

4. Cálculo da Armadura Transversal

Apoio B

- Cálculo dos Esforços

$$V_{d, \text{eixo}} = 1,4 V_k = 20,30\text{kN}$$

$$V_{d, \text{face}} = V_{d, \text{eixo}} - qd * 1/2 = 20,25\text{kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha \cdot F_{cd} \cdot B \cdot d = 202,43\text{kN}$$

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

$$V_{sw,min} = \rho_{min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{yd} = 18,73 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 35,90 \text{ kN}$$

$$V_{sd,min} = 54,63 \text{ kN}$$

$$V_{d, face} < V_{sd,min}$$

- Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot b = 1,54 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} / n = 0,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Adotado: $\phi 5 \text{ mm}$ cada 18cm; $A_{s,ef.} = 1,09 \text{ cm}^2/\text{m}$

5. Comprimento de ancoragem

- Armadura negativa no apoio B: Será adotada como armadura construtiva em toda viga.

- Armadura positiva no Trecho AB : $l_{b,min} = 7,60 \text{ cm}$

6. Verificação da fissuração e flechas:

- Flecha Total: $a_t = 0,04 \text{ cm} < a_{lim} = 1,56 \text{ cm}$

- Abertura de fissuras: não ocorrem fissuras, pois $M_r > M_a$

7. Comprimento das Barras

$l = 3,83 \text{ m}$ - Comprimento das barras inferiores

$l = 3,83 \text{ m}$ - Comprimento das barras superiores

Ganchos de 12cm nas barras superiores.

ANEXO H –Dimensionamento dos Pilares

O detalhamento dos pilares está minuciosamente detalhado no cálculo do pilar 1. Todos os pilares foram dimensionados pelo mesmo método e por isso os demais cálculos são apresentados de forma sucinta. Como não há engastamento entre as vigas e pilares, não existem momentos fletores atuantes no topo do pilar e, por isso, o dimensionamento foi realizado considerando apenas as excentricidades mínimas.

Como não haviam momentos fletores atuantes, as estimas de áreas resultaram em uma área significativamente menor do que a adotada, entretanto, os critérios para adoção da área do pilar também consideraram aspectos arquitetônicos e o comprimento de ancoragem necessário da viga que nele se apóia.

➤ Pilar 1

1. Dados Iniciais

Concreto = 25 Mpa; Aço:CA-50; Cobrimento = 2,50 cm

$l_e = 315,00$ cm e $N_k = 54,57$ kN

2. Esforços Solicitantes

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k$$

$\gamma_n = 1$ - Tabela 13.1 da NBR 6118/07

$\gamma_f = 1,25$ - Tabela 11.1 da NBR 6118/08

$$N_d = 68,21 \text{ kN}$$

Estimativa da área do pilar:

$$A_c = \frac{1,45 N_d}{0,6 F_{ck} + 0,42}$$

$$A_c = 51,51 \text{ cm}^2$$

Adotado: $h_x = 22$ cm; $h_y = 29$ cm e $A_c = 638,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 49,54 \text{ cm}; \lambda_y = 37,58 \text{ cm}$$

4. Excentricidade de 1ª ordem

Como as vigas não estão engastadas no pilar, o momento fletor solicitante na base e no topo do pilar será: $M_x = M_y = 0$; $e_{1x} = e_{1y} = 0$.

6. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,min x} = 147,34 \text{ kN.cm}; e_{1x, min} = 2,16 \text{ cm}$$

$$M_{1d,min y} = 161,66 \text{ kN.cm}; e_{1y, min} = 2,37 \text{ cm}$$

7. Esbeltez Limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1 / h}{\alpha b}$$

$$35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Na direção x:

$$\alpha_b = 1, \text{ pois } M_x = 0 < M_{x,min}$$

$$\lambda_{1x} = 26 \geq 35$$

$$\lambda_{1x} = 35$$

Na direção y:

$$\alpha_b = 1$$

$$\lambda_{1y} = 26 \geq 35$$

$$\lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada:

$$e_{2x} = \frac{le^2/10 \cdot 0,005}{(v+0,5)h_x}$$

$$(v+0,5) \geq 1$$

$$(v+0,5) = 0,559873041 \geq 1$$

$$(v+0,5) = 1$$

$$e_{2x} = 2,26 \text{ cm}$$

$$e_x \geq \alpha_{bx} e_{1x} + e_{2x} = 4,42 \text{ cm}; e_{1x} = 2,16 \text{ cm}$$

$$e_x = 4,42\text{cm}$$

$$e_{2y} = \frac{1e^2/10 \cdot 0,005}{(v+0,5)hy}$$

$$(v+0,5) \geq 1$$

$$(v+0,5) = 0,559873041 \geq 1$$

$$(v+0,5) = 1$$

$$e_{2y} = 1,71\text{cm}$$

$$e_y \geq \alpha_{bx} e_{1x} + e_{2x} = 4,08 \text{ cm}; e_{1y} = 2,37 \text{ cm}$$

$$e_y = 4,08\text{cm}$$

6. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

Força normal adimensional:

$$v = N_d / A_c \cdot f_{cd}$$

$$v = 0,059873041$$

Com $v = 0,059873041$ e utilizando os ábacos de Venturini para flexão reta:

Direção x:

$$\mu = M_{d,tot x} / h_x \cdot A_c \cdot F_{cd}$$

$$\mu = 0,01$$

Direção y:

$$\mu = M_{d,tot y} / h_y \cdot A_c \cdot F_{cd}$$

$$\mu = 0,01$$

Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 2,55\text{cm}^2$$

8. Detalhamento

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 N_d / f_{yd} = 0,24 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} \geq 0,004 A_c = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,min} = 2,55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2,55 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 10,0\text{mm}$; $A_{s,ef} = 3,14\text{cm}^2$

A taxa de armadura resulta:

$$\rho = (A_s/A_c) * 100 = 0,49\% < \rho_{\max} = 4\%$$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t \geq \phi_l / 4; 5,00\text{mm}$$

$$\phi_t \geq 2,50\text{mm}; 5,00\text{mm}$$

$$\phi_t = 5,00\text{mm}$$

$$s_{\max} \leq 20,00\text{cm}; b \text{ (menor dimensão do pilar)}; 12\phi_l$$

$$s_{\max} \leq 20,00\text{cm}; 29 \text{ cm}; 12 \text{ cm}$$

$$t = 12 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{c0,min}$$

$$l_b = 38 \phi, \text{ para concreto C25}$$

$$l_b = 38 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 31 \text{ cm}$$

$$l_{0c, min} \geq 0,6 l_b = 23 \text{ cm}; 15\phi = 15 \text{ cm}; 20 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 31 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal

O comprimento total da armadura longitudinal, será:

$$l = l_{\text{pilar}} + l_{0c}, \text{ onde } l_{\text{pilar}} = 317$$

$$l = 348 \text{ cm}$$

➤ Pilar 2

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 54,57 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 68,21 \text{ kN}$

Área Estimada: $A_c = 51,51 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 22 \text{ cm}$; $h_y = 29 \text{ cm}$; $A_c = 638,00 \text{ cm}^2$.

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 49,54 \text{ cm}; \lambda_y = 37,58 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,\min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,\min x} = 147,34 \text{ kN.cm}; e_{1x,\min} = 2,16 \text{ cm}$$

$$M_{1d,\min y} = 161,66 \text{ kN.cm}; e_{1y,\min} = 2,37 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Direção x:

$$\lambda_{1x} = 26 \geq 35 \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y não existem vigas apoiadas, portanto $e_1 = 0$.

$$\lambda_{1y} = 25 \geq 35 \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_x = 4,42\text{cm}$; $e_y = 4,08\text{cm}$

7. Cálculo Armadura

Cálculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,059873041$$

Direção x: $\mu = 0,01$; Direção y: $\mu = 0,01$

Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 2,55\text{cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 2,55 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 10,0\text{mm}$; $A_{s\text{ ef.}} = 3,14\text{cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi t = 5,00\text{mm}; t = 12 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = 31 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Armadura Longitudinal: $l = 348 \text{ cm}$

➤ Pilar 3

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$; $N_k = 78,66 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 98,33 \text{ kN}$

Área estimada: $A_c = 74,26 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 22 \text{ cm}$; $h_y = 29 \text{ cm}$; $A_c = 638,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$\lambda = 3,46 l_e / h$; $\lambda_x = 49,54 \text{ cm}$; $\lambda_y = 37,58 \text{ cm}$

5. Momento Fletor mínimo

$M_{1d,\min} = N_d (1,5 + 0,03h)$

$M_{1d,\min x} = 212,38 \text{ kN.cm}$; $e_{1x,\min} = 2,16 \text{ cm}$

$M_{1d,\min y} = 233,03 \text{ kN.cm}$; $e_{1y,\min} = 2,37 \text{ cm}$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$\lambda_{1x} = 26 \geq 35$: $\lambda_{1x} = 35$

- Na direção y não existem vigas apoiadas, portanto $e_1 = 0$

$\lambda_{1y} = 25 \geq 35$ $\therefore \lambda_{1y} = 35$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_{2x} = 2,26 \text{ cm}$; $e_y = 4,08 \text{ cm}$;

7. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

$v = 0,086304075$

Direção x: $\mu = 0,01$; Direção y: $\mu = 0,01$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 2,55 \text{ cm}^2$

8. Detalhamento

$A_s = 2,55 \text{ cm}^2$

Adotado: $4\phi 10,0 \text{ mm}$; $A_{s,\text{ef.}} = 3,14 \text{ cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$\phi_t = 5,00 \text{ mm}$; $t = 12 \text{ cm}$

9. Comprimento de Espera

$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,\text{calc}} / A_{s,\text{ef}} \geq l_{c0,\min} = 23 \text{ cm}$

$l_{0c} = 31 \text{ cm}$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 348 \text{ cm}$

➤ Pilar 4

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$; $N_k = 175,36 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 219,20 \text{ kN}$

Área estimada: $A_c = 165,54 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 25 \text{ cm}$; $h_y = 30 \text{ cm}$; $A_c = 750,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$\lambda = 3,46 l_e / h$; $\lambda_x = 43,60 \text{ cm}$; $\lambda_y = 36,33 \text{ cm}$

5. Momento Fletor Mínimo

$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$

$M_{1d,min x} = 493,20 \text{ kN.cm}$; $e_{1x, min} = 2,25 \text{ cm}$

$M_{1d,min y} = 526,08 \text{ kN.cm}$; $e_{1y, min} = 2,40 \text{ cm}$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$\lambda_{1x} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$

- Na direção y:

$\lambda_{1y} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_{2x} = 1,98 \text{ cm}$; $e_y = 4,05 \text{ cm}$;

7. Cálculo Armadura

Cálculo do Momento de 2ª ordem:

$v = 0,163669333$

Direção x: $\mu = 0,02$; Direção y: $\mu = 0,02$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 3,00 \text{ cm}^2$

8. Detalhamento

$A_s = 3,00 \text{ cm}^2$

Adotado: $4\phi 10,0 \text{ mm}$; $A_{s,ef} = 3,14 \text{ cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\varphi_t = 5,00\text{mm}; t = 12 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,\text{calc}} / A_{s,\text{ef}} \geq l_{c0,\text{min}} = 23\text{cm}$$

$$l_{0c} = 36 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 353 \text{ cm}$

➤ Pilar 5

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 717,00 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 896,25 \text{ kN}$

Área estimada: $A_c = 676,86 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 35 \text{ cm}$; $h_y = 30 \text{ cm}$; $A_c = 1050,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 31,14 \text{ cm}; \lambda_y = 36,33 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor mínimo

$$M_{1d,\text{min}} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,\text{min } x} = 2285,44 \text{ kN.cm}; e_{1x,\text{min}} = 2,55 \text{ cm}$$

$$M_{1d,\text{min } y} = 2151,00 \text{ kN.cm}; e_{1y,\text{min}} = 2,40 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

Na direção x não existem vigas apoiadas, portanto $e_1 = 0$

$$\lambda_{1x} = 25 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y:

$$\lambda_{1y} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x < \lambda_{1x}$ = não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_y = 4,05\text{cm}$;

7. Cálculo Armadura

Cálculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,478$$

Direção x: $\mu = 0,03$; Direção y: $\mu = 0,05$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 4,20\text{cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 4,20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Adotado: } 4\phi 12,5\text{mm}; A_{s,ef} = 4,91\text{cm}$$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t = 5,00\text{mm}; t = 15 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{c0,min} = 29\text{cm}$$

$$l_{0c} = 41 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 358 \text{ cm}$

➤ Pilar 6

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 112,60 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 197,05 \text{ kN}$

Área Estimada: $A_c = 148,82 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 29 \text{ cm}; h_y = 29 \text{ cm}; A_c = 841,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 37,58 \text{ cm}; \lambda_y = 37,58 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,min x} = 467,02 \text{ kN.cm}; e_{1x, min} = 2,37 \text{ cm}$$

$$M_{1d,min y} = 467,02 \text{ kN.cm}; e_{1y, min} = 2,37 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x não tem existirem vigas apoiadas, portanto $e_1 = 0$:

$$\lambda_{1x} = 28 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y:

$$\lambda_{1y} = 25 \geq 35 \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_x = 4,08\text{cm}; e_y = 4,08\text{cm}$

7. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,131212498$$

Direção x: $\mu = 0,01$; Direção y: $\mu = 0,01$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 3,36 \text{ cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 3,36 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 12,5 \text{ mm}$; $A_s \text{ ef.} = 4,91 \text{ cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi t = 5,00 \text{ mm}; t = 15 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s, \text{calc}} / A_{s, \text{ef}} \geq l_{c0, \text{min}} = 20 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 33 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 350 \text{ cm}$

➤ Pilar 7

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 55,70 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes

$$N_d = 69,63 \text{ kN}$$

Área estimada: $A_c = 52,28 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 14 \text{ cm}$; $h_y = 29 \text{ cm}$; $A_c = 406,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 77,85 \text{ cm}; \lambda_y = 37,58 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor mínimo

$$M_{1d, \text{min}} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d, \text{min } x} = 133,69 \text{ kN.cm}; e_{1x, \text{min}} = 1,92 \text{ cm}$$

$$M_{1d, \text{min } y} = 165,02 \text{ kN.cm}; e_{1y, \text{min}} = 2,37 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$$\lambda_{1x} = 27 \geq 35 \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y:

$$\lambda_{1y} = 26 \geq 35 \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_x = 5,46\text{cm}$; $e_y = 4,08\text{cm}$;

7. Cálculo Armadura

Cálculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,096$$

Direção x: $\mu = 0,03$; Direção y: $\mu = 0,01$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 1,62\text{cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 1,62 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 8,0\text{mm}$; $A_{s,ef} = 2,01\text{cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi t = 5,00\text{mm}; t = 10 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{c0,min} = 20\text{cm}$$

$$l_{0c} = 25 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 342 \text{ cm}$

➤ Pilar 8

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 301,37 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 376,72 \text{ kN}$

Área estimada: $A_c = 398,30 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 25 \text{ cm}$; $h_y = 29 \text{ cm}$ e $A_c = 284,50 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 43,60 \text{ cm}; \lambda_y = 37,58 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,min x} = 847,61 \text{ kN.cm}; e_{1x, min} = 2,25 \text{ cm}$$

$$M_{1d,min y} = 898,82 \text{ kN.cm}; e_{1y, min} = 2,37 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$$\lambda_{1x} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y:

$$\lambda_{1y} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y > \lambda_{1y}$ = são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_x = 4,23\text{cm}$; $e_y = 4,08\text{cm}$;

7. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,29$$

Direção x: $\mu = 0,04$; Direção y: $\mu = 0,03$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 2,90\text{cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 2,90 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 10,0\text{mm}$; $A_{s,ef} = 3,14\text{cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t = 5,00\text{mm}; t = 12 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{c0,min} = 23 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 35 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 352 \text{ cm}$

➤ Pilar 9

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 717,00 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 896,24 \text{ kN}$

Área estimada: $A_c = 676,85 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 35 \text{ cm}$; $h_y = 40 \text{ cm}$; $A_c = 1400,00 \text{ cm}^2$

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h; \lambda_x = 31,14 \text{ cm}; \lambda_y = 27,25 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d, \min x} = 2285,82 \text{ kN.cm}; e_{1x, \min} = 2,55 \text{ cm}$$

$$M_{1d, \min y} = 2419,86 \text{ kN.cm}; e_{1y, \min} = 2,70 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$$\lambda_{1x} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y:

$$\lambda_{1y} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x < \lambda_{1x}$ = não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y < \lambda_{1y}$ = não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y

7. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,35$$

Direção x: $\mu = 0,02$; Direção y: $\mu = 0,00005$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 5,60 \text{ cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_{s, \min} = 5,60 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 5,60 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 16,0 \text{ mm}$; $A_{s, \text{ef.}} = 8,04 \text{ cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t = 5,00 \text{ mm}; t = 19 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s, \text{calc}} / A_{s, \text{ef.}} \geq l_{c0, \min} = 36 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 42 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 359 \text{ cm}$

➤ Pilar 10

1. Dados Iniciais: $l_e = 315,00 \text{ cm}$ e $N_k = 494,14 \text{ kN}$

2. Esforços Solicitantes: $N_d = 617,68 \text{ kN}$

Área Estimada: $A_c = 466,47 \text{ cm}^2$

Adotado: $h_x = 29 \text{ cm}$; $h_y = 43 \text{ cm}$; $A_c = 1247,00 \text{ cm}^2$.

3. Índice de Esbeltez

$$\lambda = 3,46 l_e / h ; \lambda_x = 37,58 \text{ cm}; \lambda_y = 25,35 \text{ cm}$$

5. Momento Fletor Mínimo

$$M_{1d,min} = N_d (1,5 + 0,03h)$$

$$M_{1d,min x} = 1463,89 \text{ kN.cm}; e_{1x, min} = 2,37 \text{ cm}$$

$$M_{1d,min y} = 1723,31 \text{ kN.cm}; e_{1y, min} = 2,79 \text{ cm}$$

6. Esbeltez Limite

- Na direção x:

$$\lambda_{1x} = 26 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1x} = 35$$

- Na direção y não existem vigas apoiadas, portanto $e_1 = 0$.

$$\lambda_{1y} = 25 \geq 35 \quad \therefore \lambda_{1y} = 35$$

$\lambda_x > \lambda_{1x}$ são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

$\lambda_y < \lambda_{1y}$ não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x

- Determinação dos efeitos locais de 2ª ordem, pelo método do pilar padrão com curvatura aproximada: $e_x = 4,08 \text{ cm}$

7. Cálculo Armadura

Calculo do Momento de 2ª ordem:

$$v = 0,277384122$$

Direção x: $\mu = 0,03$; Direção y: $\mu = 0,01$

- Ábaco 1: $\rho = 0,4$

$$A_s = \rho (\%) \cdot A_c = 4,99 \text{ cm}^2$$

8. Detalhamento

$$A_s = 4,99 \text{ cm}^2$$

Adotado: $4\phi 16,0 \text{ mm}$; $A_{s,ef} = 8,04 \text{ cm}^2$

O diâmetro e o espaçamento dos estribos são:

$$\phi_t = 5,00 \text{ mm}; t = 19 \text{ cm}$$

9. Comprimento de Espera

$$l_{0c} = l_b \cdot A_{s,calc} / A_{s,ef} \geq l_{c0,min} = 26 \text{ cm}$$

$$l_{0c} = 38 \text{ cm}$$

10. Comprimento da Amadura Longitudinal: $l = 355 \text{ cm}$

ANEXO I – Detalhamento das Armaduras das Lajes

ANEXO J – Armaduras das Vigas do Edifício de Concreto Armado

Viga	Dimensões			Armadura Inferior				Armadura Superior				Estribos		
	b	h	l	N	ϕ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	ϕ (mm)	S (mm)
V1	15	45	280	2	8	273	21	2	8	273	36	1	4,2	17,5
V2	15	125	220	3	12,5	213	16	3	12,5	213	56	8	5	25
V3	15	45	625	2	8	285	20	2	8	274	36	3	4,2	17,5
				2	8	363	21	2	8	394	36			
V4	15	125	204	3	12,5	203	16	3	12,5	202	54	7	5	25
V5	15	30	280	2	8	273	21	2	8	273	16	1	4,2	15
V6	15	30	80	2	8	73	21	2	8	73	21	3	4,2	15
V7	15	45	735	2	8	473	21	2	8	509	36	3	4,2	17,5
				2	8	265	20	2	8	272	37			
V8	15	45	360	2	10	385	16	2	10	353	35	1	4,2	17,5
V9	15	30	60	2	8	52	9	3	10	51	22	4	4,2	15
V10	15	30	110	2	8	103	21	2	8	102	22	5	4,2	15
V11	15	30	150	2	8	143	21	2	8	143	16	9	4,2	15
V12	15	45	280	2	8	273	21	2	8	272	37	1	4,2	17,5
V13	15	45	518	2	8	514	20	2	8	510	36	1	4,2	17,5
								2	12,5	279	36	5	5	25
													2	5
V14	15	30	163	2	12,5	155	24	4	12,5	152	21	1	4,2	15
V15	15	45	1080	2	8	473	21	2	8	505	36	5	4,2	17,5
				2	8	610	20	2	8	617	36			
V16	15	45	110	2	8	1.086		2	8	1.094	36	5	4,2	17,5
V17	15	30	40	2	8	32	9	2	8	31	22	2	4,2	15
V18	15	45	347	2	8	335		2	8	340	35	1	4,2	17,5
V19	15	125	125	3	12,5	203	16	3	12,5	203	56	6	5	25
V20	15	45	930	2	8	915		2	10	922	36	4	4,2	17,5
								1	10	185				
V21	15	125	210	3	12,5	203	15	3	12,5	203	56	6	5	25
V22	15	30	75	2	8	68	21	2	8	68	16	4	4,2	15
V23	15	30	200	2	8	193	21	2	8	193	16	1	4,2	15
V24	15	30	75	2	8	68	21	2	8	68	16	4	4,2	15
V25	15	45	1100	2	8	1.080		2	10	1.092	36	5	4,2	17,5
								1	10	185				
V26	15	30	215	2	8	208	21	2	8	208	16	1	4,2	15
V27	15	30	45	2	8	38	21	2	8	39	21	2	4,2	15
V28	15	45	1100	2	10	623	15	2	10	615	36	5	4,1	17,5
				2	8	495	20	2	8	631	36			
V29	15	45	382	2	8	376	17	2	8	375	35	2	4,2	17,5
V25	14	45	274	2	8	268	21	2	8	268	16	1	4,2	17,5
V26	14	45	1080	2	10	1.075	35	2	10	1.075	35	5	4,2	17,5
								1	10	145				
V27	14	30	280	2	8	273	21	2	10	273	21	1	4,2	15
V28	14	30	209	2	8	203	21	2	10	10	22	1	4,2	15
V29	14	30	359	3	12,5	353	16	2	8	353	22	2	4,2	15
V30	14	30	280	2	8	273	21	2	8	275	22	1	4,2	15
V31	14	30	510	2	10	502	34	3	10	503	37	2	4,2	17,5
V32	14	45	245	2	10	238	16	3	16	238	21	7	5	15
													8	5

Viga	Dimensões			Armadura Inferior				Armadura Superior				Estribos		
	b	h	l	N	φ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	φ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	φ (mm)	S (mm)
V33	14	45	280	2	8	273	21	3	10	273	35	1	4,2	17,5
V34	14	45	44	2	8	37	9	2	8	36	38	2	4,2	17,5
V35	14	45	625	2	10	618	16	3	12,5	620	37	3	4,2	17,5
				1	10	235	15							
V36	14	45	1080	2	10	1.073	36	2	12,5	1.076	37	1	4,2	15
				2	10	325		1	12,5	215		7	4,2	17,5
V37	14	45	469	2	10	463	16	2	8	463	16	2	4,2	17,5
V38	14	45	135	2	8	128	21	2	8	128	16	7	4,2	17,5
V39	14	45	1405	2	10	802	10	2	16	800	37			
				2	10	597	20	2	12,5	650	37	7	4,2	17,5
				1	10	275								
V40	14	45	655	2	10	650	20	4	10	175	30	2	4,2	22,5
				1	10	270		2	5	220				
								2	12,5	303	37			
V41	14	45	638	2	10	632	19	2	12,5	632	37	3	4,2	17,5
V42	14	45	1285	2	5	777	10	1	16	823	37	3	4,2	17,5
				2	5	499		2	16	776	37	1	5	15
				1	10	250		2	16	503	20	1	5	25
V43	14	45	1100	2	10	1.092	15	3	10	490	20	2	4,2	17,5
				1	10	215		2	20	716	25	1	6,3	10
				2	10	280		1	20	300		7	6,3	25
												7	6,3	22,5
V44	14	30	393	2	12,5	386	15	2	10	387	22	2	4,2	15
								1	10	113	22			
V45	14	45	1100	2	10	1.095	15	3	10	1.095	20	5	4,2	17,5
				1	10	230		2	10	180				
V50	14	45	274	2	8	268	21	2	8	268	16	1	4,2	17,5
V51	14	45	108	2	10	1.075	35	2	10	1.074	38	5	4,2	17,5
V52	14	30	280	2	8	273	21	2	8	273	21	1	4,2	15
V53	14	30	209	2	8	203	21	2	10	203	21	1	4,2	15
V54	14	30	359	3	12,5	262	15	2	8	252	15	2	4,2	14
V55	14	30	280	2	10	272	14	2	10	275	22	1	4,2	15
V56	14	45	510	2	10	505	35	2	10	503	37	2	4,2	17,5
V57	14	30	245	2	10	237	14	2	20	238	21	7	5	15
												8	5	12,5
V58	14	45	280	2	8	275	20	2	12,5	273	35	1	4,2	17,5
V59	14	45	37	2	8	37	9	2	8	36	36	2	4,2	17,5
V60	14	45	625	2	10	618	16	3	12,5	620	37	3	4,2	17,5
				1	10	230	15							
V61	14	45	1080	2	10	1.075	35	2	12,5	1.075	37	5	4,2	17,5
				2	10	325		1	12,5	215				
V62	14	45	469	2	10	463	16	2	8	463	16	2	4,2	17,5
V63	14	45	135	2	8	128	21	2	8	128	16	7	4,2	17,5
V64	14	45	1405	2	10	802	10	2	12,5	801	37	7	4,2	17,5
				1	10	275		2	12,5	313	37			
				2	10	597	20	1	12,5	295				
								2	12,5	597	37			
V65	14	45	639	2	10	632	14	2	12,5	631	37	3	4,2	17,5
V66	14	45	127	2	10	777	10	2	16	822	37	2	4,2	17,5

Viga	Dimensões			Armadura Inferior				Armadura Superior				Estribos			
	b	h	l	N	ϕ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)	Gancho (cm)	N	ϕ (mm)	S (mm)	
			8	2	10	499			1	16	774	37	2	5	15
			1	10	250			2	16	501	15	1	5	25	
												7	5	12,5	
V67	14	45	110 0	2	12,5	1.094	20	2	10	500	20	3	4,2	17,5	
				1	12,5	240		2	15	702	37	1	6,3	12,5	
								2	10	453	20				
								2	16	255					
V68	14	30	393	2	12,5	386	15	2	10	387	22	2	4,2	15	
								1	10	113	21				
V69	14	45	110 0	2	10	1.125	15	2	12,5	1.095	20	5	4,2	17,5	
				1	10	225		1	12,5	180					
V70	14	45	108 0	2	10	1.075	15	2	10	176	37	5	4,2	17,5	
								1	10	145					
								1	10	145					
V71	14	30	280	2	10	273	16	2	10	273	21	1	4,2	15	
V72	14	30	209	2	8	203	21	2	8	203	21	1	4,2	15	
V73	14	30	359	2	12,5	352	14	2	12,5	253	22	2	4,2	15	
V74	14	30	280	2	10	273	16	2	8	273	16	1	4,2	15	
V75	14	45	510	2	10	505	15	2	10	503	35	2	5	17,5	
V76	14	30	245	2	10	238	16	2	10	238	21	1	4,2	15	
V77	14	45	280	2	12,5	273	16	2	12,5	273	35	1	4,2	17,5	
V78	14	45	44	2	8	37	9	2	12,5	36	37	2	4,2	17,5	
V79	14	45	625	2	10	650	16	2	12,5	620	37	3	4,2	17,5	
				1	10	200									
V80	14	45	108 0	2	10	1.075	15	2	12,5	1.075	37	5	4,2	17,5	
				1	10	255									
				1	10	285									
V81	14	45	469	2	12,5	463	16	2	10	462	37	2	4,2	17,5	
V82	14	45	134	2	10	128	16	2	8	128	16	7	4,2	17,5	
V83	14	45	128 5	2	10	800	10	2	16	800	37	6	4,2	17,5	
				2	10	495	15	2	16	476	37				
				1	10	230		2	16	338	37				
V84	14	45	517	2	10	512	14	1	12,5	512	16	2	4,2	17,5	
V85	14	45	128 5	2	10	1.276	10	2	16	533	37	7	5	25	
				1	10	210		2	12,5	815	15	5	4,2	17,5	
								1	16	338	37				
V86	14	45	110 0	2	10	1.092	15	2	12,5	1.095	15	5	4,2	17,5	
				1	10	205									
				1	10	230									
V87	14	30	393	2	12,5	386	15	2	10	387	15	2	4,2	15	
								1	10	108	22				
V88	14	30	110 0	2	10	1.095	15	2	12,5	1.094	37	5	4,2	17,5	
				1	10	215									
V89	14	45	220	2	10	213	16	2	10	213	35	1	4,2	17,5	
V90	14	45	209	2	10	213	16	2	10	203	36	1	4,2	17,5	
V91	14	45	210	2	10	203	16	2	10	204	37	8	4,2	17,5	
V92	14	45	210	2	10	203	15	2	10	201	15	8	4,2	17,5	

Viga	Dimensões Viga			Armadura Pele		
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)
V1	15	45	280	2	8	273
V2	15	125	220	12	6,3	211
V4	15	125	204	12	6,3	203
V19	15	125	125	12	6,3	168
V20	15	45	930	4	4,2	923
V21	15	125	210	12	6,3	163
V25	15	45	1100	4	4,2	175

ANEXO K – Detalhamento dos Pilares

Pilar	Dimensões			Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)	N	ϕ (mm)	S (mm)
P01	25	40	220	6	10	140	8	5	12
				6	10	318	26	5	12
P02	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P03	20	40	1540	6	10	145	8	5	12
				6	10	355	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	118	10	5	12
P04	25	45	1635	6	10	145	8	5	12
				6	10	355	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	160	10	5	12
P05	25	45	1640	6	10	145	8	5	12
				6	10	355	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	217	18	5	12
P06	25	40	320	6	10	140	8	5	12
				6	10	318	26	5	12
P07	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P08	20	40	1535	6	10	145	8	5	12
				6	10	355	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	118	10	5	12

Pilar	Dimensões			Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)	N	ϕ (mm)	S (mm)
P09	20	40	1535	6	10	145	8	5	12
				6	10	355	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	118	10	5	12
P10	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P11	25	40	320	6	10	140	8	5	12
				6	10	318	26	5	12
P12	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P13	25	40	320	6	10	145	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P14	20	45	220	6	10	140	8	5	12
				6	10	318	26	5	12
P15	25	40	320	6	10	145	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P16	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P17	25	75	1420	10	10	145	8	5	12
				10	10	355	26	5	12
				10	10	315	22	5	12
				10	10	315	22	5	12
				10	10	315	22	5	12
				10	10	315	22	5	12
				10	10	273	22	5	12
P18	25	75	315	10	10	140	8	5	12
				10	10	313	26	5	12
P19	20	45	1320	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	325	22	5	12
				3	12,5	100			
				6	12,5	217	15	6,3	15
P20	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12

Pilar	Dimensões			Armadura Longitudinal			Armadura Transversal		
	b (cm)	h (cm)	l (cm)	N	ϕ (mm)	L (cm)	N	ϕ (mm)	S (mm)
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P21	25	40	315	6	10	140	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P22	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P23	25	40	315	6	10	140	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P24	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P25	25	40	320	6	10	140	8	5	12
				6	10	318	26	5	12
P26	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P27	25	40	420	6	10	145	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P28	25	40	415	6	10	140	8	5	12
				6	10	313	26	5	12
P29	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P30	20	40	1100	6	10	140	8	5	12
				6	10	315	26	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	315	22	5	12
				6	10	273	22	5	12
P31	25	40	315	6	10	140	8	5	12
				6	10	313	26	5	12

ANEXO L – Composições utilizadas no orçamento

COD. PINI	DESCRIÇÃO	UN	COEF.
03210.8.1.10	ARMADURA de aço para pilares, CA-50, corte e dobra na obra	KG	-
01270.0.1.10	Ajudante de armador	H	0,06
01270.0.25.1	Armador	H	0,06
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	UN	4,70
03210.3.2.3	Barra de aço CA-50 3/16" (bitola: 5 mm / massa linear: 0,154 kg/m)	KG	1,10
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	KG	0,02
03210.8.1.11	ARMADURA de aço para vigas, CA-50, corte e dobra na obra	KG	-
01270.0.1.10	Ajudante de armador	H	0,09
01270.0.25.1	Armador	H	0,09
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	UN	7,30
03210.3.2.2	Barra de aço CA-50 3/16" (bitola: 5 mm / massa linear: 0,154 kg/m)	KG	1,10
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	KG	0,02
03210.8.1.12	ARMADURA de aço para lajes, CA-50, corte e dobra na obra	KG	-
01270.0.1.10	Ajudante de armador	H	0,05
01270.0.25.1	Armador	H	0,05
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	UN	11,40
03210.3.2.5	Barra de aço CA-50 3/16" (bitola: 5 mm / massa linear: 0,154 kg/m)	KG	1,10
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	KG	0,02
03210.8.1.3	ARMADURA de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro 10 mm, corte e dobra na obra	KG	-
01270.0.1.10	Ajudante de armador	H	0,08
01270.0.25.1	Armador	H	0,08
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	UN	11,40
03210.3.2.5	Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	KG	1,10

05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro:1,25 mm / bitola:18 BWG)	KG	0,02
03310.8.1.21	CONCRETO estrutural virado em obra , controle "A", consistência para vibração, brita 1 e 2, fck 25 MPa	M ³	-
01270.0.45.1	Servente	H	6,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	M ³	0,87
02060.3.3.1	Pedra britada 1	M ³	0,21
02060.3.3.2	Pedra britada 2	M ³	0,63
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	KG	349,00
22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	hprod	0,31
04070.8.1.1	GROUT - preparo e lançamento com argamassa de cimento, cal hidratada, areia sem peneirar e pedrisco traço 1:0,1:3:2	M ³	-
01270.0.40.1	Pedreiro	H	5,00
01270.0.45.1	Servente	H	18,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	M ³	0,69
02060.3.6.1	Pedrisco	M ³	0,46
02065.3.2.1	Cal hidratada CH III	KG	15,00
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	KG	297,00
04211.8.2.22	ALVENARIA de vedação com blocos cerâmico furado, 14 x 19 x 39 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 12 mm com argamassa industrializada	M ²	-
01270.0.40.1	Pedreiro	H	0,70
01270.0.45.1	Servente	H	0,70
04060.3.2.1	Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	KG	15,00
-	Bloco cerâmico de vedação 9 x 14 x 19 cm	UN	50,00
04212.8.1.1	ALVENARIA estrutural com blocos cerâmico, 14 x 19 x 29 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10mm com argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,2:5,4 - tipo 3 -	M ²	-
01270.0.40.1	Pedreiro	H	0,70
01270.0.45.1	Servente	H	0,70
04060.8.1.76	ARGAMASSA mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,2:5,4	M ³	0,01
04212.3.1.1	Bloco cerâmico vazado estrutural - bloco inteiro 14 x 19 x 39 (altura: 190 mm / comprimento: 290 mm / largura: 140 mm) - 7 Mpa	UN	17,00
04212.8.1.1	ALVENARIA estrutural com blocos cerâmico, 14 x 19 x 29 cm, espessura da parede 14 cm, juntas de 10mm com argamassa mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,2:5,4 - tipo 3 -	M ²	-
01270.0.40.1	Pedreiro	H	0,70
01270.0.45.1	Servente	H	0,70
04060.8.1.76	ARGAMASSA mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,2:5,4	M ³	0,01

04212.3.1.1	Bloco cerâmico vazado estrutural - bloco inteiro 14 x 19 x 29 (altura: 190 mm / comprimento: 290 mm / largura: 140 mm) - 10 Mpa	UN	17,00
04060.8.1.76	ARGAMASSA mista de cimento, cal hidratada e areia sem peneirar traço 1:0,2:5,4	M³	
01270.0.45.1	Servente	H	0,13
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	M³	0,02
02065.3.2.1	Cal hidratada CH III	KG	0,36
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	KG	3,62
04085.8.4.2	VERGA /CINTA em bloco Cerâmico 14 x 19 x 29 cm	M	-
01270.0.40.1	Pedreiro	H	0,40
01270.0.45.1	Servente	H	0,50
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	M³	0,01
02060.3.3.2	Pedra britada 2	M³	0,01
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	KG	4,37
03210.3.2.2	Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	KG	0,50
04221.3.5.3	Canaleta cerâmica de vedação - canaleta inteira 14 x 19 x 29 (altura: 190 mm / comprimento: 290 mm / largura: 140 mm)	UN	2,50
04085.8.1.1	VERGA RETA moldada no local com fôrma de madeira considerando 5 reaproveitamentos, concreto armado fck = 13,5 MPa, controle tipo "B"	M³	-
01270.0.19.1	Carpinteiro	H	16,00
01270.0.25.1	Armador	H	4,80
01270.0.40.1	Pedreiro	H	2,00
01270.0.45.1	Servente	H	28,80
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	M³	0,93
02060.3.3.1	Pedra britada 1	M³	0,21
02060.3.3.2	Pedra britada 2	M³	0,63
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	KG	268,00
03125.3.1.1	Desmoldante de fôrmas para concreto	L	2,20
03210.3.2.2	Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	KG	69,00
05060.3.20.6	Prego 18 x 27 com cabeça (diâmetro: 3,40 mm / comprimento: 62,1 mm)	KG	2,13
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	KG	1,20
06062.3.2.1	Pontalete 3a. construção (seção transversal: 3x3 " / tipo de madeira: cedro)	M	32,00
06062.3.4.4	Sarrafo aparelhado (comprimento: 1000 mm / espessura: 25 mm / largura: 100 mm / tipo de madeira: pinho)	M	16,30
06062.3.5.7	Tábua (seção transversal: 1x12 " / tipo de madeira: cedrinho)	M²	10,00

22300.9.2.5	BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	hprod	0,31
03110.8.2.6	FÔRMA com chapa compensada resinada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos com pontaletes 7,5 x 7,5 cm	M ²	-
03110.8.24.15	FABRICAÇÃO de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.25.1	MONTAGEM de fôrma com chapa compensada plastificada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.26.1	DESMONTAGEM de fôrma com chapa compensada plastificada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.2.7	FÔRMA com chapa compensada resinada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos com pontaletes 7,5 x 7,5 cm, 3 aproveitamentos	M ²	-
03110.8.24.15	FABRICAÇÃO de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5x7,5cm	M ²	0,33
03110.8.25.1	MONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.26.1	DESMONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.2.7	FÔRMA com chapa compensada resinada, e=12 mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos com pontaletes 7,5 x 7,5 cm, 2 aproveitamentos	M ²	-
03110.8.24.15	FABRICAÇÃO de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5x7,5cm	M ²	0,50
03110.8.25.1	MONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.26.1	DESMONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	1,00
03110.8.24.15	FABRICAÇÃO de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/escoramentos 7,5x7,5cm	M ²	-
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	H	0,30

01270.0.19.1	Carpinteiro	H	1,20
03110.3.1.4	Chapa compensada resinada (comprimento: 2200 mm / espessura: 12 mm / largura: 1100 mm)	M ²	1,25
05060.3.20.11	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48 mm / diâmetro: 3,00 mm)	KG	0,20
06062.3.2.4	Pontaletes 3 x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	M	6,00
06062.3.4.5	Sarrafo 1 x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	M	8,25
06062.3.5.20	Tábua 1 x 6" (espessura: 25 mm / largura: 150 mm)	M	0,50
03110.8.25.1	MONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	-
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	H	0,10
01270.0.19.1	Carpinteiro	H	0,40
03125.3.1.1	Desmoldante de fôrmas para concreto	L	0,02
05060.3.20.18	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	KG	0,10
03110.8.26.1	DESMONTAGEM de fôrma com chapa compensada resinada, e=12mm, para pilares/vigas/lajes, incluso contraventamentos/travamentos 7,5x7,5cm	M ²	-
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	H	0,07
01270.0.19.1	Carpinteiro	H	0,28

ANEXO M – Preços utilizados

PREÇOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS			
DESCRIÇÃO	PREÇO	UN.	FORNECEDOR
Ajudante de armador	3,60	h	Sinduscon RS (out.2013)
Armador	5,07	h	Sinduscon RS (out.2013)
Carpinteiro	5,17	h	Sinduscon RS (out.2013)
Pedreiro	4,95	h	Sinduscon RS (out.2013)
Servente	3,60	h	Sinduscon RS (out.2013)
Arame galvanizado 12	7,50	kg	Geada Mat. Construção
Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	5,00	kg	Bortolasso
Areia lavada tipo média	70,00	m ³	Geada Mat. Construção
Argamassa pré-fabricada para assentamento de alvenaria	0,25	kg	Tumelero
Barra de aço CA-50 1" (bitola: 25,00 mm / massa linear: 3,853 kg/m)	3,62	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 1/2" (bitola: 12,50 mm / massa linear: 0,963 kg/m)	3,44	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 1/4" (bitola: 6.3 mm / massa linear: 0,245 kg/m)	3,98	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 3/4" (bitola: 20,00 mm / massa linear: 2,466 kg/m)	3,48	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	3,60	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 5/16" (bitola: 8,00 mm / massa linear: 0,395 kg/m)	3,88	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-50 5/8" (bitola: 16,00 mm / massa linear: 1,578 kg/m)	3,46	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-60 (bitola: 4.2 mm / massa linear: 0,109 kg/m)	3,47	kg	Bortolasso
Barra de aço CA-60 3/16" (bitola: 5 mm / massa linear: 0,154 kg/m)	3,50	kg	Bortolasso
BETONEIRA, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	0,31	h _{prod}	Tumelero
Bloco cerâmico de vedação 9 x 14 x 19 cm	0,35	UN	Cerâmica Beija Flor
Bloco cerâmico vazado estrutural - bloco inteiro 14 x 19 x 39 (altura: 190 mm / comprimento: 390 mm / largura: 140 mm) - 10 Mpa	1,48	UN	Pauluzzi
Bloco cerâmico vazado estrutural - bloco inteiro 14 x 19 x 39 (altura: 190 mm / comprimento: 390 mm / largura: 140 mm) - 7 Mpa	1,35	UN	Pauluzzi
Cal hidratada CH III	0,38	kg	Geada Mat. Construção

PREÇOS DE MATERIAIS E SERVIÇOS			
DESCRIÇÃO	PREÇO	UN.	FORNECEDOR
Canaleta cerâmica de vedação - canaleta inteira 14 x 19 x 39 (altura: 190 mm / comprimento: 390 mm / largura: 140 mm) - 7 MPa	1,89	UN	Pauluzzi
Chapa compensada resinada (comprimento: 2200 mm / espessura: 12 mm / largura: 1100 mm)	15,37	M ²	HS Materiais de Construção
Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	0,45	kg	Geada Mat. Construção
Desmoldante de fôrmas para concreto	12,67	l	Tumelero
Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	0,25	UN	Bortolasso
Pedra britada 1	60,00	m ³	Geada Mat. Construção
Pedra britada 2	60,00	m ³	Geada Mat. Construção
Pedrisco	47,70	m ³	Brita Ouro Preto
Pontaletes 3 x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm, cedrinho)	12,69	M	Serraria Globo
Pontaletes 3 x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm, cedrinho)	12,69	M	Serraria Globo
Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48 mm / diâmetro: 3,00 mm)	6,10	KG	Casa e Construção
Prego 17 x 27 com cabeça dupla	8,00	kg	Geada Mat. Construção
Prego 17 x 27 com cabeça simples	6,50	kg	Geada Mat. Construção
Prego 18 x 27 com cabeça (diâmetro: 3,40 mm / comprimento: 62,1 mm)	6,50	kg	Geada Mat. Construção
Sarrafo 1 x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	3,67	M	Tumelero
Sarrafo aparelhado (comprimento: 1000 mm / espessura: 25 mm / largura: 100 mm / tipo de madeira: eucalipto)	1,18	m	Serraria Breunig
Tábua 1 x 6" (espessura: 25 mm / largura: 150 mm)	1,73	M	Serraria Breunig
Tábua 3a. construção (seção transversal: 1x12" / tipo de madeira: cedrinho)	11,52	m ²	Serraria Breunig