

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA – UNIPAMPA

CENTRO DE TECNOLOGIA DE ALEGRETE - CTA

CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO EM
CONCRETO PRÉ-MOLDADO VISANDO OBTENÇÃO DE MEMORIAL
DE CÁLCULO**

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

JERÔNIMO PIEREZAN

ALEGRETE, RS , BRASIL 2013.

**ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO EM
CONCRETO PRÉ-MOLDADO VISANDO OBTENÇÃO DE MEMORIAL
DE CÁLCULO**

JERÔNIMO PIEREZAN

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa (UNIPAMPA, RS), como parte dos requisitos para obtenção da graduação em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. André Lübeck

Alegrete
2013

FOLHA DE APROVAÇÃO

Candidato: Jerônimo Pierezan

“ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE GALPÃO EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO VISANDO OBTENÇÃO DE MEMORIAL DE CÁLCULO”

Universidade Federal do Pampa

Trabalho de Conclusão de Curso defendido em 26/03/2013 perante a comissão julgadora:

Prof. Mestre André Lübeck– (Orientador)
Universidade Federal do Pampa

Prof. Dr. Ederli Marangon
Universidade Federal do Pampa

Prof. Dr. Telmo Egmar Camilo Deifeld
Universidade Federal do Pampa

Eng. Jarbas Dalcin
Engenheiro Civil

RESUMO

Os galpões de concreto pré-moldado são construções muito utilizadas no Brasil. Porém a bibliografia para o projeto e dimensionamento deste tipo de estrutura é muito limitada. Muitos dos critérios adotados para a concepção dos elementos que compõem esse empreendimento são adaptados de conceitos relativos às estruturas de múltiplos pavimentos moldadas no local. O objetivo deste trabalho é analisar as diretrizes adotadas para a elaboração do projeto de estruturas pré-moldadas de um pavimento, desenvolvendo um memorial de cálculo que facilite futuros dimensionamentos de galpões. A pesquisa foi desenvolvida por meio da análise estrutural e dimensionamento dos elementos de um galpão implantado na cidade de Caxias do sul, Rio Grande do Sul, Brasil. No levantamento dos esforços atuantes na estrutura, os elementos constituintes tiveram seu comportamento observado tanto isoladamente como em conjunto. As cargas de cálculo foram obtidas através da envoltória de resultados dos momentos e esforços cortantes e esforços normais atuantes em cada elemento. Sendo um dos principais fatores para o desenvolvimento deste trabalho a análise dos esforços, pois a falta de conhecimento sobre o real comportamento da estrutura, devido o comportamento das ligações, é a principal influência no dimensionamento. Desenvolvendo então um memorial de cálculo que contribui para a análise e dimensionamento de galpões.

Palavras chaves: Estruturas de concreto pré-moldado, análise, dimensionamento, memorial de cálculo.

ABSTRACT

The sheds precast concrete constructions are widely used in Brazil. However the bibliography for the design and sizing of this type of structure is very limited. Considering that many of the criteria adopted for designing the components of this enterprise are adapted by concepts related to the structures of multiple concrete pavements molded on the local. The objective of this research paper is to analyze the guidelines taken on the elaboration of skeleton structures of a concrete pavement, developing a memorial calculation that will facilitate future sizing of light sheds. The research was conducted by means of structural analysis and dimensioning of the elements, from a deployed project in the city of Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, Brazil. In the survey of active efforts on the structure, the constituent elements had their behavior observed both alone and together. The loads calculation were obtained by analyzing the results of the most critical moments and forces acting on each element. Being one of the main factors for developing this work the analysis of the efforts, because lack of knowledge about the real behavior of the structure due to the behavior of links is the main influence in the dimensioning. This way the present research paper contributes to the technical literature about analysis and sizing of light sheds.

Keywords: Structures of precast concrete, analysis, sizing, calculation memorial.

SUMÁRIO

SUMÁRIO	6
1 INTRODUÇÃO.....	10
1.1 Objetivos.....	14
1.2 Justificativa.....	14
1.3 Organização do texto.....	15
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	16
2.1 Sistemas estruturais para edifícios de um único pavimento.....	16
2.1.1 Sistema estrutural de esqueleto.....	16
2.1.1.1 Sistemas estruturais de eixo reto.....	16
2.1.1.2 Sistemas estruturais com trechos de eixo reto ou curvo.....	18
2.1.2 Sistema estrutural de paredes portantes.....	19
2.2 Modelagem.....	20
2.2.1 Casos para a modelagem.....	21
2.2.1.1 Cargas Verticais.....	21
2.2.1.2 Cargas de outras estruturas.....	21
2.2.1.3 Cargas de Alvenaria.....	21
2.2.1.4 Carga na cobertura.....	22
2.2.1.5 Carga nos mezaninos.....	22
2.2.1.6 Cargas especiais.....	22
2.2.1.7 Esforços Horizontais.....	22
2.2.1.8 Combinações de esforços.....	22
2.3 Ligações.....	24
2.3.1 Ligação Viga-Pilar.....	25
2.3.2 Ligação Pilar-Fundação.....	29
2.3.3 Deformabilidade das ligações.....	30
2.3 Método de dimensionamento.....	30
2.3.1 Pilares.....	30
2.3.2 Vigas.....	31
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	33
3.1 Materiais.....	33
3.1.1 Projeto.....	33
3.1.2 Programa para análise de estruturas bidimensionais Ftool Versão 2.11.....	33

3.1.3 NBR 6120 (2000), NBR 6123 (1990), NBR 6118 (2003), NBR 6092 (2006), NBR 6122 (2010).	33
3.2 Método.....	34
3.2.1 Revisão do projeto.....	34
3.2.2 Modelagem estrutural.....	35
3.2.3 Geração dos pórticos planos e peças isoladas	35
3.2.4 Aplicação das Cargas e esforços	35
3.2.5 Análises dos Esforços.....	35
3.2.6 Dimensionamento e detalhamento das peças	36
3.2.7 Elaboração do memorial de cálculo.....	36
4 APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO.....	37
4.1 Dados do projeto.....	37
4.1.1 Dimensões	37
4.1.2 Parâmetros do local de instalação (Caxias do Sul-RS).....	37
4.1.3 Elementos e dimensões.....	37
4.2 Ligações utilizadas no projeto	38
4.2.1 Ligação viga-viga	38
4.2.2 Ligação viga-pilar.....	38
4.2.2 Ligação pilar-fundação	39
4.3 Tolerâncias.....	40
5 ANÁLISE DA ESTRUTURA E COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS	41
5.1 Elementos isolados	41
5.1.1 Lajes	41
5.1.2 Viga V1	42
5.1.3 Viga V2	43
5.1.4 Viga V3	45
5.1.5 Viga V4	46
5.1.6 Tesouras.....	48
5.1.7 Pilares	53
5.1.7.1 Pilares P1 e P4.....	53
5.1.7.2 Pilares P2 e P3.....	56
5.1.7.3 Pilares P5 e P8.....	57
5.1.7.4 Pilares P6 e P7.....	58
5.1.7.5 Pilares P9 e P12.....	59

5.1.7.6 Pilares P10 e P11	61
5.1.7.7 Pilares P13 a P19 e P22	62
5.1.7.8 Pilares P20 e P21	64
5.2 Pórticos	65
5.2.1 Pórtico Frontal	66
5.2.2 Pórtico lateral.....	86
6 DIMENSIONAMENTO (memorial de cálculo)	90
6.1 Viga V1	90
6.1.1 Dimensionamento ao momento fletor	90
6.1.2 Dimensionamento ao esforço cortante	92
6.1.3 Verificação de fissuras	94
6.1.4 Cálculo de flecha	96
6.1.5 Dente gerber	97
6.1.6 Dimensionamento ao içamento (transporte da peça).....	100
6.1.6 Vigas V2,V3 e V4	101
6.2 Pilares	102
6.2.1 Pilares P13 a P18	102
6.2.1.1 Direção y (comprimentos de 4,08 metros e 3,85 metros, nos tramos 1 e 2 respectivamente).....	103
6.2.1.2 Direção x (comprimento de 7,93).....	107
6.2.1.3 Armadura do pilar.....	110
6.2.1.4 Consolo do pilar	111
6.2.1.6 Alças de içamento (todos os pilares)	116
6.2.2 Pilares P1, P4, P19 e P22.....	117
6.2.2 Pilares P2, P3, P20 e P21.....	118
6.2.2 Pilares P5, P8, P9 e P12.....	120
6.2.2 Pilares P6, P7, P10 e P11.....	121
6.3 Lajes	122
6.3.1 Dimensionamento.....	122
6.4 Tesouras.....	124
6.5 Fundações	125
6.5.1 Fundação dos pilares	126
6.5.2 Cálice da fundação.....	129
7 DETALHAMENTO	133

7.1 Viga V1	133
7.2 Viga V2	134
7.3 Viga V3	135
7.4 Viga V4	136
7.5 Pilares P1, P4, P19 e P22.....	137
7.6 Pilares P2, P3, P20 e P21.....	138
7.7 Pilares P5, P8, P9 e P12.....	139
7.8 Pilares P6, P7, P10 e P11.....	140
7.9 Pilares P13 a P19	141
7.10 Laje	142
7.11 Fundações	143
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	144
8.1 Análise geral.....	144
8.2 Sugestões para trabalhos futuros	145
8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	146
9 ANEXOS.....	148
9.1 Anexo A.....	148
9.2 Anexo B.....	149
9.3 Anexo C.....	150
9.4 Anexo D.....	151
9.5 Anexo E.....	152
9.6 Anexo F.....	153

1 INTRODUÇÃO

O mercado da construção civil esta cada vez mais exigente, buscando a maior qualidade pelo menor preço, se possível com menor tempo de execução. Neste cenário existem diversos sistemas construtivos, entre eles destaca-se o de elementos pré-moldados. Com a utilização de um único elemento, no caso concreto armado, consegue-se gerar uma estrutura desde a fabricação até a montagem em menor tempo, quando comparado a outros sistemas construtivos e com o mínimo de desperdício, atendendo assim as atuais exigências do mercado.

Apesar de empregar-se um mesmo material neste sistema, o comportamento estrutural depende de uma série de parâmetros, que são evidenciados na hora da modelagem da estrutura, como por exemplo, os tipos de ligações entre as peças da construção, segundo MELO (2007) “ligações mais rígidas favorecem a economia, mas dificultam as mudanças”, exigindo uma análise mais complexa de toda a estrutura.

Para a análise de uma estrutura em concreto armado, em relação aos materiais nele empregados, o parâmetro mais significativo é o comportamento destes em relação aos esforços. O concreto é composto por brita, areia e cimento Portland, podendo ainda contar com a incorporação de aditivos que melhorem suas características. Ele é responsável pela resistência a compressão que as peças estruturais estão sujeitas, já as armaduras compostas de aço, devido as suas características são responsáveis por resistir à parcela de esforços conhecida como tração.

Conforme a NBR 9062 (2006), elementos pré-moldados são aqueles moldados previamente fora do local de execução definitiva da estrutura, diferenciando-se dos elementos pré-fabricados, pois o primeiro tem menor controle de qualidade, dispensando o uso de laboratórios, porém com diretrizes de qualidade previstas em norma.

Para realizar o dimensionamento é necessário que o calculista defina o comportamento da estrutura, a fim de estabelecer a melhor solução para cada tipo de situação. Diferentemente de elementos moldados “in loco” com ligações monolíticas, elementos pré-moldados têm características diferentes, a conexão das peças se da por ligações rotuladas, semi-rígidas ou engastadas, por isso o engenheiro deve ter a compreensão do funcionamento do sistema que está projetando.

A aplicação de elementos pré-moldados na construção civil está presente em diversas áreas, entre elas: instalações industriais, edificações e infra-estrutura urbana e rodoviária. Existe um grande número de sistemas estruturais pré-moldados que podem ser utilizados nestas áreas, segundo EL DEBS (2000), os mais comuns são:

- ✓ Estrutura de esqueleto de um pavimento (figura 1.1);
- ✓ Estrutura de parede portante de um pavimento (figura 1.2);
- ✓ Estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos de pequena altura (figura 1.3);
- ✓ Estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos de grande altura (figura 1.4);

- ✓ Estrutura de parede portante de múltiplos pavimentos e grandes alturas (figura 1.5);
- ✓ Sistema misto (estrutura de esqueleto associado a paredes portantes) para edificação de múltiplos pavimentos (figura 1.6);



Figura 1.1- Estrutura esqueleto de um pavimento
Fonte: www.projepar.com.br



Figura 1.2 - Estrutura de parede portante de um pavimento
Fonte: <http://www.premoldadosterrabrasil.com.br>



Figura 1.3 Estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos de pequena altura
Fonte: www.medabil.com.br



Figura 1.4 - Estrutura de esqueleto de múltiplos pavimentos de grande altura
Fonte: <http://www.cimentoitambe.com.br>



Figura 1.5 - Estrutura de parede portante de múltiplos pavimentos.
Fonte: www.projepar.com.br

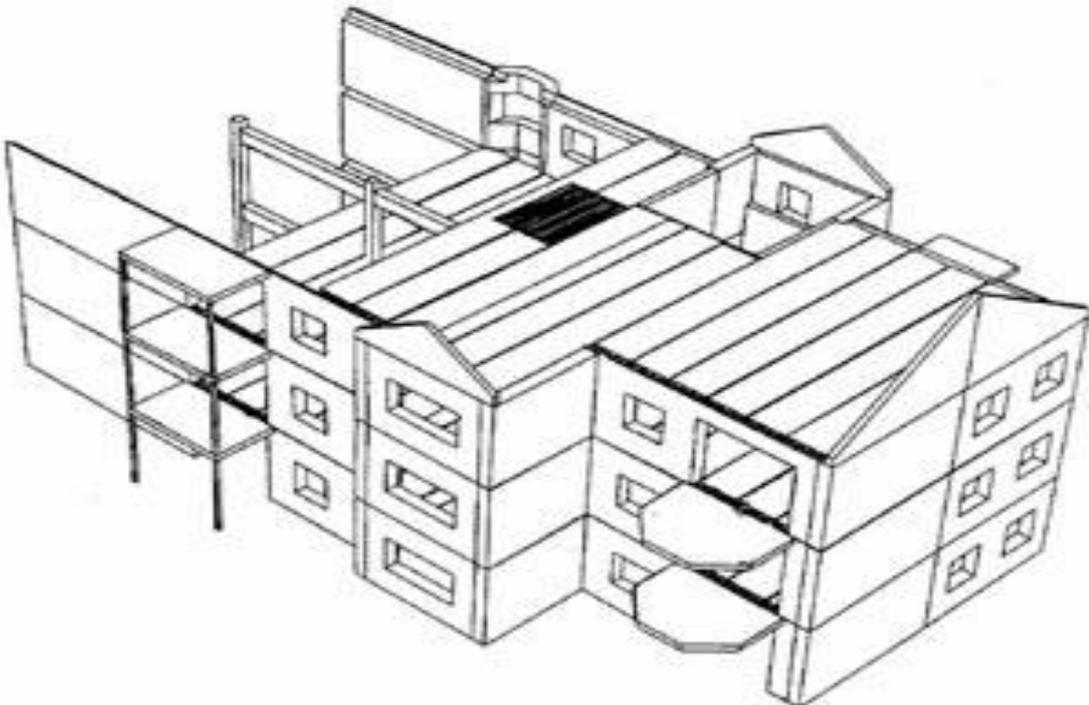


Figura 1.6 - Sistema misto para edificação de múltiplos pavimentos
Fonte: SANTOS 2010

No caso em estudo será analisada uma estrutura esqueleto de um pavimento com mezanino, popularmente conhecida como galpão. Uma construção muito comum em nosso

país, devido a sua grande versatilidade de ocupação, seus grandes vãos e espaços abertos possibilitam desde a instalação de oficinas, indústrias, depósitos e até comércios. Sendo que a utilização de uma estrutura pré-moldada neste tipo de edificação está relacionada a uma forma mais econômica, durável e estruturalmente segura, desde que dimensionada de maneira correta.

Pensando exatamente neste dimensionamento correto, torna-se necessário conhecer o comportamento da estrutura, principalmente na região das ligações dos diferentes elementos utilizados, bem como os requisitos de transporte e manuseio, já que as peças são fabricadas fora do local de execução. Tornando possível a produção de um memorial de cálculo, que venha a ser utilizado para a concepção do projeto estrutural deste modelo de edificação.

1.1 Objetivos

O objetivo geral deste trabalho é elaborar um memorial de cálculo que possa ser utilizado no dimensionamento de galpões pré-moldados com mesanino, obedecendo as normas atuais, descrevendo os passos seguidos na elaboração do projeto e as hipóteses admitidas no cálculo.

Para atender esse objetivo é necessário que sejam atendidos os objetivos específicos listados na seqüência.

- ✓ Fazer a análise da distribuição dos esforços atuantes na estrutura;
- ✓ Analisar o comportamento estrutural de um galpão pré-moldado com mezanino, identificando os aspectos que mais influenciam no dimensionamento das peças;
- ✓ Determinar os parâmetros de dimensionamento das estruturas pré-moldadas, observando e relacionando as normas NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (2006);
- ✓ Dimensionar a estrutura devido aos esforços solicitantes da estrutura e diretrizes de norma;
- ✓ Desenvolver um roteiro de cálculo que possa servir de referência para o dimensionamento de galpões leves.

1.2 Justificativa

A falta de bibliografias sobre análise e dimensionamento de galpões em estrutura pré-moldada justifica este trabalho. Existe uma deficiência de trabalhos e livros que tratem do assunto, ou seja, que reúnam conhecimentos de concreto armado, concreto pré-moldado e análise estrutural e os direcionem para estruturas de galpões, ainda mais com mezanino.

Aliada a falta de bibliografias ainda existe a dificuldade de relacionar as duas normas que regem o dimensionamento deste sistema, NBR 6118 (2003) e NBR 9062 (2006), algo que pode acarretar em erros de projeto, comprometendo a qualidade do mesmo.

1.3 Organização do texto

Apresenta-se no capítulo 2 uma revisão bibliográfica sobre os sistemas estruturais pré-moldados utilizados atualmente em edifícios de único pavimento, exemplificando os diversos tipos de elementos e as ligações existentes entre eles. Ainda neste tópico serão abordadas diversas situações que influenciam no desenvolvimento e dimensionamento das peças da estrutura.

A metodologia de desenvolvimento deste trabalho é apresentada no capítulo 3, e demonstra as atividades a serem desenvolvidas para que os objetivos deste trabalho possam ser atingidos.

O capítulo 4 trata especificamente das situações do projeto utilizado para o desenvolvimento deste trabalho. Descrevendo os diversos parâmetros levados em conta na hora do dimensionamento das peças, devido principalmente a localização geográfica do empreendimento. Posteriormente descrevendo os elementos que compõem a estrutura e os tipos de ligações utilizados.

A partir do capítulo 5 começa a análise da estrutura. Levando em conta o peso próprio dos elementos e os diferentes tipos de esforços que estão sujeitos. Sendo realizado o levantamento das cargas atuantes e sua conseqüente majoração, a fim de proceder a análise linear do empreendimento, obtendo os diagramas de esforços solicitantes.

O capítulo 6 considera os esforços mais críticos obtidos na seção anterior, para que seja apresentado o dimensionamento da estrutura e seus respectivos elementos. Sendo desenvolvido um memorial de cálculo, que auxilie em futuros dimensionamentos.

No capítulo 7 serão apresentados os detalhamentos das peças estruturais, evidenciando dimensões e localização das armaduras.

Por fim, no capítulo 8, são apresentadas as conclusões gerais, e sugestões para trabalhos futuros sobre este tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão abordados os sistemas estruturais atualmente utilizados em edifícios de um único pavimento, e seus respectivos elementos.

2.1 Sistemas estruturais para edifícios de um único pavimento

Segundo EL DEBS (2000), sistemas estruturais utilizados em edifícios de um único pavimento classificam-se:

- ✓ Sistemas estruturais de esqueleto;
 - Com elementos de eixo reto;
 - Com elementos compostos de eixo reto ou curvo;
- ✓ Sistemas estruturais de paredes portantes.

2.1.1 Sistema estrutural de esqueleto

O sistema estrutural de esqueleto é composto por pilares e vigas que formam o pórtico principal. Longitudinalmente esses pórticos são igualmente espaçados e ligados entre si pelo terreamento de cobertura e vigas de fechamento lateral. Sendo que os pórticos de fechamento frontais são compostos por vigas e pilares projetados para receber a ação horizontal do vento.

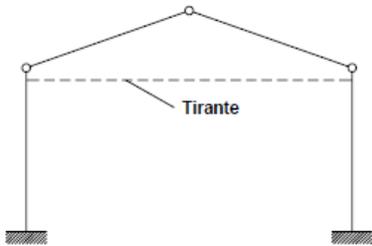
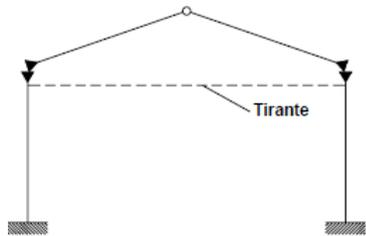
2.1.1.1 Sistemas estruturais de eixo reto

Segundo EL DEBS (2000), os elementos estruturais de eixo reto apresentam certa facilidade em todas as fases da produção das estruturas de concreto pré-moldado; essa característica faz com que esses sistemas estruturais, em princípio, sejam mais adequados para pré-moldados de fábrica; porém esses sistemas são pouco favoráveis no que diz respeito aos esforços solicitantes, pois as ligações entre pilares e vigas localizam-se em pontos onde o momento fletor e a força cortante têm valores significativos.

Esses sistemas podem apresentar as seguintes formas básicas (conforme quadro 2.1):

- ✓ Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares;
- ✓ Pilares engastados na fundação e viga engastada nos pilares;
- ✓ Pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura articulados;
- ✓ Com ligação rígida entre os pilares e os elementos de cobertura. Pilares ou articulados ou engastados

QUADRO 2.1
Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos de eixo reto.

Características	Forma Básica	Comentários
Pilares engastados na fundação e vigas articuladas nos pilares		<p>Forma básica onde a estabilidade é garantida pelo pilar engastado na fundação. Devido a facilidade de produção, montagem e também pela facilidade na execução das ligações é uma das formas mais empregadas</p>
Pilares engastados na fundação e ligação rígida entre pilares e vigas		<p>Forma usada em que a flexão dos pilares alcança momentos fletores elevados. Ocorre quando a utilização de pilares muito altos. A estabilidade é proporcionada pelo efeito de pórtico</p>
Pilares engastados na fundação e dois elementos de cobertura inclinados		<p>Empregados em coberturas inclinadas e na maioria dos casos e com uso de tirantes. O uso de tirante reduz os esforços nas ligações e também nos elementos estruturais</p>
Ligação rígida entre os dois pilares e os elementos de cobertura. Pilares ou articulados ou engastados		<p>Forma básica muito utilizada no Brasil em coberturas inclinadas. Apresentam ligações com rigidez entre a viga e o pilar. Os pilares podem estar engastados ou articulados na fundação</p>

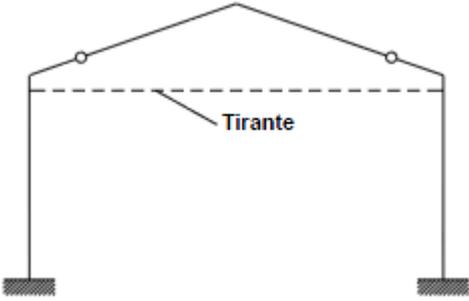
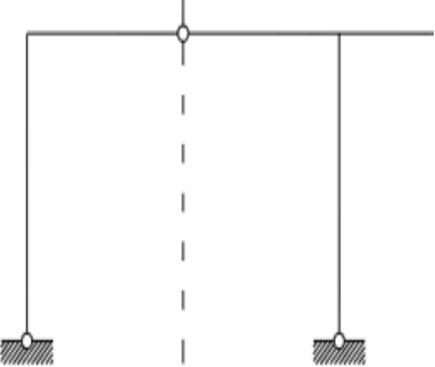
Fonte: EL DEBS (2000)

2.1.1.2 Sistemas estruturais com trechos de eixo reto ou curvo

Segundo SANTOS (2010) por apresentarem ligações viga-pilar próximas as regiões de momento nulo, os elementos compostos por trechos de eixo reto ou curvo possuem melhor distribuição de esforços solicitantes. Entretanto esse sistema é de difícil execução, o que dificulta sua execução no pré-moldado de canteiro.

QUADRO 2.2

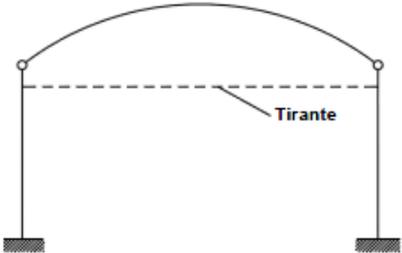
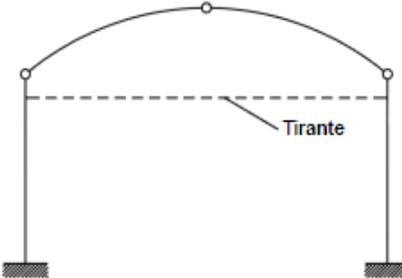
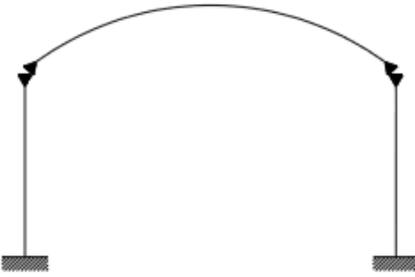
Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos de eixo reto.

Características	Forma Básica	Comentários
Com elementos engastados nas fundações e duas articulações nas vigas		Também conhecido como sistema lambda, essa forma básica possui as articulações próximas à posição do momento fletor nulo (devido a carga permanente). O emprego de tirante é muito comum e auxilia na redução dos pesos dos elementos
Com elementos em forma de "U"		Em função das limitações de fabricação transporte e montagem, esse sistema é empregado em pré-moldado de canteiro, onde a moldagem é realizada na posição horizontal. As vinculações desses elementos podem ser duas articulações
Com elementos em forma de "L" ou "T"		Essa forma básica é comumente em galpões altos e estreitos com um vão. A formação de pórticos tri articulados evita o engastamento na fundação

Fonte: EL DEBS (2000)

QUADRO 2.3

Formas básicas dos sistemas estruturais com elementos compostos de eixo curvo.

Características	Forma Básica	Comentários
Com um elemento articulado nos pilares		A utilização do arco para cobertura reduz significativamente o consumo de materiais e o peso dos elementos, proporcionada pela redução da flexão. O uso do tirante é praticamente obrigatório
Com dois elementos articulados nos pilares e entre si		Apresente diferença em relação ao caso anterior no número de elementos e no número de ligações, o que torna mais fácil a fabricação e o transporte, porém é mais difícil a montagem. O uso do tirante também é praticamente obrigatório
Com um elemento engastado nos pilares		Forma de uso limitada uma vez que é necessário realizar ligação rígida entre o pilar e o arco. Pode apresentar ou não tirante.

Fonte: EL DEBS (2000)

2.1.2 Sistema estrutural de paredes portantes

Neste sistema as paredes não servem apenas para a vedação, mas também como estrutura, servindo de apoio para cobertura. Geralmente são as paredes externas as responsáveis pela sustentação da estrutura, promovendo uma economia de materiais, mas dificultando mudanças no futuro.

São duas as principais maneiras de garantir a estabilidade deste tipo de estrutura, a primeira ocorre quando as paredes são engastadas na fundação e os elementos de cobertura apoiados, já a segunda é garantida devido a capacidade dos elementos de cobertura

transmitirem as ações laterais para as paredes, promovendo o efeito diafragma, sendo assim neste caso as paredes podem estar apoiadas na fundação.

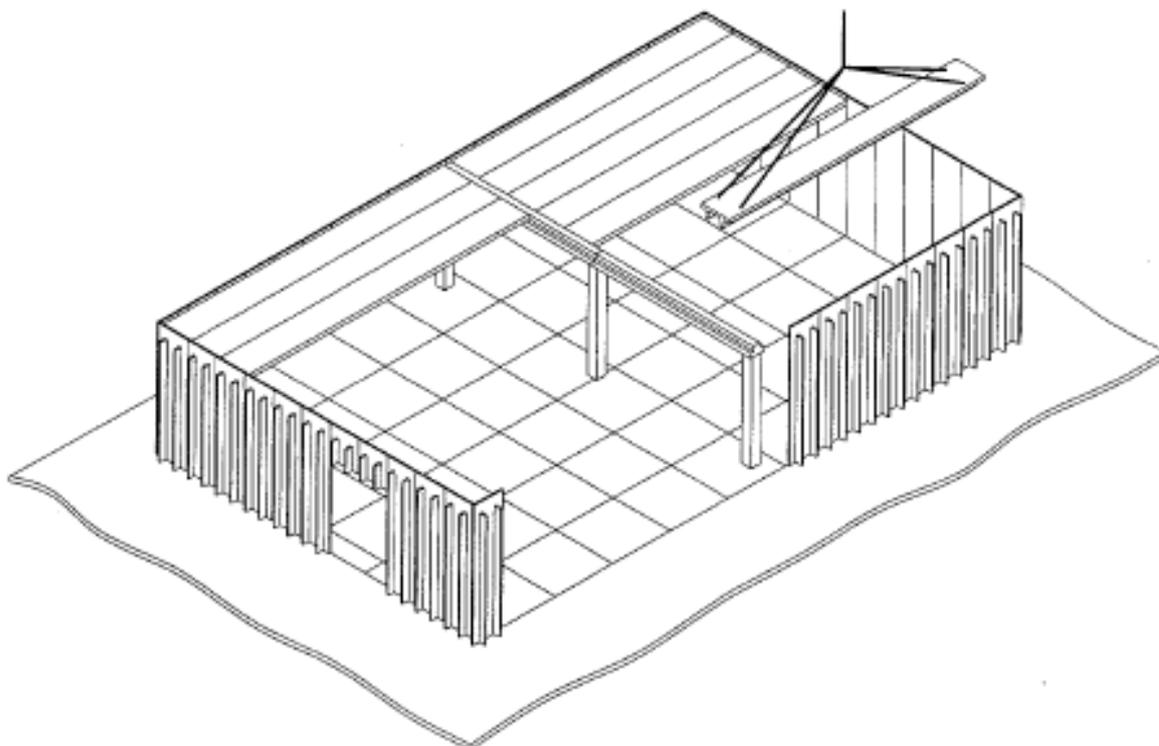


Figura 2.1 Sistema estrutural externo com parede portante com estrutura interna de esqueleto.

Fonte: EL DEBS (2000)

2.2 Modelagem

A modelagem de um sistema estrutural pré-moldado é a definição de um modelo numérico capaz de representar o comportamento estrutural da edificação.

Segundo MELO (2007) a primeira etapa do projeto é definir o melhor e mais conveniente modelo matemático, transformando o projeto da edificação a ser construída em uma aproximação da realidade, a partir da concepção arquitetônica e do cálculo estrutural. Muitas vezes o melhor modelo não é o mais detalhado. O modelo matemático mais simples pode dar informações mais satisfatórias do que uma modelagem mais complexa, ainda que apresente desvios em relação à realidade.

Esta etapa do projeto deve definir qual o melhor modelo para que o projeto torne-se uma estrutura com as suas reais características, qualidades, vantagens e também limitações.

2.2.1 Casos para a modelagem

São varias as possibilidades de modelagem estrutural com pré-moldados de concreto. Podem-se determinar vários modelos para uma mesma estrutura, ou a partir de um específico testar modificações dentro de suas características a fim de gerar os melhores comportamentos nos diversos aspectos a serem considerados, segundo MELO (2007):

- ✓ Cargas Verticais;
- ✓ Esforços Horizontais;
- ✓ Combinações de esforços;
- ✓ Ligação Pilar-fundação;
- ✓ Ligação Pilar-viga;
- ✓ Ligação Viga-laje;
- ✓ Ligação Laje Pilar;
- ✓ Travamento da estrutura pela fachada;
- ✓ Limites de deformações;

2.2.1.1 Cargas Verticais

As cargas verticais nas estruturas de concreto pré-moldado podem ter diversas origens.

2.2.1.2 Cargas de outras estruturas

Para que as cargas de outras estruturas sejam consideradas é necessário que as mesmas sejam identificadas, individualizadas e definidas previamente. Tendo origem principalmente em estruturas metálicas inseridas no pré-moldado a fim de receber outros carregamentos, bem como a inserção de baldrames ou apoio de alvenarias nas fundações, que devem ser expressos em projetos a fim de serem considerados no levantamento de cargas.

2.2.1.3 Cargas de Alvenaria

As cargas de alvenaria sobre as vigas de suporte de elementos ou de travamentos são consideradas quando previstas no projeto, que deve definir alguns detalhes, como: altura, espessura e tipo de material, para que se possa definir o valor do carregamento na estrutura.

2.2.1.4 Carga na cobertura

Segundo MELO (2007), na cobertura serão consideradas as cargas de peso próprio das peças, acrescidas de 50 Kg/m² nas telhas, sendo 30 Kg/m² de sobrecarga e 20 Kg/m² de cargas permanentes (luminárias, distribuição elétrica, etc.).

2.2.1.5 Carga nos mezaninos

Nos pavimentos em laje, geralmente consideram-se apenas as cargas distribuídas totais, ou seja, incluindo-se cargas permanentes e sobrecargas. Sendo que quando não for especificada carga diferenciada, é comum utilizar: capa de concreto com espessura média de 6 centímetros, cargas de alvenarias e contra-piso, além de sobrecarga efetiva e impermeabilização segundo MELO (2007).

2.2.1.6 Cargas especiais

Podem ser consideradas como cargas especiais: pontes rolantes, poço de elevador, casas de máquinas e escadas.

2.2.1.7 Esforços Horizontais

Segundo MELO (2007) a consideração de esforços horizontais na estrutura constitui uma das diferenças mais significativas nos modelos de um projeto. Os esforços existem e são atuantes, mas podem ou não ser desprezados, dependendo das características das estruturas, sendo eles:

- ✓ Pressão dinâmica do vento;
- ✓ Retração do concreto e efeito hiperestático de protensão;
- ✓ Variações térmicas (coberturas e mezaninos);
- ✓ Esforços horizontais aplicados.

2.2.1.8 Combinações de esforços

Depois da obtenção das ações atuantes na estrutura, deve ocorrer uma combinação ponderada entre os efeitos, pois existe a possibilidade destes atuarem ao mesmo tempo, durante período pré estabelecido. Sendo que a Norma Brasileira de Ações (NBR 8681:2003) define claramente as combinações de carregamento a serem utilizadas na determinação dos esforços principais e secundários.

Segundo a NBR 8681 (2003) a combinação das ações deve ser efetuada de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura analisada, a verificação da segurança em relação aos estados limites devem ser realizadas em funções das combinações últimas e combinações de serviço, e é dada pela expressão a seguir:

$$F_d = \sum \gamma_{gi} \times F_{gi,k} + \gamma_q [F_{q1,k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qj,k}]$$

Onde:

F_d - É valor de cálculo para as combinações últimas.

F_{gi} - Representa o valor característico das ações permanentes

$F_{q1,k}$ - Representa o valor característico da ação variável considerada como ação principal para a combinação.

$\psi_{0j} \times F_{qj,k}$ - Representa o valor reduzido da combinação reduzida de cada uma das variáveis.

Os coeficientes de ponderação das ações permanentes são retirados do quadro 2.4 a seguir:

QUADRO 2.4

Ações permanentes diretas consideradas separadamente.

COMBINAÇÃO	EFEITO	
	DESFAVORÁVEL	FAVORÁVEL
NORMAL	1,30	1,00
ESPECIAL OU DE CONSTRUÇÃO	1,20	1,00
EXCEPCIONAL	1,15	1,00

Fonte: NBR 8681 (2003)

Os coeficientes de ponderação das ações variáveis são dados pelo quadro 2.5

QUADRO 2.5

Ações variáveis consideradas separadamente.

COMBINAÇÃO	AÇÃO	COEFICIENTE
NORMAL	Temperatura	1,20
	Vento	1,40
	Demais Ações	1,50
ESPECIAL	Temperatura	1,00
	Vento	1,20
	Demais Ações	1,30
EXCEPCIONAL	Demais Ações	1,00

Fonte: NBR 8681 (2003)

Os valores dos fatores de combinação ψ_0 , expressa em norma é relativo ao tipo de construção e dos materiais utilizados. Os fatores de redução ψ_1 e ψ_2 são referentes as combinações de serviço, estes coeficientes são expresso no quadro 2.6.

QUADRO 2.6

Valores dos fatores de combinação (ψ_0) e redução (ψ_1 ψ_2) para as ações variáveis.

AÇÕES	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios			
Locais em que não há predominância de pesos e de equipamentos que permaneçam fixos por longo período de tempo, nem de elevada concentração de pessoas	0,50	0,40	0,30
Locais em que há predominância de pesos e de equipamentos que permaneçam fixos por longo período de tempo, nem de elevada concentração de pessoas	0,70	0,60	0,40
Bibliotecas, arquivos, depósitos, oficinas e garagens	0,80	0,70	0,60
Vento			
Pressão dinâmica em estruturas em geral	0,60	0,50	0,30
Cargas móveis e seus efeitos dinâmicos			
Vigas de rolamento de pontes rolantes	1,00	0,80	0,50

Fonte: NBR 8681 (2003)

2.3 Ligações

Segundo MELO (2007) as ligações entre as peças em estruturas pré-moldadas precisam levar em conta os mínimos detalhes a serem executados durante a sua montagem. É a existência delas que diferencia o pré-moldado das estruturas moldadas in loco, pois o restante do conceito e funcionamento estrutural das peças são os mesmos para os dois sistemas.

O papel das ligações no sistema pré-moldado é promover uma interligação racional entre os elementos, compondo um sistema estrutural capaz de resistir a todos os esforços atuantes incluindo ações indiretas provenientes de fluência, retração, movimentos térmicos, fogo, entre outros.

A execução correta das ligações é de extrema importância, pois se realizada de maneira inadequada do projeto não terá o funcionamento e a capacidade estrutural esperado, ou seja, quanto mais eficiente é a ligação melhor serão as qualidades estruturais atingidas.

Conforme QUEIROS (2007) para desenvolver adequadamente o projeto estrutural, os projetistas devem conhecer o fluxo de tensões ao longo da estrutura quando submetida a ações, bem como compreender como as ligações interagem com os outros elementos dentro do sistema estrutural como um todo. A função principal das ligações é a transferência das

forças entre as interfaces dos elementos pré-moldados, de forma a fazê-los interagir entre si como um único sistema estrutural. Tal interação pode ter diferentes propósitos, tais como:

- ✓ Conectar elementos a estruturas de apoio;
- ✓ Garantir o comportamento global pretendido para sistemas pré-moldados, como a ação de diafragma nos subsistemas de pisos, ação de contraventamento em paredes compostas por elementos de painéis, entre outras;
- ✓ Transferir forças do ponto de aplicação para um subsistema de estabilização, com núcleo ou parede de contraventamento.

Apesar de existirem uma série de soluções apresentadas em diversos manuais de projetos e catálogos de fabricantes, a escolha de ligação não deve ser pensada como a escolha de um dispositivo, pois existem diversos fatores que influenciam no comportamento desta parte da estrutura, como por exemplo, o preenchimento dos nichos, detalhamento das extremidades de encontro, aparelhos de apoio, entre outros elementos.

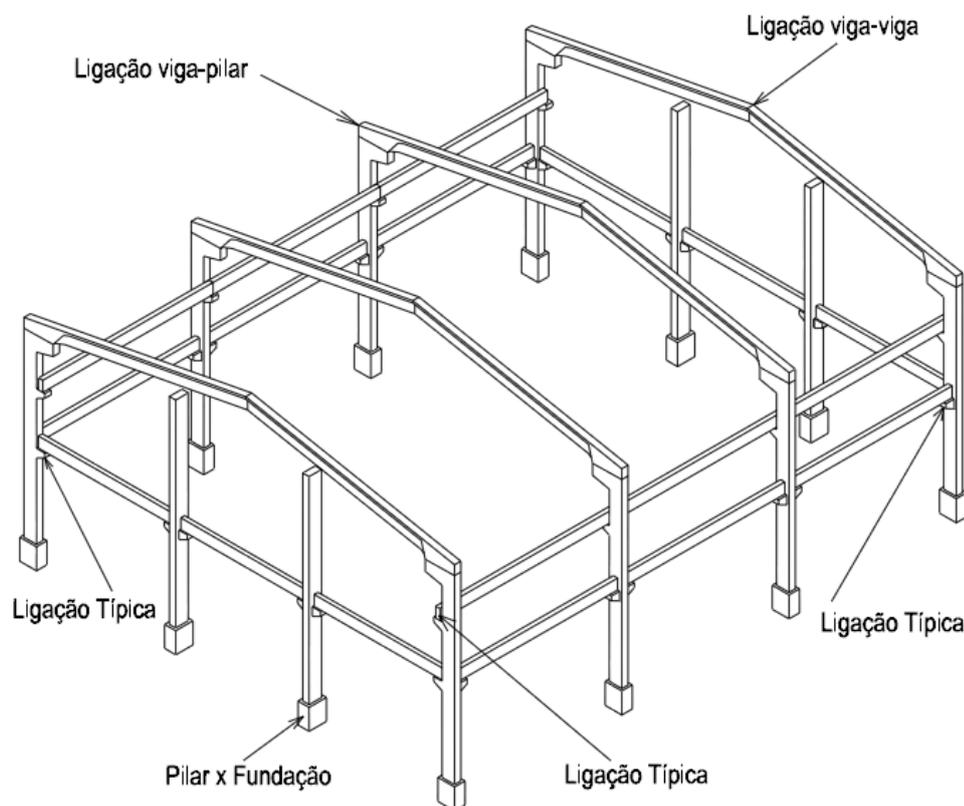


Figura 2.2 – Tipos de ligações entre os elementos estruturais. Fonte: SANTOS (2010)

2.3.1 Ligação Viga-Pilar

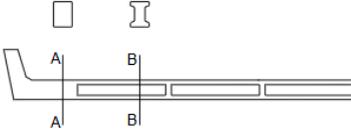
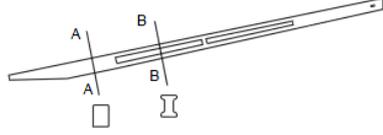
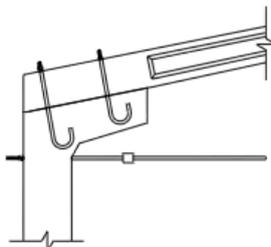
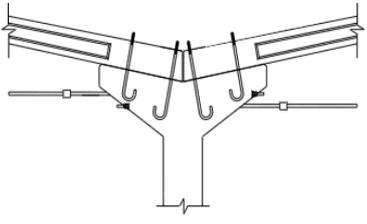
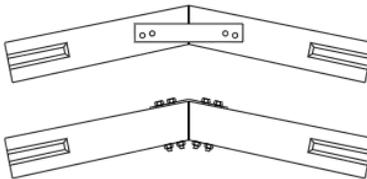
Segundo SANTOS (2010) existem diversas variações de ligação viga-pilar para galpões pré-moldados. Os sistemas mais utilizados no mercado atualmente, e também mais

encontrados nas empresas associadas na ABCIC (Associação Brasileira de Construção Industrializada de Concreto), são:

- ✓ Com chumbadores e consolos inclinados (quadro 2.7);
- ✓ Com chumbadores e consolo horizontal (quadro 2.8);
- ✓ Ligação viga-pilar passante (quadro 2.9).

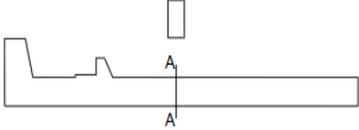
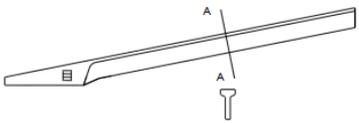
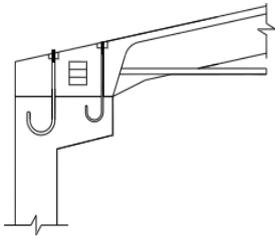
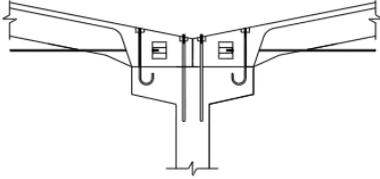
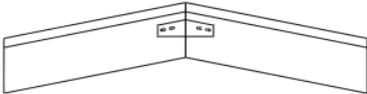
QUADRO 2.7

Sistema de Ligação viga-pilar com chumbadores e consolo inclinado.

Elementos	Desenho esquemático	Comentários
Pilar		Os pilares apresentam dimensões de ordem 20x30 (em centímetros) e seção I em quase todo o seu comprimento. O tipo de seção, além de promover economia de material, permite um melhor encaixe da alvenaria
Viga inclinada		A viga tem inclinação de 20% e seção I com dimensões variáveis. Essa variação promove uma economia de material, uma vez que acompanha os esforços de flexão. Pode ser fabricada com ou sem beiral.
Ligação viga-pilar		A viga é ligada ao pilar por meio de dois chumbadores e um consolo inclinado. Dessa maneira a ligação promove transmissão de momento fletor da viga para o pilar. O tirante é posicionado logo abaixo do consolo.
Ligação viga-pilar para galpões geminados ou múltiplos		A geminação do galpão pode ser feita utilizando um pilar com consolo duplo. Isso ocorre quando se deseja um vão maior na edificação e a presença de um pilar no meio do vão não constitui um problema.
Ligação viga-viga		A ligação viga-viga é feita com chapas metálicas e parafusos. A fixação das chapas pode ser nas faces laterais ou superiores. Por ser muito flexível, essa ligação geralmente é considerada como sendo uma articulação.

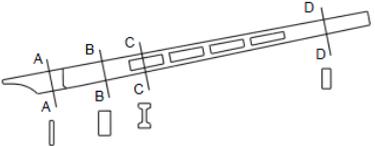
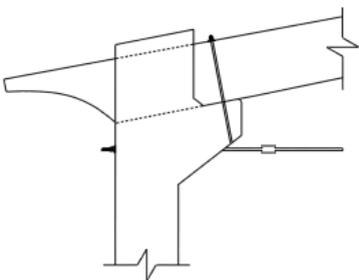
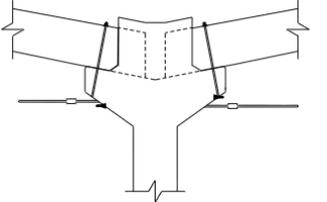
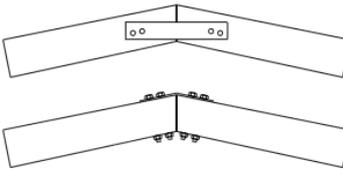
Fonte: SANTOS (2010)

QUADRO 2.8
Sistema de Ligação viga-pilar com chumbadores e consolo horizontal.

Elementos	Desenho esquemático	Comentários
Pilar		Os pilares apresentam seção retangular e dimensões (em centímetros) entre 25x35 e 30x60.
Viga inclinada		A viga tem inclinação de 20% e seção T com altura constante. As dimensões de sua seção transversal são próximas das dimensões do pilar, sendo a espessura da mesa de 10 cm. Pode ser fabricada com ou sem beiral.
Ligação viga-pilar		A viga é ligada ao pilar por meio de dois chumbadores e um consolo horizontal. Essa ligação promove transmissão de momento fletor da viga para o pilar. São usadas duas barras de aço para compor o tirante, que é conectado na viga inclinada.
Ligação viga-pilar para galpões geminados ou múltiplos		A geminação do galpão pode ser feita utilizando um pilar com consolo duplo. A ligação das vigas com o pilar ocorre de maneira semelhante a anterior.
Ligação viga-viga		A ligação viga-viga é feita com chapas metálicas e parafusos. Geralmente a fixação das chapas é feita nas faces laterais da viga. Por ser muito flexível, essa ligação geralmente é considerada como sendo uma articulação.

Fonte: SANTOS (2010)

QUADRO 2.9
Sistema de passante de ligação viga-pilar.

Elementos	Desenho esquemático	Comentários
Pilar		Os pilares apresentam seção retangular com dimensões entre 25x35 e 25x50 (em centímetros).
Viga inclinada		A viga tem inclinação de 20% e seção I com dimensões variáveis, o que promove uma economia de materiais, uma vez que acompanha os esforços de flexão. Pode ser fabricada com altura constante e apresentar ou não beira.
Ligação viga-pilar		A viga é ligada ao pilar por meio de um sistema de encaixe. A parte mais estreita da viga é encaixada no pilar, onde esta apresenta seção vazada. Além disso, essa ligação possui um parafuso que complementa a ação do binário, promovendo transmissão de momento fletor. O tirante é posicionado na região inferior do consolo.
Ligação viga-pilar para galpões geminados ou múltiplos		A geminação do galpão pode ser feita utilizando um pilar com consolo duplo. A ligação das vigas com o pilar ocorre de maneira semelhante a anterior.
Ligação viga-viga		A ligação viga-viga é feita com chapas metálicas e parafusos. Geralmente a fixação das chapas pode se nas faces superiores ou nas faces laterais. Por ser muito flexível, essa ligação geralmente é considerada como sendo uma articulação.

Fonte: SANTOS (2010)

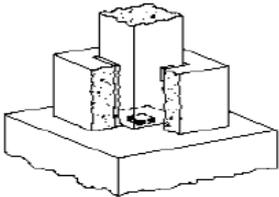
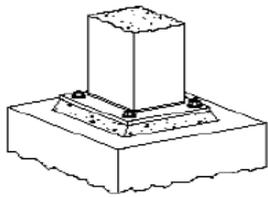
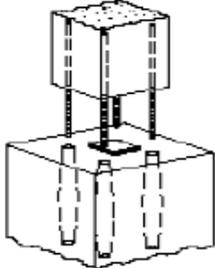
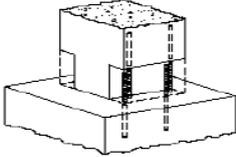
2.3.2 Ligação Pilar-Fundação

Esse tipo de ligação tem como função transmitir os esforços do pilar até a estrutura de fundação, sendo projetada para transferir forças verticais, horizontais e momentos fletores.

Segundo QUEIROS (2007), existem basicamente quatro tipos de ligações entre pilar e fundação (quadro 2.10):

- ✓ Cálice;
- ✓ Chapa de Base;
- ✓ Emenda da armadura com bainha e graute;
- ✓ Emenda da armadura saliente e concretagem posterior.

QUADRO 2.7
Principais ligações entre pilar e fundação.

Elementos	Desenho esquemático	Comentários
Cálice		Embute-se um trecho do pilar no elemento de fundação que possibilite seu encaixe, sendo que após a colocação do pilar a ligação é efetivada com preenchimento de concreto ou graute no espaço remanescente.
Chapa de base		As forças atuantes no pilar são transmitidas para a fundação por meio de uma chapa metálica soldada na base do pilar unida a sua armadura principal, que por sua vez é encaixada em chumbadores dispostos no elemento de fundação.
Emenda da armadura com bainha e graute		A armadura do pilar ou da fundação projeta-se para fora do elemento, sendo que a ligação é executada pela penetração da armadura na bainha previamente colocada no elemento adjacente, que posteriormente é preenchido com graute, sendo necessário o escoramento provisório para a concretagem.
Emenda da armadura saliente e concretagem posterior		Neste caso a concretagem da emenda é realizada após a montagem.

Fonte: EL DEBS (2000)

2.3.3 Deformabilidade das ligações

Conforme QUEIROS (2007) as ligações podem ser classificadas em função da sua rigidez em três classes, descritas a seguir:

- ✓ Classe 1: Ligação rígidas, com resistência total a flexão;
- ✓ Classe 2: Ligações semi-rígidas, com resistência parcial a flexão;
- ✓ Classe 3: Ligações articuladas.

A consideração das deformabilidades das ligações nas extremidades dos elementos da estrutura promove uma modificação na rigidez dos elementos, gerando redistribuição dos esforços e/ou deslocamentos ao longo de toda a estrutura.

2.3 Método de dimensionamento

O primeiro passo é realizar um pré-dimensionamento com a escolha de seções, materiais e da classe de agressividade ambiental em que a estrutura esta exposta.

2.3.1 Pilares

O dimensionamento de pilares segue as orientações da normas 6118 (2003) no que diz respeito às cargas usuais, porém em estruturas pré-moldadas além dos carregamentos usuais, devem ser levados em conta alguns esforços específicos, como o transporte interno do elemento na fábrica, transporte até o canteiro, armazenagem e montagem.

As cargas usuais no pilar geram esforços nos pilares classificados pela NBR 6118 (2003) da seguinte maneira:

- ✓ Compressão simples, carga normal no eixo do pilar onde as excentricidades são desprezíveis;
- ✓ Flexão composta normal, carga normal e ocorre excentricidade inicial somente em um dos eixos;
- ✓ Flexão composta oblíqua, carga normal além de excentricidade inicial nos dois eixos.

Os esforços específicos nos pilares fazem com que sejam seguidas algumas considerações para cada tipo de ação.

No caso do transporte e armazenamento, o pilar é considerado como uma viga bi-apoiada (figura 2.3), verificado como uma, tanto a flexão normal quanto ao cisalhamento:

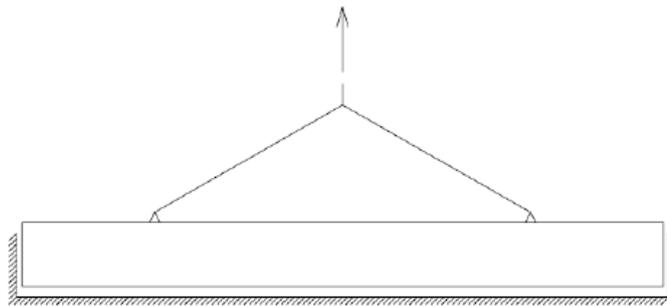


Figura 2.3 – Modelo de içamento na desmoldagem.
Fonte SANTOS (2010).

Para transformar essas cargas dinâmicas em estáticas são utilizados coeficientes de segurança adicionais, para o manuseio e nas alças.

Já para a montagem é considerado que existe apenas um apoio, então o cálculo ocorrerá como uma viga apoiada, onde o vão a ser considerado será a distância do apoio até o ponto mais afastado.

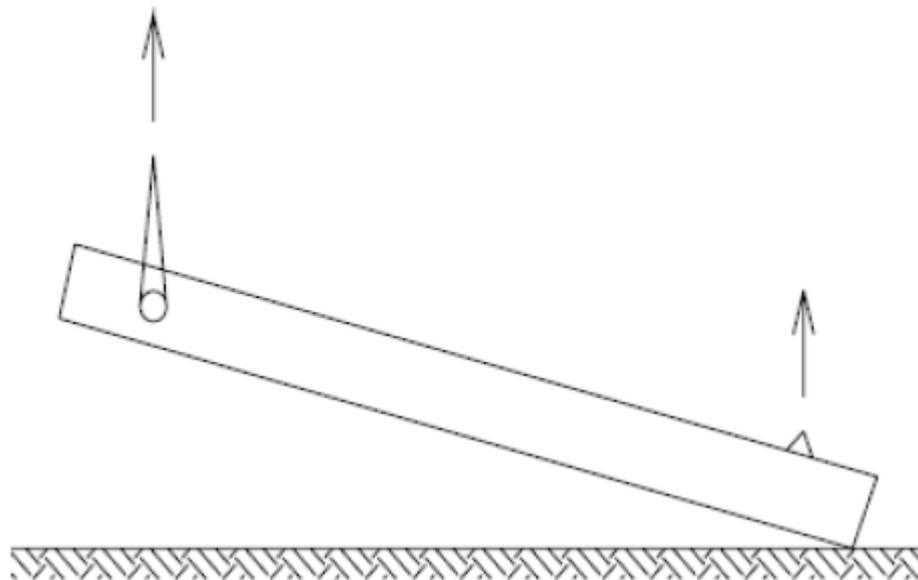


Figura 2.4 – Modelo de içamento para montagem de pilares.
Fonte: SANTOS (2010)

2.3.2 Vigas

Conforme PEREIRA (2011) o dimensionamento das vigas é idêntico ao moldado em loco, porém esta é calculada como bi-apoiada, sendo seus apoios para a condição de utilização, e verificada para o apoio devido ao içamento da peça transformando numa viga bi-apoiada com dois balanços gerando um momento negativo, logo deve ser armada para suportar estes esforços segundo a NBR 6118 (2003).

Diferente de algumas estruturas convencionais como edifícios, algumas vigas deste sistema são inclinadas e podendo apresentar valores consideráveis de força normal, gerando um comportamento semelhante aos pilares, então segundo SANTOS (2010) a flexão não é a ação preponderante atuando sobre o elemento pré-moldado.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

3.1.1 Projeto

Para o desenvolvimento do modelo tridimensional da estrutura a ser analisada, será utilizado o projeto arquitetônico de um galpão pré-moldado com dimensões de 15 metros de largura por 30 metros de comprimento, com mezanino de 15 metros de largura por 10 metros de comprimento, possuindo altura total de 9,66 metros contabilizados do piso até a cumeeira do telhado, instalado na cidade de Caxias do Sul, Rio Grande do Sul, Brasil, conforme plantas em Anexo A, B, C e D.

3.1.2 Programa para análise de estruturas bidimensionais Ftool Versão 2.11

Para análise estrutural usou-se um programa gráfico-iterativo de comportamento das estruturas. O software escolhido é o Ftool versão 2.11, que se destina ao comportamento estrutural de pórticos planos.

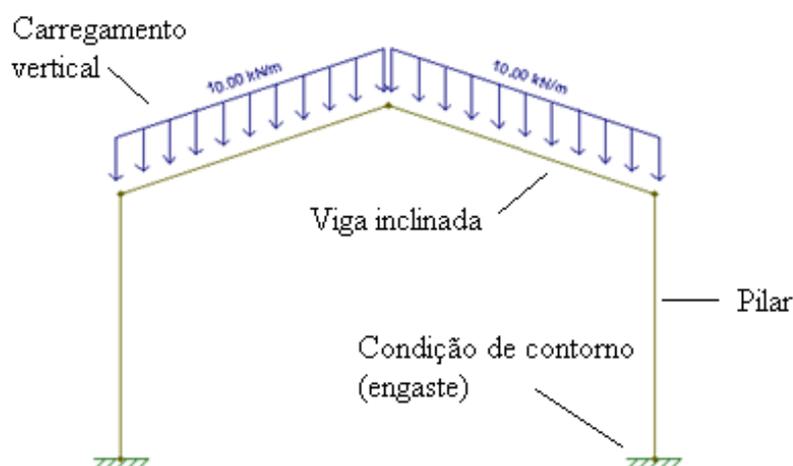


Figura 3.1 – Exemplo de modelagem no programa Ftool

3.1.3 NBR 6120 (2000), NBR 6123 (1990), NBR 6118 (2003), NBR 6092 (2006), NBR 6122 (2010).

O levantamento das cargas e esforços atuantes na estrutura terá o embasamento na NBR 6120:2000, cargas para cálculo de estruturas em edificações. NBR 6123:1990, forças devido aos ventos em edificações.

Já a NBR 6118:2003, projeto de estruturas de concreto – procedimentos, em conjunto com NBR 6092:2006, projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado, e NBR 6122:2010, projeto e execução de fundações proporcionarão as diretrizes que o memorial de cálculo deverá seguir. Pois se tratando de uma estrutura de concreto armado pré-moldado estas normas regem o dimensionamento das peças.

3.2 Método

Segundo SANTOS (2004), o método utilizado neste trabalho é o da “Aplicação direta de uma teoria”, onde parte-se do fato que a teoria matemática ou racional abstrata, totalmente enunciável existe, sendo aplicada aos problemas reais considerados.

Conforme SILVA (2005), a pesquisa aqui realizada é de natureza “quantitativa”, pois significa traduzir em números informações para classificá-las e analisá-las. Requerendo o uso de recursos e de técnicas estatísticas.

3.2.1 Revisão do projeto

O projeto arquitetônico em conjunto com as informações do local a ser implantado, será revisado afim de quem não falem subsídios necessários para o desenvolvimento das próximas etapas do trabalho, dentro destas informações podemos exemplificar as dimensões da planta e características específicas de dimensionamento como condição do solo e força do vento.

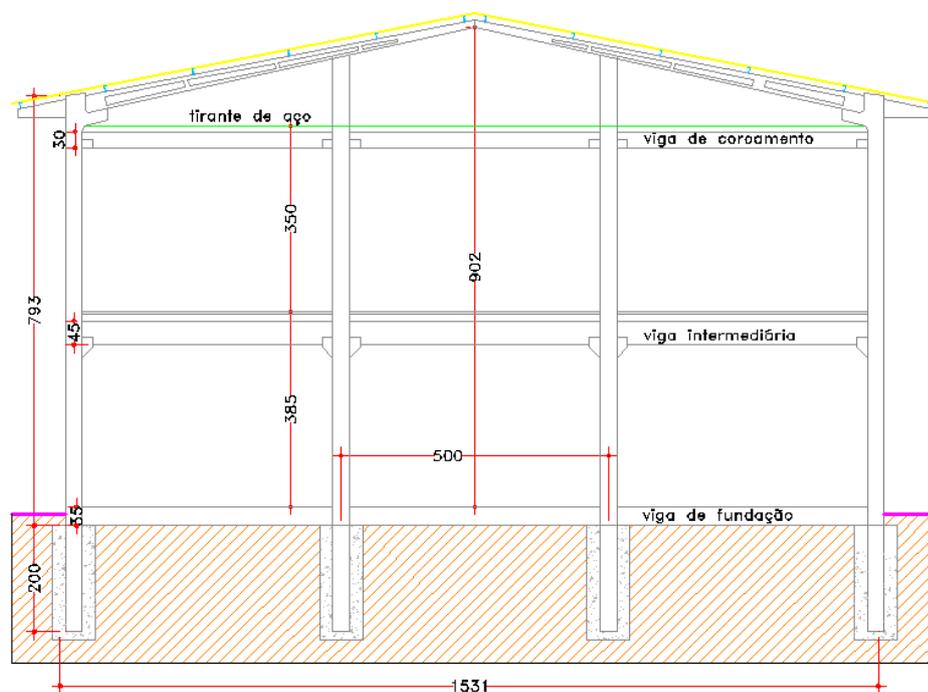


Figura 3.2 – Planta de fachada frontal do pórtico.

3.2.2 Modelagem estrutural

A modelagem da estrutura (posicionamento dos elementos construtivos) tem como objetivo permitir a análise estrutural, demonstrando o comportamento dos sistemas interligados que compõem a estrutura, onde cada um dos elementos deve ser suficientemente resistente as cargas e não demasiadamente deformável na sua utilização.

A escolha do modelo mais adequado é a etapa mais difícil e perigosa da análise, uma vez que suas aproximações irão se refletir em toda a vida útil da edificação.

3.2.3 Geração dos pórticos planos e peças isoladas

Com a ajuda do programa Ftool foram gerados os pórticos planos da estrutura bem como as peças isoladas, a fim de definir as melhores posições para fundações, pilares, vigas e lajes, bem como as ligações entre estes elementos.

É de grande importância salientar que a elaboração do pórtico é muito importante, pois ele representará o comportamento estrutural da edificação, conhecendo a geometria das peças, propriedades dos materiais e as características dos carregamentos. A má escolha ou locação de elementos fora do ideal pode ocasionar super-dimensionamento, tornando o projeto inviável.

3.2.4 Aplicação das Cargas e esforços

Em conjunto com a modelagem dos pórticos serão identificadas as cargas oriundas do peso próprio da estrutura, elementos de vedação, cargas de ocupação, forças de vento entre outras, para que possam ser lançadas sobre o ponto da estrutura em que estão agindo.

3.2.5 Análises dos Esforços

Com os pórticos e elementos montados e devidos carregamentos aplicados, o software Ftool gera a envoltória de esforços atuantes em cada parte da estrutura. Estes esforços são os responsáveis pelo dimensionamento das peças, ou seja, devido as reações que a estrutura sofre pelo carregamento ela será dimensionada.

Os diferentes pórticos e peças geradas necessitam de uma análise que combinem os esforços solicitantes, para que cada peça seja dimensionada para a pior situação possível. Segundo a NBR 9062(2006), a análise das estruturas constituídas de elementos pré-moldados deve ser verificada tanto para elementos constituintes isolados como para o conjunto.

3.2.6 Dimensionamento e detalhamento das peças

A partir da análise do pórtico serão obtidos os esforços e reações necessárias para o cálculo da estrutura. Seguindo os parâmetros expressos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), o dimensionamento será realizado a fim de quantificar a taxa de armadura de cada peça, bem como o detalhamento com a localização e distribuição das mesmas. Como estruturas pré-moldadas têm uma característica específica devido aos esforços nas ligações entre peças, estas também serão dimensionadas e detalhadas conforme cada caso específico.

3.2.7 Elaboração do memorial de cálculo

Após o dimensionamento e detalhamento, as informações obtidas no trabalho serão organizadas de tal modo que sirvam como um memorial para o cálculo de galpões leves pré-moldados de diferentes tamanhos e características.

4 APRESENTAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DO PROJETO

Conforme citado anteriormente o projeto utilizado para o desenvolvimento deste trabalho constitui-se de um galpão pré-moldado localizado na cidade de Caxias do Sul.

4.1 Dados do projeto

4.1.1 Dimensões

O galpão pré-moldado possui 15 metros de largura por 30 metros de comprimento, e um pé direito livre de 9,02 metros, sendo a distância entre pórticos de 5 metros. Possui ainda um mezanino com de 15 metros de largura por 10 metros de comprimento, totalizando uma área de 600 m², conforme Anexos A, B, C e D.

4.1.2 Parâmetros do local de instalação (Caxias do Sul-RS)

A classe de agressividade ambiental considerada será a II com pequenos riscos de deterioração se tratando de uma área urbana, sendo o solo de natureza rochosa. Já a ação do vento no local foi considerada através dos seguintes dados:

- ✓ Velocidade básica do vento = 45 m/s , NBR 6123 (1990);
- ✓ Fator topográfico, S1 = 1, NBR 6123 (1990);
- ✓ Rugosidade do terreno, S2, categoria IV, classe B= 0,83, NBR 6123 (1990);
- ✓ Fator estatístico, S3 = 1, conforme NBR 6123 (1990);
- ✓ Coeficiente de pressão interna, Ci =-0,3 ou 0,0, NBR 6123 (1990);
- ✓ Coeficiente de suporte do solo = 1,5MPa, , conforme NBR 6122 (2010).

4.1.3 Elementos e dimensões

O projeto será composto por pilares, vigas, tesouras e lajes pré-moldadas, e fundações do tipo sapata moldadas in loco.

Os pilares terão a dimensão padrão de 23x31 centímetros, já as vigas terão duas seções, uma de 15x30 centímetros e outra de 15x50 centímetros, sendo que as tesouras também podem ser consideradas como um tipo de viga e possuem uma seção que varia ao longo de seu comprimento, iniciando em 15x15 centímetros e terminando em 35x23 centímetros, conforme detalhamento no capítulo 6 e planta de formas no anexo C.

4.2 Ligações utilizadas no projeto

Como citado anteriormente existem inúmeros tipos de ligações que podem ser utilizadas em construções com elementos pré-moldados, dentro destes vários modelos, serão utilizados aqueles mais comuns no interior do estado.

4.2.1 Ligação viga-viga

A ligação viga-viga, neste caso ocorrerá entre as tesouras e será realizada com chapa de alumínio e parafusos, nas laterais dos elementos, conforme figura 3.1, e devido a sua flexibilidade será considera como uma articulação.

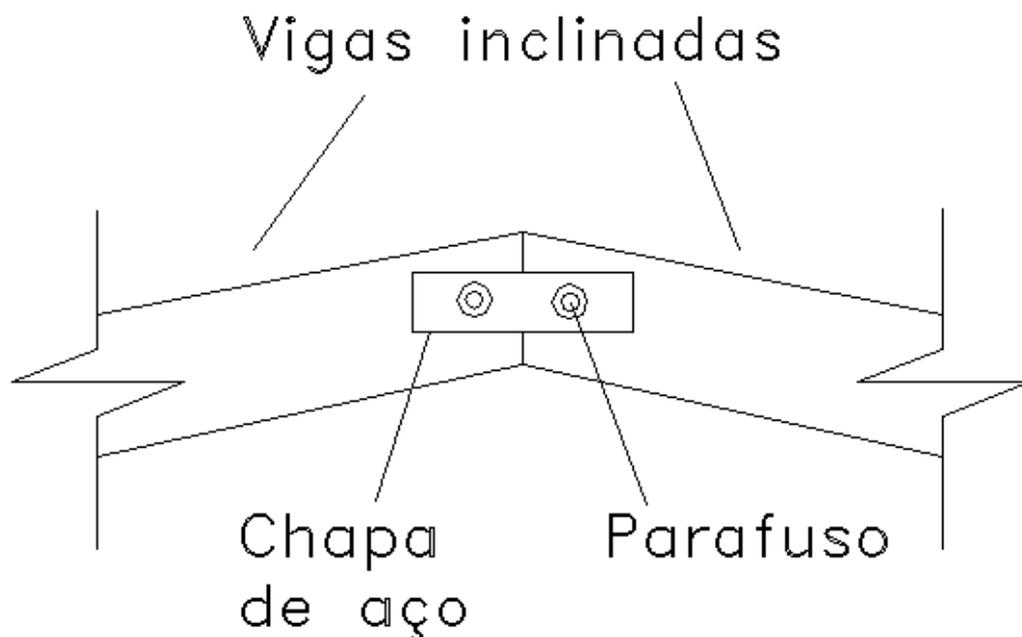


Figura 4.1 – Ligação viga-viga por chapas e parafusos.

4.2.2 Ligação viga-pilar

Neste caso serão dois os modelos de ligações existentes no projeto, um de ligação da cabeça do pilar com a viga (tesoura), onde a viga é ligada ao pilar por um sistema de encaixe onde uma diminuição da seção da viga encaixa na cabeça do pilar que apresenta uma seção vazada e firmada com um parafuso que ajuda na transmissão do momento fletor entre os elementos, conforme figura 3.2. A segunda ligação que existe é a da viga com pilar através de um consolo horizontal e um chumbador que da mesma maneira que o parafuso da ligação anterior, ajuda na transmissão do momento fletor, demonstrada na figura 3.3.

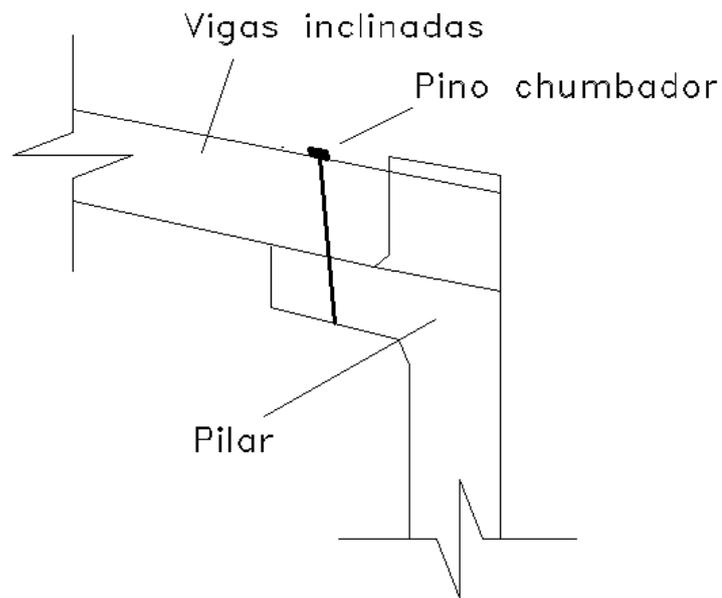


Figura 4.2 – Ligação viga-pilar por encaixe e parafuso.

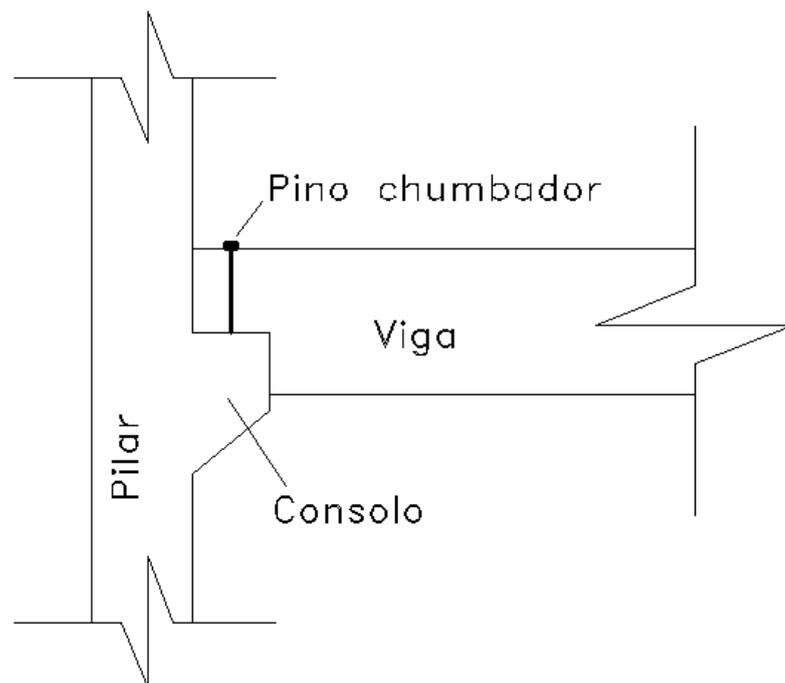


Figura 4.3– Ligação viga-pilar por consolo horizontal e pino chumbador.

4.2.2 Ligação pilar-fundação

A ligação pilar-fundação ocorrerá por meio de cálice de fundação, ou seja, um embutimento de certo trecho do pilar no elemento de fundação (sapata), conforme figura 4.4.

Conforme EL DEBS (2000) esse tipo de ligação apresenta facilidades de montagem e de ajustes aos desvios de execução, além de transmitir bem os momentos fletores.

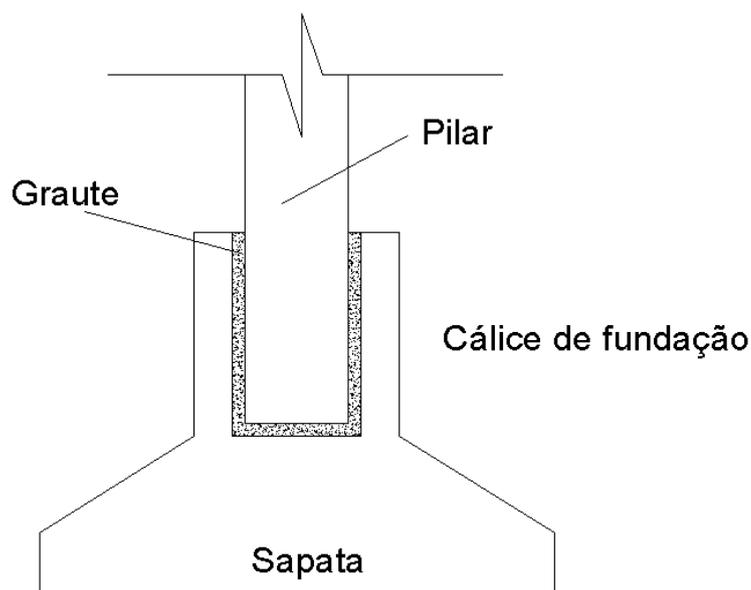


Figura 4.4 – Ligação pilar-sapata, por cálice de fundação.

4.3 Tolerâncias

Conforme NBR 9062(2006) no projeto de estruturas compostas de elementos pré-moldados é necessário estabelecer folgas e tolerâncias e dimensionar os elementos e as ligações, levando-se em conta os desvios de produção, de locação e verticalidade da obra. Sendo que a tolerância para as dimensões transversais e a altura dos elementos é de $\pm 0,5$ cm para peças isoladas e na montagem de elementos que tenham contorno justaposto a um contorno semelhante, de outro elemento, a tolerância de justaposição é de 2,0 cm.

Tabela 4.1 – Tolerâncias para dimensões longitudinais.

Fonte: NBR 9062 (2006).

Comprimento(m)	Tolerância (cm)
até 5,00	$\pm 1,0$
de 5,00 a 15,00	$\pm 1,5$
acima de 15	$\pm 2,0$

5 ANÁLISE DA ESTRUTURA E COMBINAÇÃO DE ESFORÇOS

Conforme citado anteriormente a NBR 9062 (2006), descreve que estruturas constituintes de elementos pré-moldados devem levar em conta a análise do elemento isolado, mas também do conjunto. Isso tudo pela a dificuldade de analisar as ligações, que podem variar desde engastamento perfeito até articulações fixas. Tornando-se necessário analisar detalhadamente a estrutura, na planta de formas é possível localizar a posição de cada elemento, Anexo C.

A carga de ocupação é de 4KN/m², considerando a sobrecarga de uma loja, os pesos específicos utilizados no levantamento de esforços foram retirados da bem como a sobrecarga, foram retirados da NBR 6120 (1980), conforme quadro 5.1 a seguir.

Quadro 5.1 – Pesos específicos utilizados no levantamento de cargas.

Elemento	Peso específico KN/m ³
Tijolo furado	13
Concreto armado	25
Argamassa de cimento, cal e areia	19
Lajotas cerâmicas	18

5.1 Elementos isolados

5.1.1 Lajes

Considerando laje do tipo Pi com dimensões conforme a figura 5.1, a seguir, considerando uma de 5 cm de concreto para regularização e solidarização das placas:

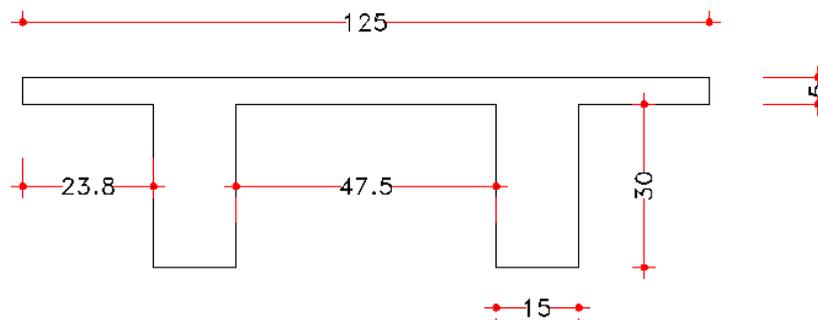


Figura 5.1 – Laje Pi utilizada na estrutura

a) Peso próprio do elemento (distribuído linearmente nas vigas):

$$P.P. = 25KN/m^3 * ((0,30m * 0,15m) * 2 + 0,05m * 1,25m + 1,25m * 0,05m) = 5,35 KN/m^2$$

b) Revestimento (lajota cerâmica com espessura de 5mm):

$$P.P. = 18KN/m^3 * 0,05m = 0,9KN/m^2$$

c) Sobrecarga – Conforme NBR 6120:1980: 4 KN/m².

5.1.2 Viga V1

Possui a dimensão de 15x30cm e 5 metros de comprimento, tendo os seguintes carregamentos atuantes sobre ela:

a) Peso próprio:

$$P.P. = 25KN/m^3 * 0,15m * 0,30m = 1,125KN/m$$

b) Peso da alvenaria (tijolo furado, com parede de 14 cm de espessura e altura de 3,30m):

$$P.P. = 13KN/m^3 * 0,14m * 3,3m = 6,00KN/m$$

c) Revestimento da alvenaria (argamassa de cimento, areia e cal com 1 cm de espessura em cada face):

$$P.P. = 19KN/m^3 * 0,02m * 3,3m = 1,25KN/m$$

Total da carga permanente = 8,375 KN/m.

Segundo a NBR 8681 (2003) a combinação das ações deve ser efetuada de forma a determinar os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura analisada, a verificação da segurança em relação aos estados limites devem ser realizadas em funções das combinações últimas e combinações de serviço, e é dada pela expressão a seguir:

$$F_d = \sum \gamma_{gi} \times F_{gi,k} + \gamma_q [F_{q1,k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qj,k}]$$

Portanto:

$$F_d = 8,375 * 1,4 = 11,72 KN/m$$

Através do programa Ftool é realizada a análise de esforços da viga, a seguir:

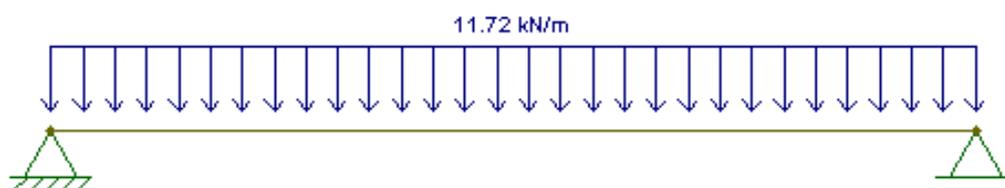


Figura 5.2 – Cargas atuantes na viga V1.

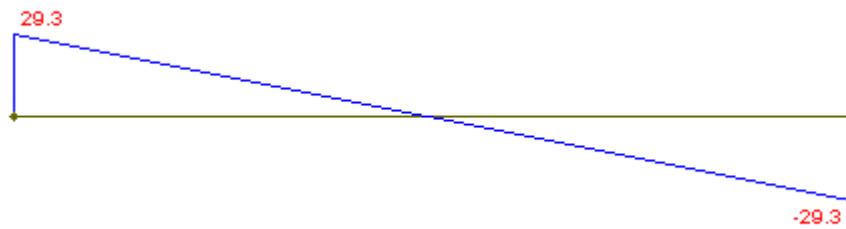


Figura 5.3 – Análise linear, diagrama de esforço cortante, viga V1 (KN).

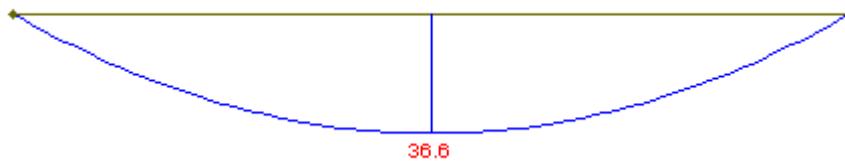


Figura 5.4 – Análise linear, diagrama de momento fletor, viga V1 (KN.m).

Sendo ambas as reações nos apoios iguais a 29,3KN.

5.1.3 Viga V2

Possui a dimensão de 15x50cm e 5 metros de comprimento, tendo os seguintes carregamentos atuantes sobre ela:

a) Peso próprio

$$P.P. = 25KN/m^3 * 0,15m * 0,50m = 1,875KN/m$$

b) Peso da alvenaria:

$$P.P. = 13KN/m^3 * 0,14m * 3,3m = 6,00KN/m$$

c) Revestimento da alvenaria:

$$P.P. = 19KN/m^3 * 0,02m * 3,3m = 1,25KN/m$$

d) Carga da Laje:

Conforme cálculos realizados anteriormente no item 5.1, e considerando que o comprimento colaborante neste caso é de 2,50 metros (metade do vão descarrega nesta viga):

e) Cargas totais atuantes na viga

- ✓ Peso próprio da laje + revestimento (carga permanente da laje) = 15,625 KN/m;
- ✓ Carga Acidental de ocupação ($4KN/m^2 \cdot 2,5 m$) = 10 KN/m.

- ✓ Total de Carga Permanente na viga (permanente da laje + permanente da viga) = 24,75 KN/m;

Realizando as combinações das cargas pela formula a seguir:

$$Fd = \sum \gamma_{gi} \times F_{gi,k} + \gamma_q [F_{q1,k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qj,k}]$$

Assim:

$$Fd = 24,75 * 1,4 + 10 * 1,2 = 46,65 \text{ KN/m}$$

Através do programa Ftool é realizada a análise de esforços da viga, a seguir:

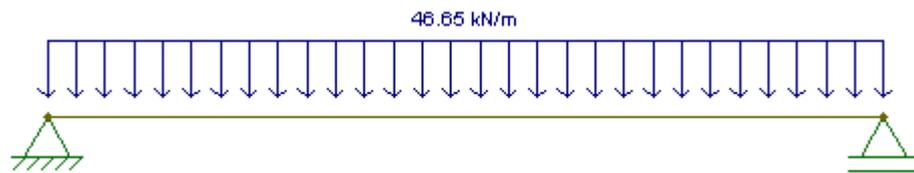


Figura 5.5 – Cargas atuantes na viga V2.

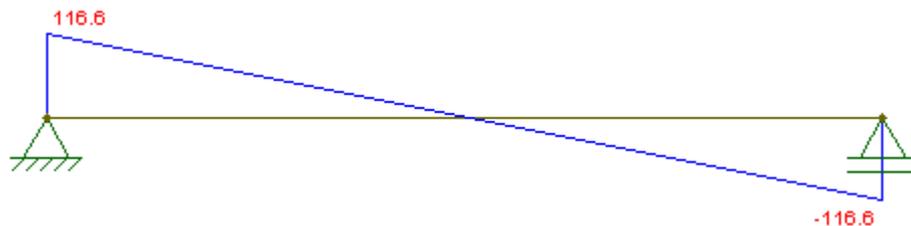


Figura 5.6 – Análise linear, diagrama de esforço cortante, viga V2 (KN).



Figura 5.7 – Análise linear, diagrama de momento fletor, viga V2 (KN.m).

Sendo ambas as reações nos apoios iguais a 116,6 KN.

5.1.4 Viga V3

Possui a dimensão de 15x50cm e 5 metros de comprimento, tendo os seguintes carregamentos atuantes sobre ela:

a) Peso próprio

$$P.P. = 25KN/m^3 * 0,15m * 0,50m = 1,875KN/m$$

b) Peso da alvenaria:

$$P.P. = 13KN/m^3 * 0,14m * 3,3m = 6,00KN/m$$

c) Revestimento da alvenaria:

$$P.P. = 19KN/m^3 * 0,02m * 3,3m = 1,25KN/m$$

d) Carga da Laje:

Conforme cálculos realizados anteriormente no item 5.1, e considerando que o comprimento colaborante neste caso é de 5,00 metros:

Peso próprio da laje + revestimento = 31,25 KN/m

Carga Acidental de ocupação da laje (4KN/m. 5m) = 20 KN/m.

e) Carga total atuante na viga

Total de Carga Permanente na viga (permanente da laje + permanente da viga) = 40,375 KN/m;

Total de Carga Acidental na viga = 20,00 KN/m.

Realizando as combinações das cargas pela formula a seguir:

$$Fd = \sum \gamma gi \times Fgi, k + \gamma q [Fq1, k + \sum \psi 0j \times Fqj, k]$$

Assim:

$$Fd = 40,375 * 1,4 + 20 * 1,2 = 80,25 KN/m$$

Através do programa Ftool é realizada a análise de esforços da viga, a seguir:

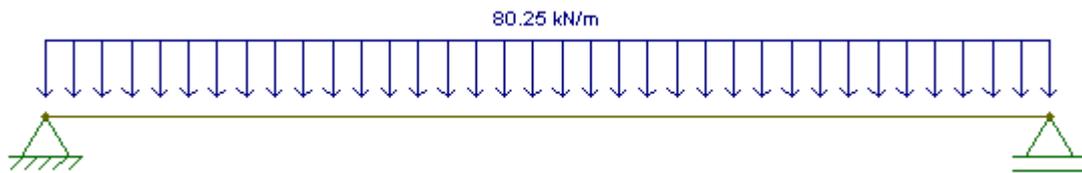


Figura 5.8 – Cargas atuantes na viga V3.

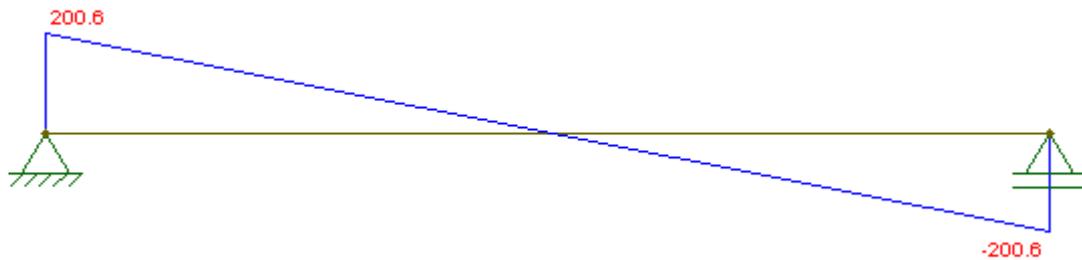


Figura 5.9 – Análise linear, diagrama de esforço cortante, viga V3 (KN).



Figura 5.10 – Análise linear, diagrama de momento fletor, viga V3 (KN.m).

Sendo ambas as reações nos apoios iguais a 200,6 KN.

5.1.5 Viga V4

Possui a dimensão de 15x50cm e 5 metros de comprimento, tendo os seguintes carregamentos atuantes sobre ela:

a) Peso próprio:

$$P.P. = 25\text{KN}/\text{m}^3 * 0,15\text{m} * 0,50\text{m} = 1,875\text{KN}/\text{m}$$

b) Carga da Laje:

Conforme cálculos realizados anteriormente no item 5.1, e considerando que o comprimento colaborante neste caso é de 2,50 metros:

Peso próprio da laje + revestimento = 15,625 KN/m;

Carga Acidental de ocupação = 10 KN/m.

c) Cargas totais na viga

Total de Carga Permanente na viga = 17,5 KN/m;

Total de Carga Acidental na viga = 10,00 KN/m.

Realizando as combinações das cargas pela formula a seguir:

$$F_d = \sum \gamma_{gi} \times F_{gi,k} + \gamma_q [F_{q1,k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qj,k}]$$

Assim:

$$F_d = 17,5 * 1,4 + 10 * 1,2 = 36,5 \text{ KN/m}$$

Através do programa Ftool é realizada a análise de esforços da viga, a seguir:

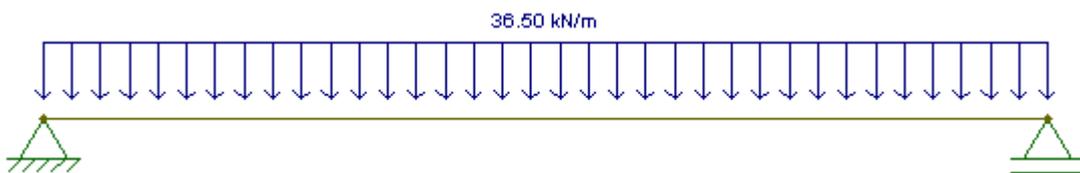


Figura 5.11 – Cargas atuantes na viga V4.

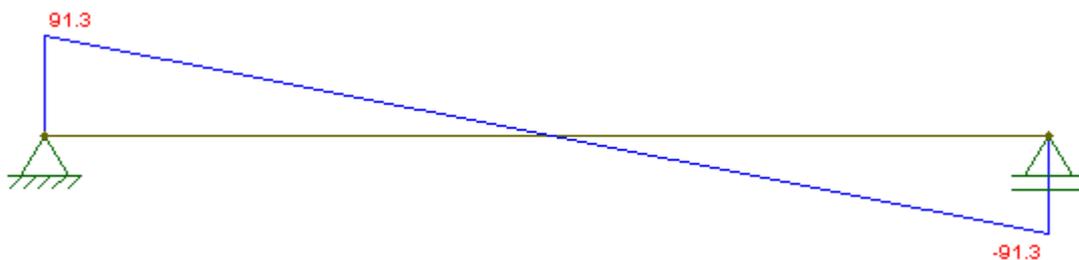


Figura 5.12 – Análise linear, diagrama de esforço cortante, viga V4 (KN).



Figura 5.13 – Análise linear, diagrama de momento fletor, viga V4 (KN.m).

Sendo ambas as reações nos apoios iguais a 91,30 KN.

5.1.6 Tesouras

Considerando tesoura de concreto com seção variável iniciando em 15x15 cm e terminando em 35x23cm, com comprimento total de 7,72 metros.

a) Peso próprio:

Seção 1 (início) = 15x15

$$P.P. = 25KN/m^3 * 0,15m * 0,15m = 0,56 KN/m$$

Seção 2 (fim) = 35x23

$$P.P. = 25KN/m^3 * 0,35m * 0,23m = 2,01 KN/m$$

b) Carga acidental no telhado – Conforme NBR 6120:1980 0,25 KN/m², considerando uma distancia colaborante de 5 metros temos:

$$C.A. = 0,25KN/m^2 * 5m = 1,25 KN/m$$

c) Peso Próprio da Telha:

Considerando uma telha de aluzinc com espessura de 5mm e comprimento de onda de 40 mm e peso específico de 0,05 KN/m³. Considerando a que a distância entre pórticos é de 5,00 metros.

$$P.P. = 0,05KN/m^3 * 5m = 0,25 KN/m^2$$

d) Peso próprio das terças

O peso das terças é igual a 0,25 KN/m² sendo 16 terças ao longo do comprimento de 15,34 metros das duas tesouras:

$$P.P.T = \frac{0,25KN}{m^2} * 5,00m * 16}{15,34} = 1,35 KN/m$$

e) Cargas de vento

Sendo as cargas oriundas da ação do vento calculadas com os fatores expressos anteriormente através do software educacional Visual Ventos.

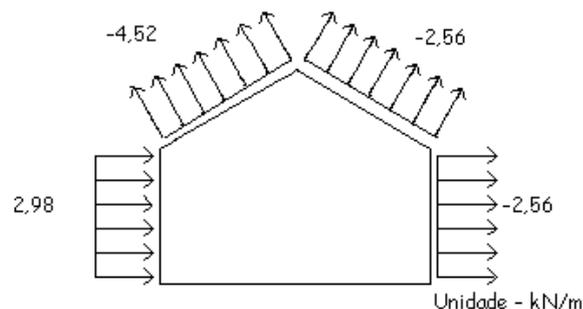


Figura 5.14 – Ação do vento na estrutura (90°).

Total de Carga Permanente (peso próprio da viga, terças e telhado) = 3,61 KN/m (considerando maior seção da viga, 35x23cm);

Total de Carga Permanente = 2,16 KN/m (considerando menor seção da viga, 15x15cm);

Total de Carga Acidental (para coberturas, conforme NBR6120 (1980) = 1,25 KN/m²;

Carga de vento com maior intensidade = -4,52 KN/m.

Realizando as combinações das cargas pela formula a seguir:

$$Fd = \sum \gamma_{gi} \times F_{gi,k} + \gamma_q [F_{q1,k} + \sum \psi_{0j} \times F_{qj,k}]$$

Combinação 1 (considerando o peso próprio da estrutura + carga acidental)

$$Fd = 3,61 * 1,4 + 1,25 * 1,2 = 6,55 \text{ KN/m}$$

Combinação 2 (considerando o peso próprio da estrutura + vento – sucção)

$$Fd = 2,16 * 1 - 4,62 * 1,4 = -3,60 \text{ KN/m (sucção)}$$

Neste caso serão realizadas diferentes análises de esforços devido as condições de apoio que podem variar do engaste perfeito até rotula apoiada.

✓ Para combinação 1 (engastada):

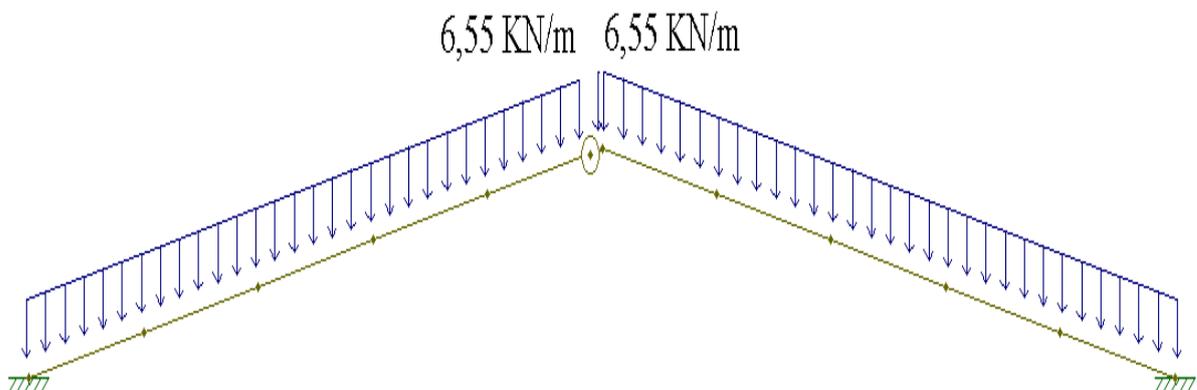


Figura 5.15 – Cargas atuantes na tesoura (combinação 1, engastada).

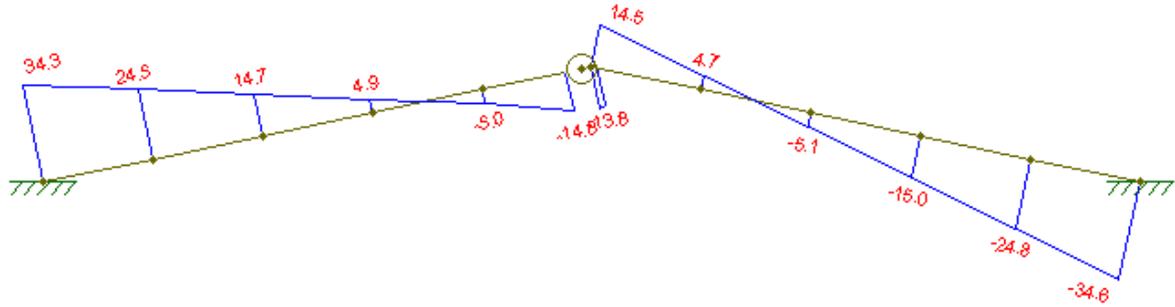


Figura 5.16 – Análise linear, diagrama de esforço cortante na tesoura (KN).

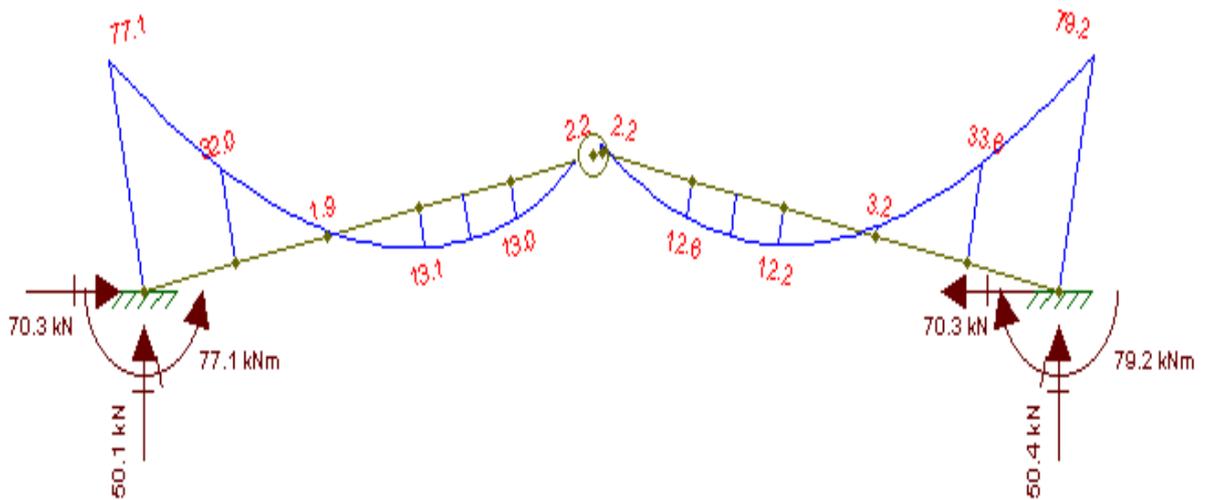


Figura 5.17 – Análise linear, diagrama de momento fletor na tesoura (KN.m).

✓ Para combinação 1 (apoiada):

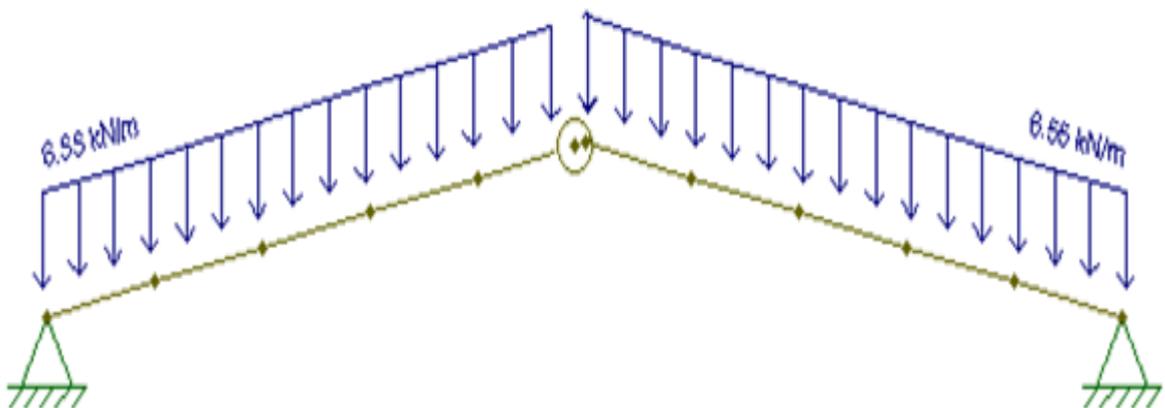


Figura 5.18 – Cargas atuantes na tesoura na tesoura (combinação 1, apoiada).

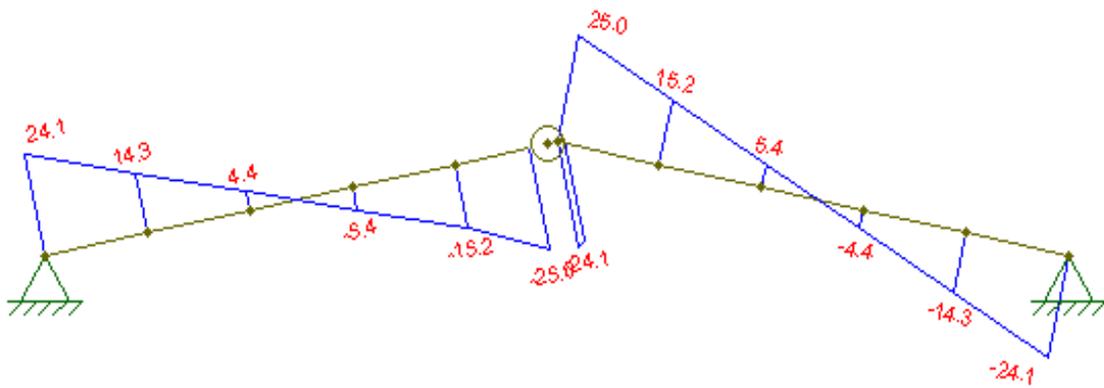


Figura 5.19 – Análise linear, diagrama de esforço cortante na tesoura (KN).

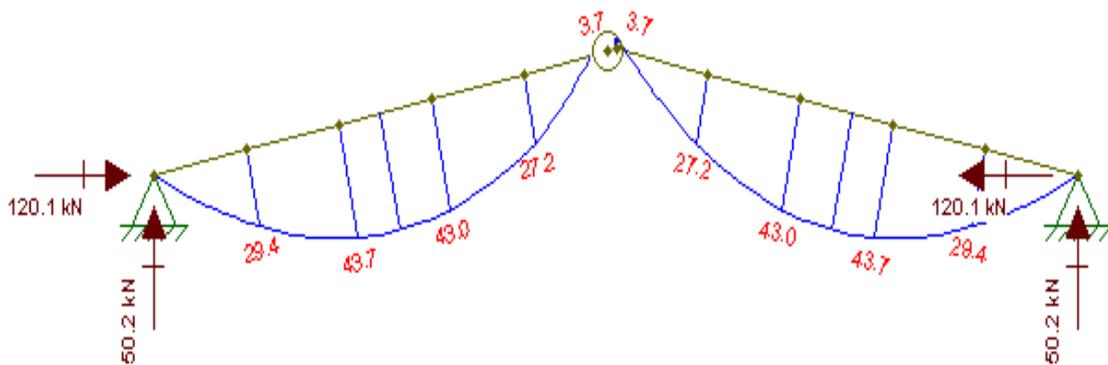


Figura 5.20 – Análise linear, diagrama de momento fletor na tesoura (KN.m).

✓ Para combinação 2 (engastada):

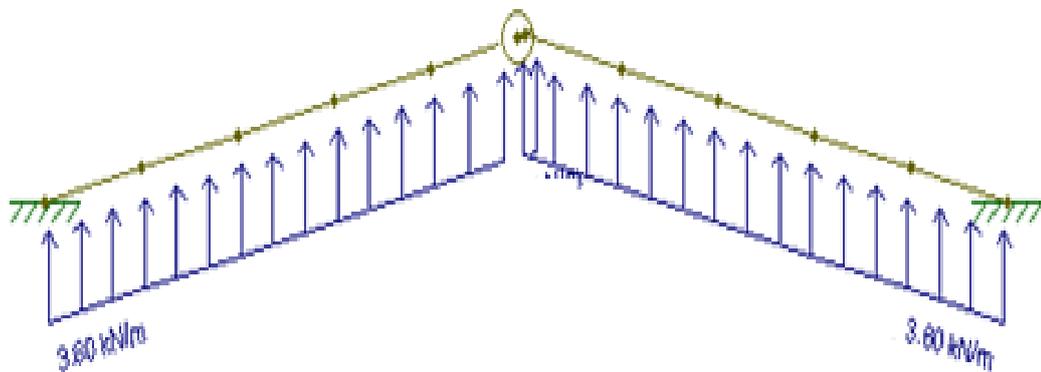


Figura 5.21 – Cargas atuantes na tesoura (combinação 2, engastada).

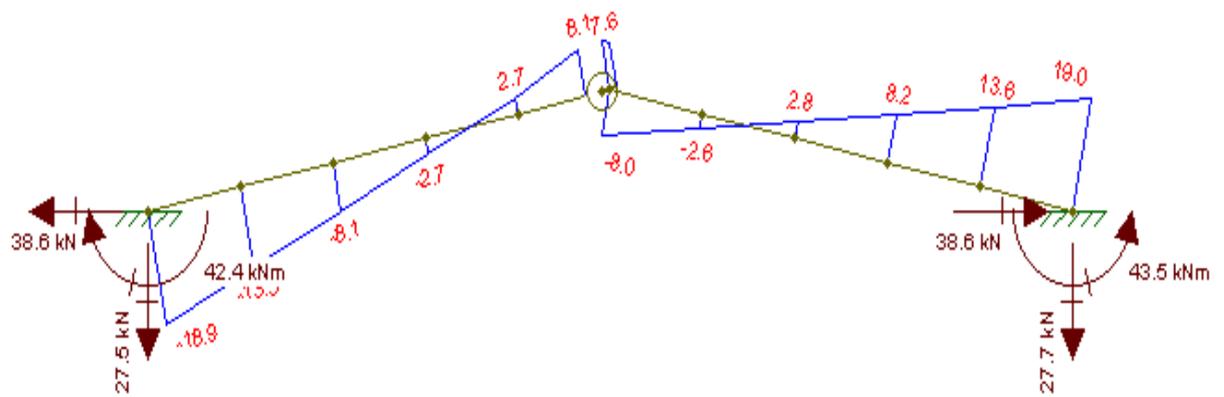


Figura 5.22 – Análise linear, diagrama de esforço cortante na tesoura(KN).

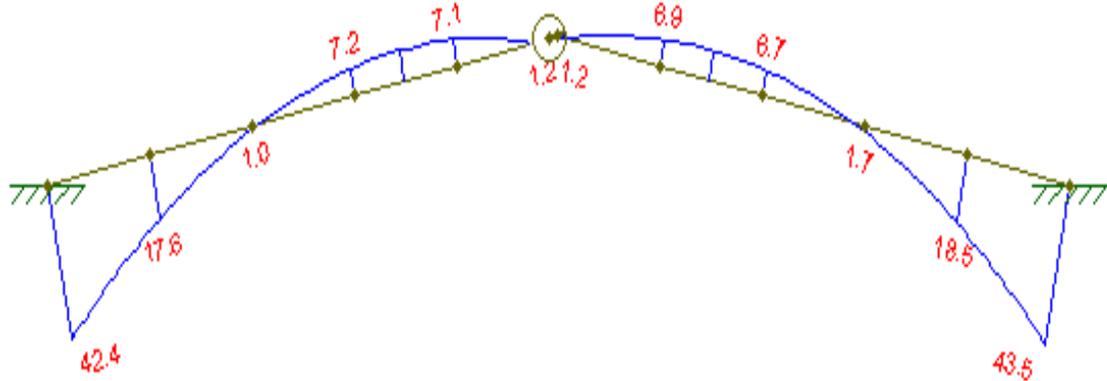


Figura 5.23 – Análise linear, diagrama de momento fletor (KN.m).

✓ Para combinação 2 (apoiada):

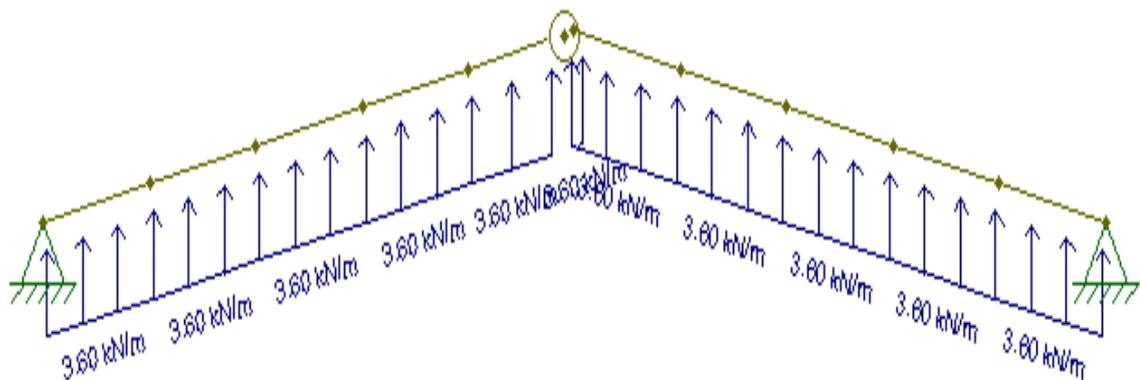


Figura 5.24 – Cargas atuantes na tesoura (combinação 2, apoiada).

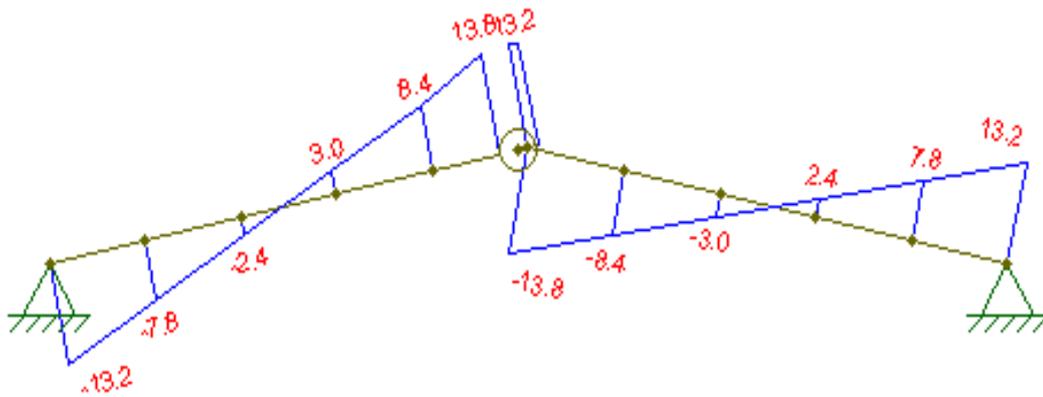


Figura 5.25 – Análise linear, diagrama de esforço cortante na tesoura (KN).

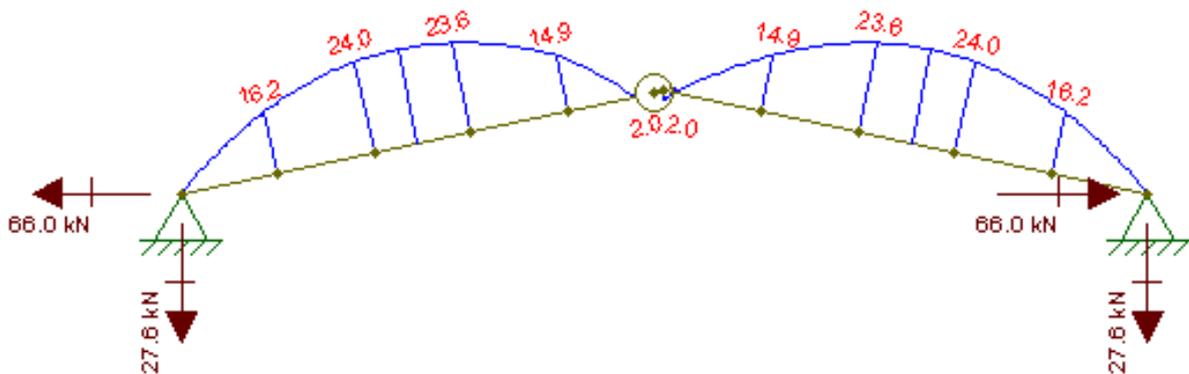


Figura 5.26 – Análise linear, diagrama de momento fletor na tesoura (KN.m).

5.1.7 Pilares

Todos os pilares possuem a dimensão de 31x23cm e 7,93 metros de altura, portanto o mesmo peso próprio, o que os difere são as cargas das vigas que neles descarregam.

a) Peso próprio:

$$P.P. = 25 \text{ KN/m}^3 * 0,31 \text{ m} * 0,23 \text{ m} = 1,78 \text{ KN/m}$$

$$F_d = 1,78 * 1,4 = 2,49 \text{ KN/m}$$

5.1.7.1 Pilares P1 e P4

Além do peso próprio, esses pilares sofrem ações devidas as reações da tesoura e das vigas V1 e V2. Levando em consideração que estas reações foram calculadas anteriormente com as cargas majoradas, só se faz necessário retirar os valores dos diagramas existentes.

Outra observação que se faz importante é que como o objeto esta sendo tratado isoladamente significa que não há transmissão de momentos por outras peças da estrutura,

mas em análise posterior será levado em consideração o efeito pórtico e a transmissão desses esforços

- ✓ Reação em V1 = 29,3 KN;
- ✓ Reação em V2 = 116,60 KN;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fy - tração no pilar) = 27,7KN;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fy - compressão no pilar) = 50,2KN;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fx) = 120,1KN;

Neste caso serão feitas duas análises no pilar considerando o pior efeito de tração em uma delas e na outra o pior efeito de compressão.

a) Efeito mais crítico de tração

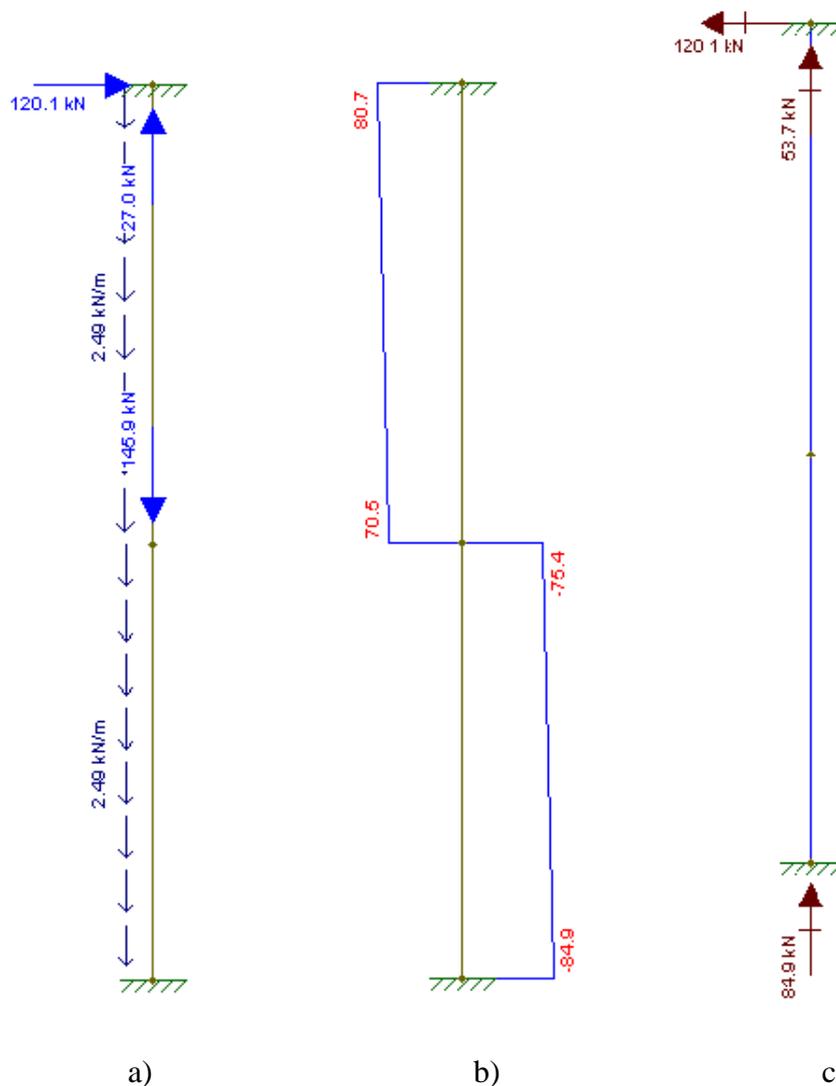


Figura 5.27 a) – Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P1 e P4 (tração).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P1 e P4 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P1 e P4.

Os diagramas de momento fletor e esforço cortante não são apresentados neste caso nem nos demais pilares, pois são nulos, quando considerados com engaste nas duas extremidades.

b) Efeito mais crítico de compressão

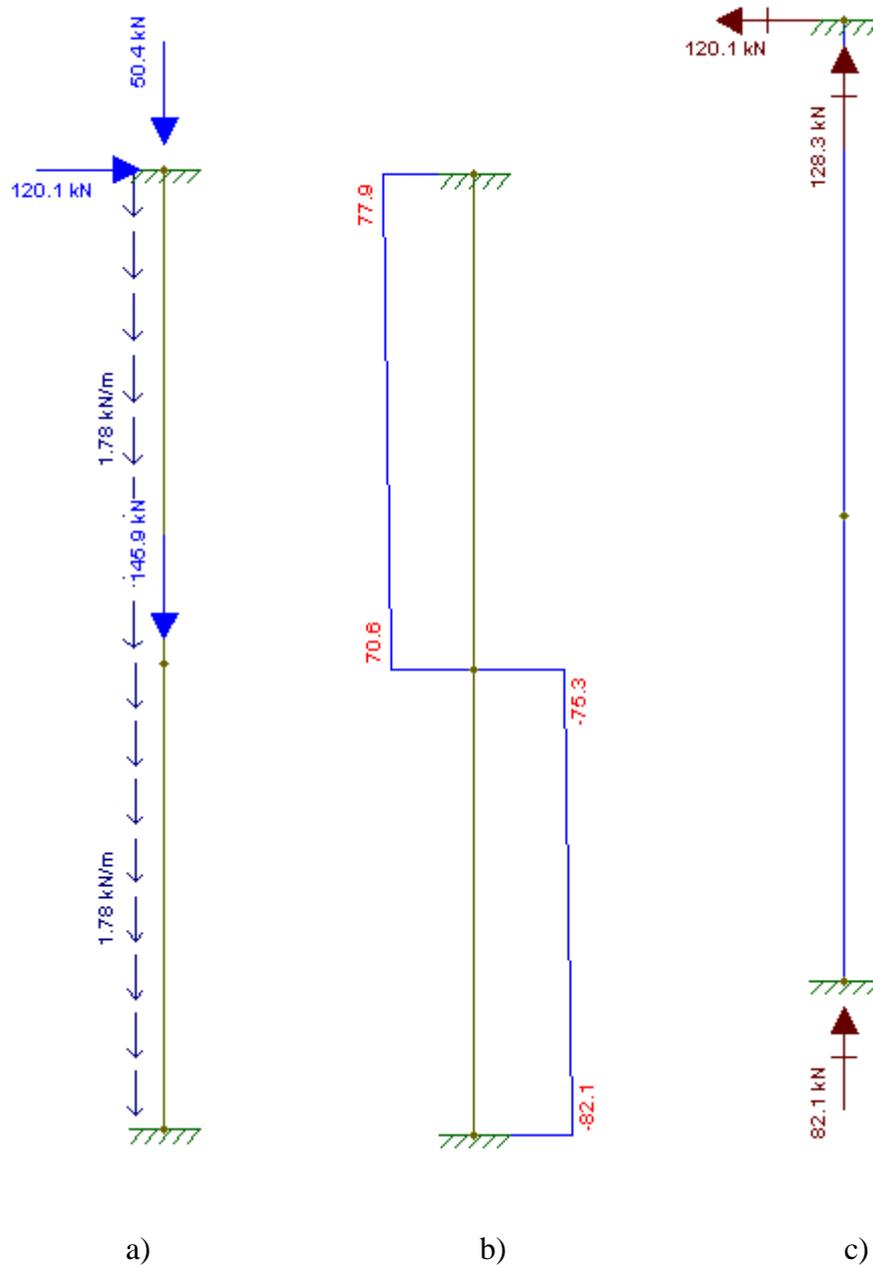


Figura 5.28 a) Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P1 e P4 (compressão).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P1 e P4 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P1 e P4.

5.1.7.2 Pilares P2 e P3

Estes pilares recebem esforços devidos as reações das vigas V2, e também ao seu peso próprio. Como esses esforços, e suas respectivas reações foram calculados anteriormente, os valores são retirados dos diagramas anteriores.

- ✓ Reação em V2 (2vezes) = 233,2KN;
- ✓ Peso próprio da viga de coroamento (30x15cm) P.P. $(\frac{5m}{2} \cdot 25KN/m^3 \cdot 0,3m \cdot 0,15m) = 2,80 KN$.

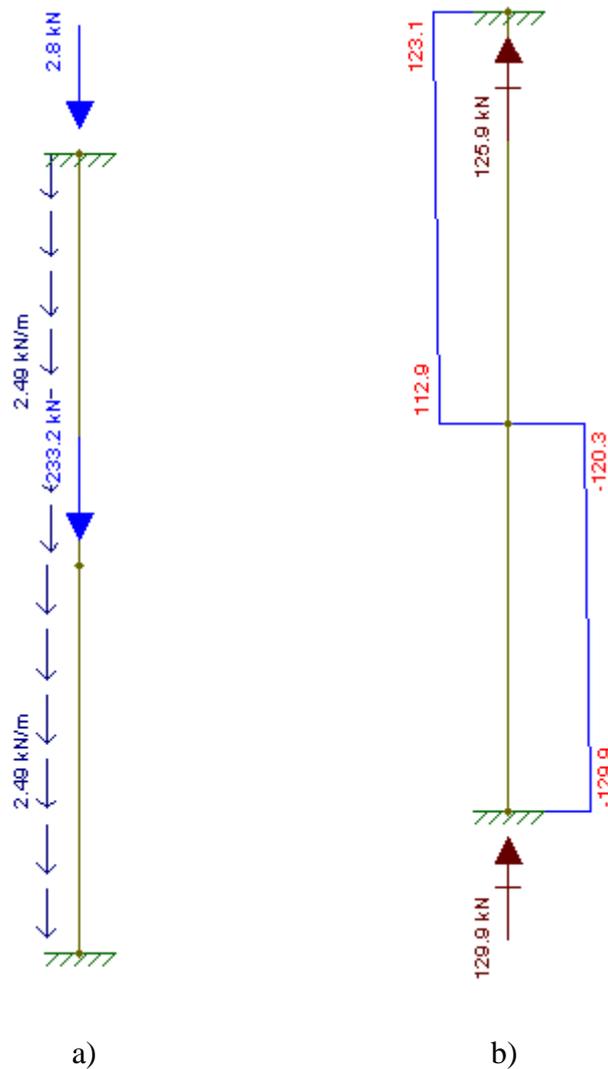


Figura 5.29 a) Esforços solicitantes para os pilares P2 e P3.

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P2 e P3 (KN).

5.1.7.3 Pilares P5 e P8

O peso próprio dos pilares age em conjunto com as reações das tesouras e vigas V1 e V3, no calculo dos esforços solicitantes.

- ✓ Reação em V1(2vezes) = 58,6 KN/m;
- ✓ Reação em V3 = 200,60 KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras(F_y – tração no pilar) = 27,7KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (F_y - compressão no pilar) = 50,2KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (F_x) = 120,1KN/m;

Neste caso serão feitas duas análises no pilar considerando o pior efeito de tração em uma delas e na outra o pior efeito de compressão.

a) Efeito mais crítico de tração

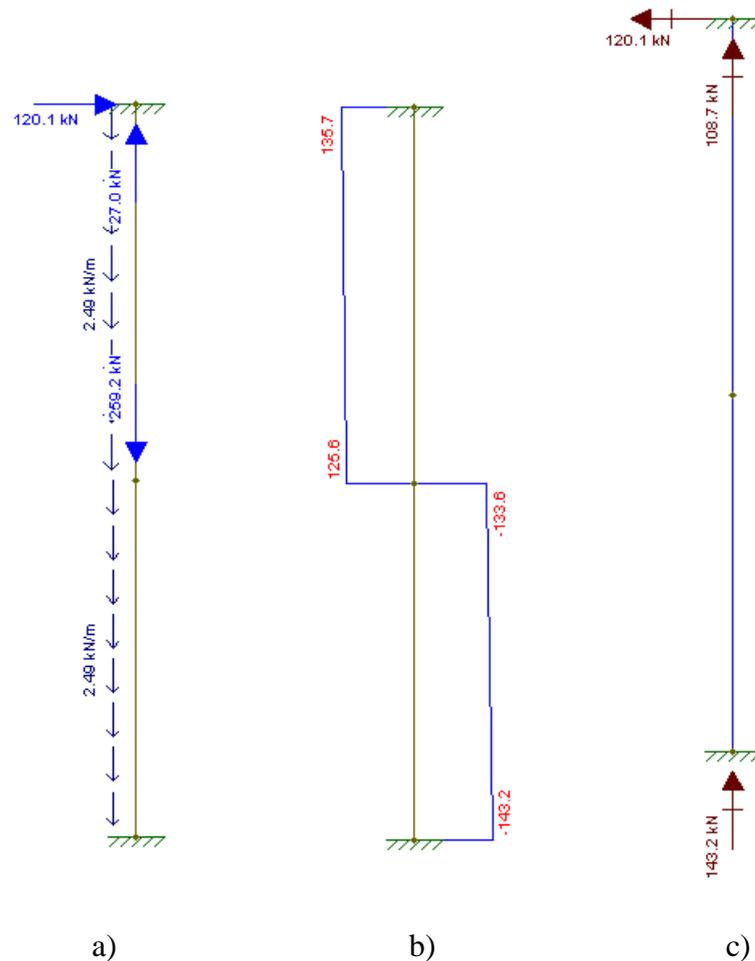


Figura 5.30 a) – Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P5 e P8 (tração).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P5 e P8 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P5 e P8.

b) Efeito mais crítico de Compressão:

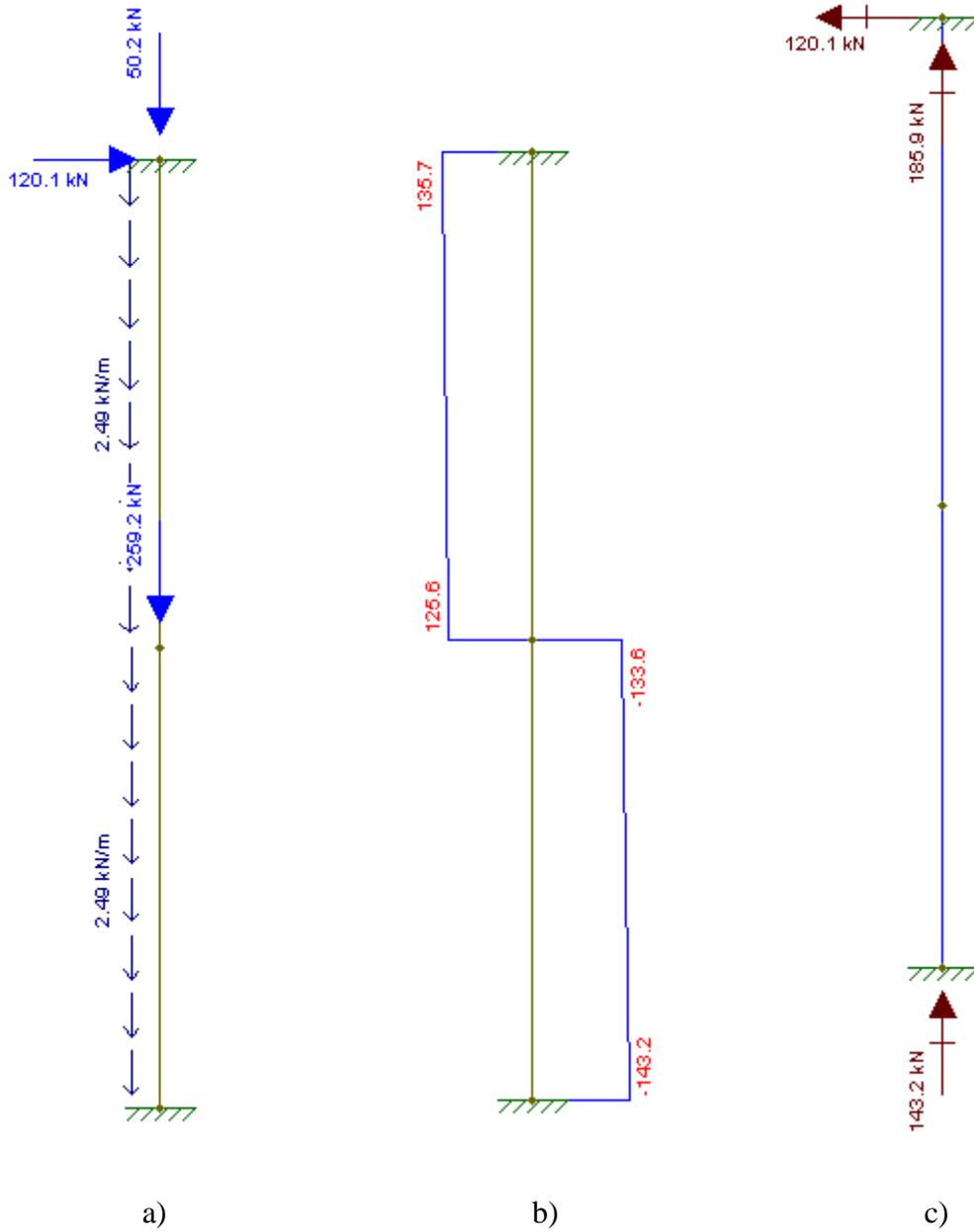


Figura 5.31 a) Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P5 e P8 (compressão).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P5 e P8 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P5 e P8.

5.1.7.4 Pilares P6 e P7

Neste caso o peso próprio do pilar atua em conjunto com os esforços ocasionados pelas vigas V3, expressos anteriormente.

- ✓ Reação em V3(2vezes) = 401,2 kN/m;
- ✓ Peso próprio da viga de coroamento (30x15cm) P.P. $(\frac{5m}{2} \cdot 25KN/m^3 \cdot 0,3m \cdot 0,15m) = 2,80$ kN.

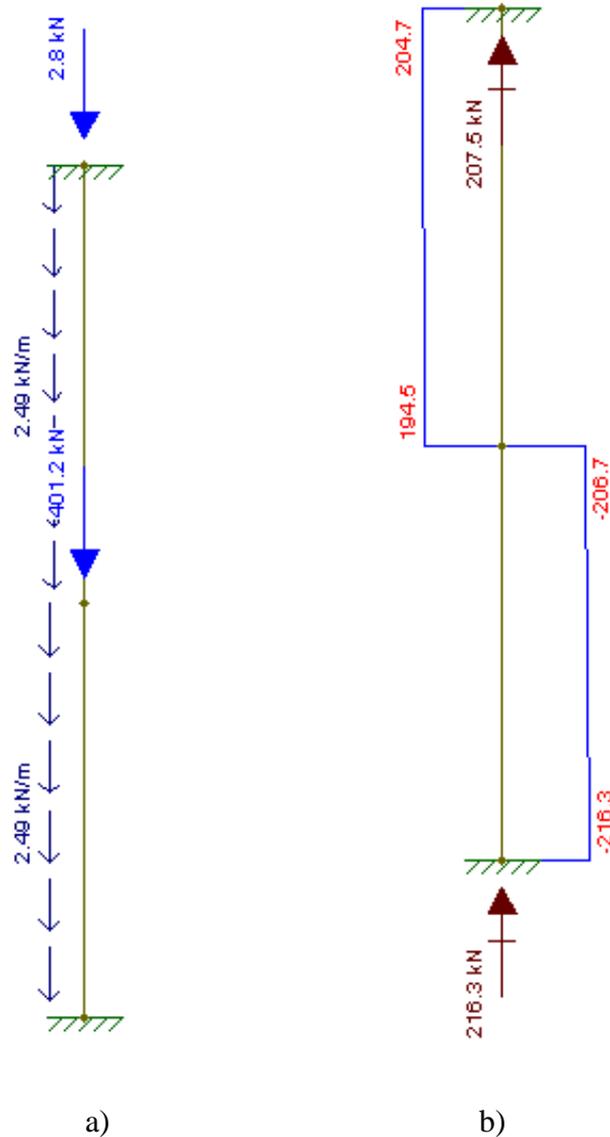


Figura 5.32 a) Esforços solicitantes para os pilares P6 e P7.

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P6 e P7 (KN).

5.1.7.5 Pilares P9 e P12

As vigas V1 e V4 em conjunto com as tesouras causam os esforços solicitantes nestes pilares, em conjunto com seu peso próprio.

- ✓ Reação em V1(2vezes) = 58,60 KN/m;
- ✓ Reação em V4 = 91,30 KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras(F_y - tração no pilar) = 27,7KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (F_y - compressão no pilar) = 50,2KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (F_x) = 120,1KN/m;

Neste caso serão feitas duas análises no pilar considerando o pior efeito de tração em uma delas e na outra o pior efeito de compressão.

a) Efeito mais crítico de Tração:

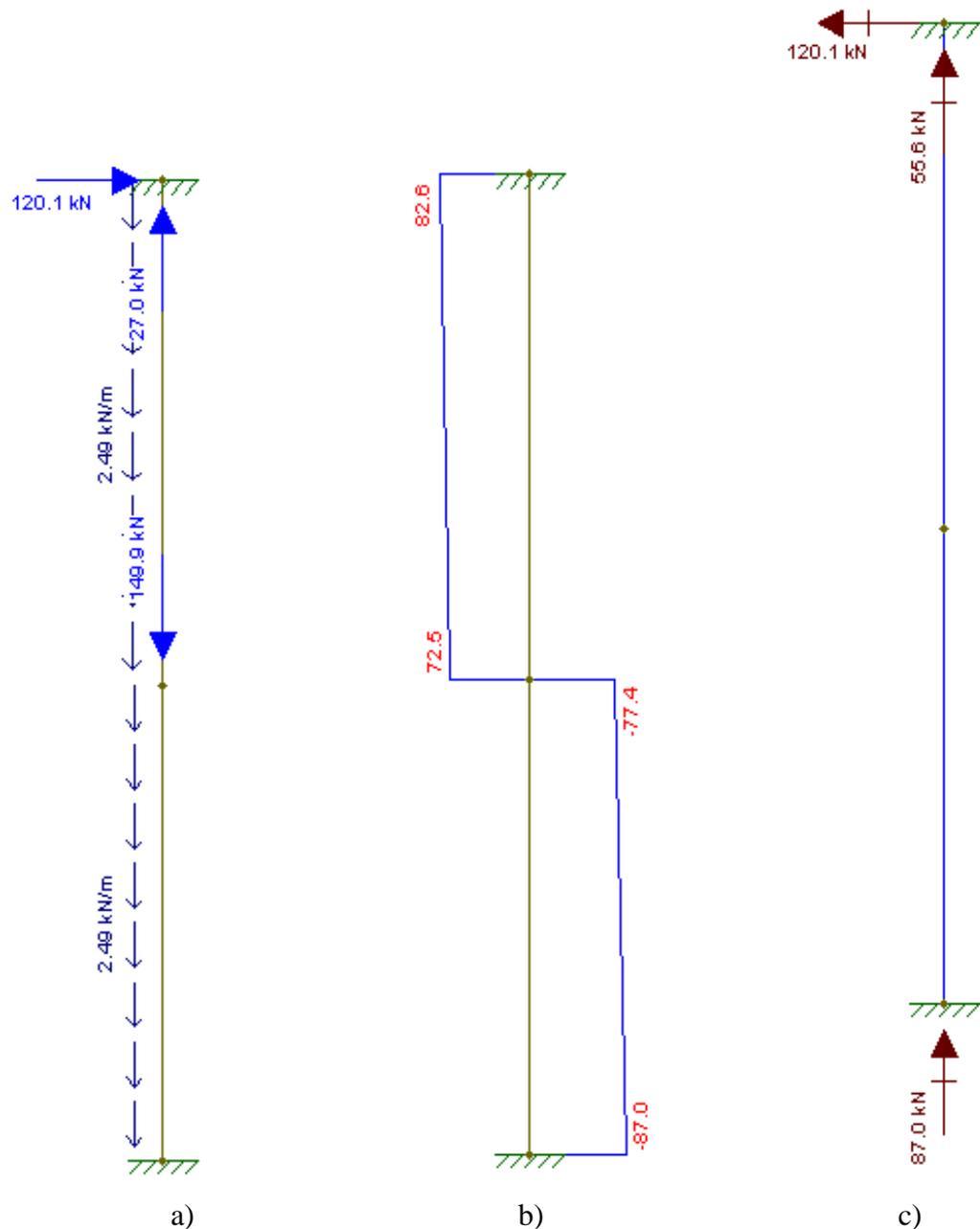


Figura 5.33 a) Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P9 e P12 (tração).
 b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P9 e P12 (KN).
 c) Reações de apoio nos pilares P9 e P12.

b) Efeito mais crítico de Compressão:

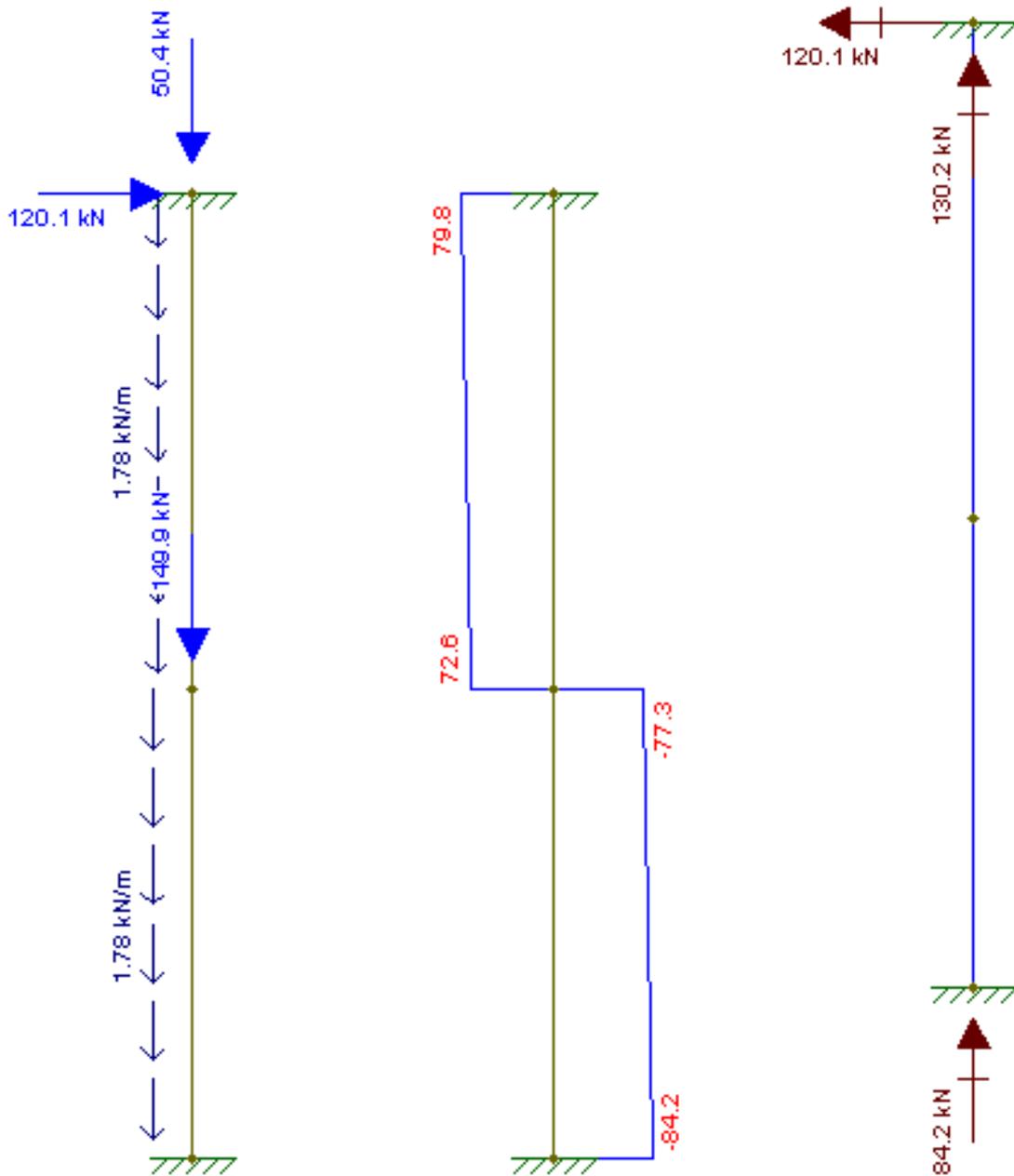


Figura 5.34 a) Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P9 e P12 (compressão).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P9 e P12 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P5 e P8.

5.1.7.6 Pilares P10 e P11

As vigas V4 em conjunto com o peso próprio do elemento causam as reações e esforços solicitantes neste caso.

- ✓ Reação em V4(2vezes) = 182,6 kN/m;
- ✓ Peso próprio da viga de coroamento (30x15cm) P.P. ($\frac{5m}{2} \cdot 25KN/m^3 \cdot 0,3m \cdot 0,15m$) = 2,80 kN.

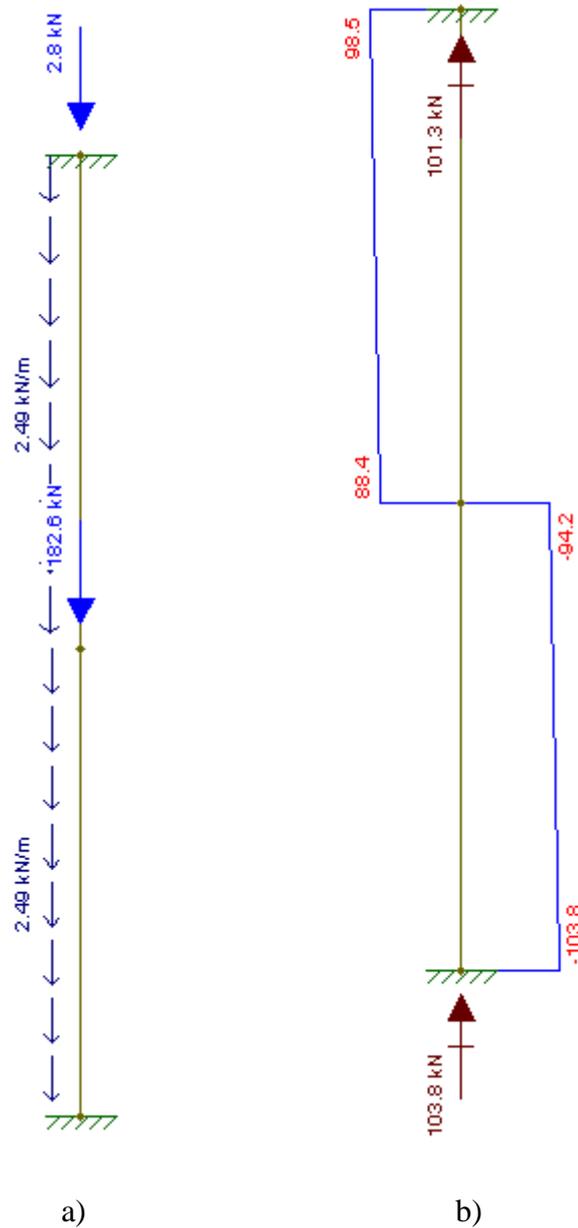


Figura 5.35 a) Esforços solicitantes para os pilares P6 e P7.

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P6 e P7 (KN).

5.1.7.7 Pilares P13 a P19 e P22

As tesouras e vigas V1, em conjunto com o peso próprio do elemento, causam os esforços solicitantes no caso destes pilares. Reações que foram calculadas anteriormente, com os devidos coeficientes de majoração.

- ✓ Reação em V1(2vezes) = 58,6 KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fy - tração no pilar) = 27,7KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fy - compressão no pilar) = 50,2KN/m;
- ✓ Reação mais desfavorável das tesouras (Fx) = 120,1KN/m;

Neste caso serão feitas duas análises no pilar considerando o pior efeito de tração em uma delas e na outra o pior efeito de compressão.

a) Efeito mais crítico de Tração:

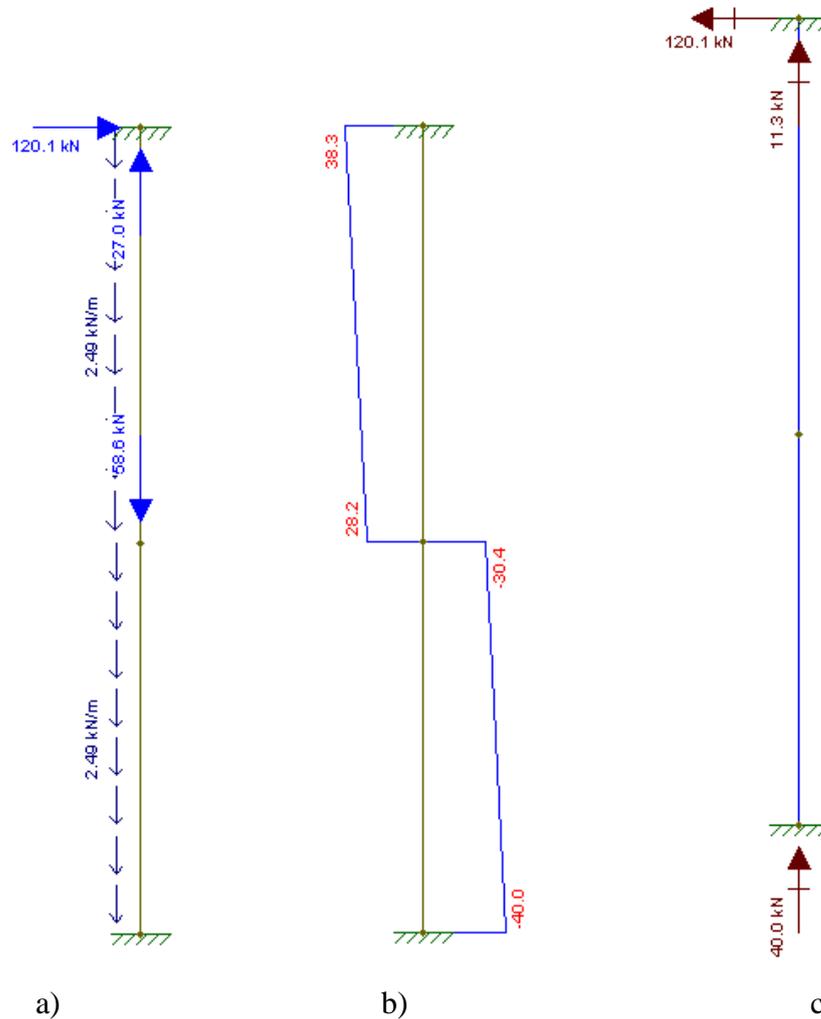


Figura 5.36 a) – Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P13 a P19 e P22 (tração).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P13 a P19 e P22 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P13 a P19 e P22.

b) Efeito mais crítico de Compressão

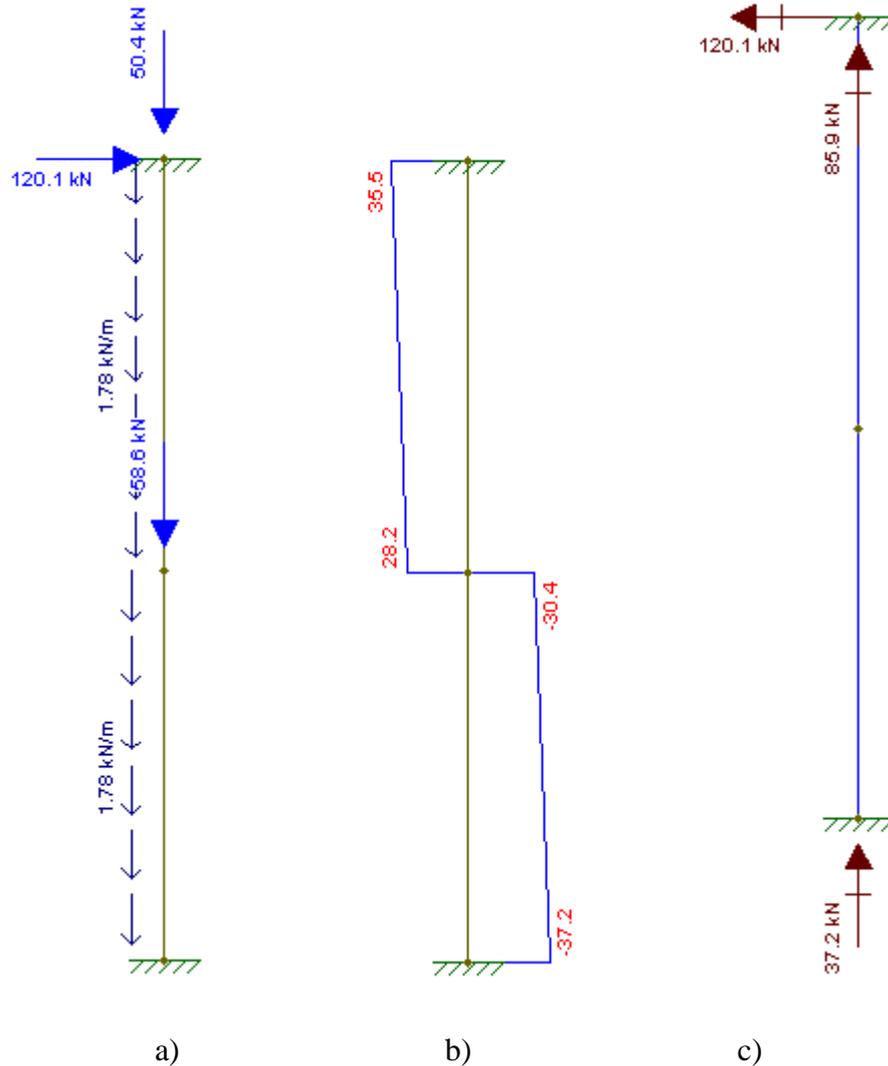


Figura 5.37 a) Esforços solicitantes para o primeiro caso, pilares P13 a P19 e P22 (compressão).

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P13 a P19 e P22 (KN).

c) Reações de apoio nos pilares P13 a P19 e P22.

5.1.7.8 Pilares P20 e P21

Em conjunto com o peso próprio, esses pilares sofrem ações devido as reações das vigas V2. Sendo que estas reações foram calculadas anteriormente com os devidos coeficientes de majoração de cargas.

- ✓ Reação em V1 (2vezes) = 58,60 KN/m;
- ✓ Peso próprio da viga de coroamento (30x15cm) = 2,80 KN.

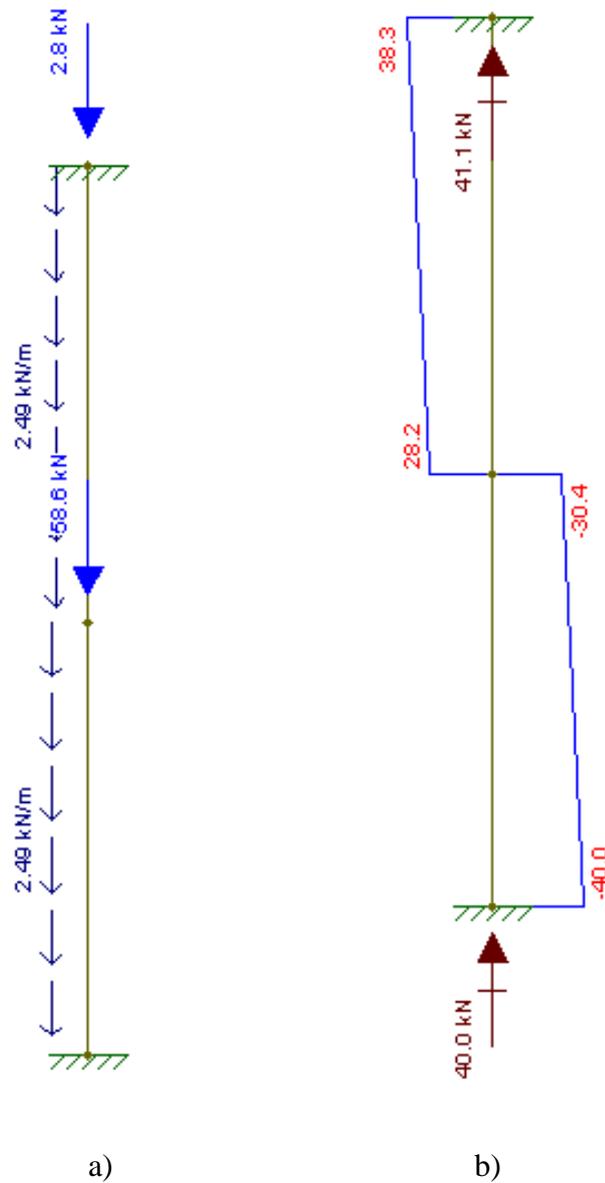


Figura 5.38 a) Esforços solicitantes para os pilares P6 e P7.

b) Análise linear, diagrama de esforço normal, pilares P6 e P7 (KN).

5.2 Pórticos

Neste caso serão avaliados os esforços devido ao comportamento em conjunto das peças anteriormente analisadas. Como as cargas já foram obtidas e majoradas anteriormente, só será necessário desenvolver os pórticos e proceder à análise dos esforços.

5.2.1 Pórtico Frontal

a) Combinação 1 (para viga V2, Pilares P1, P2, P3 e P4):

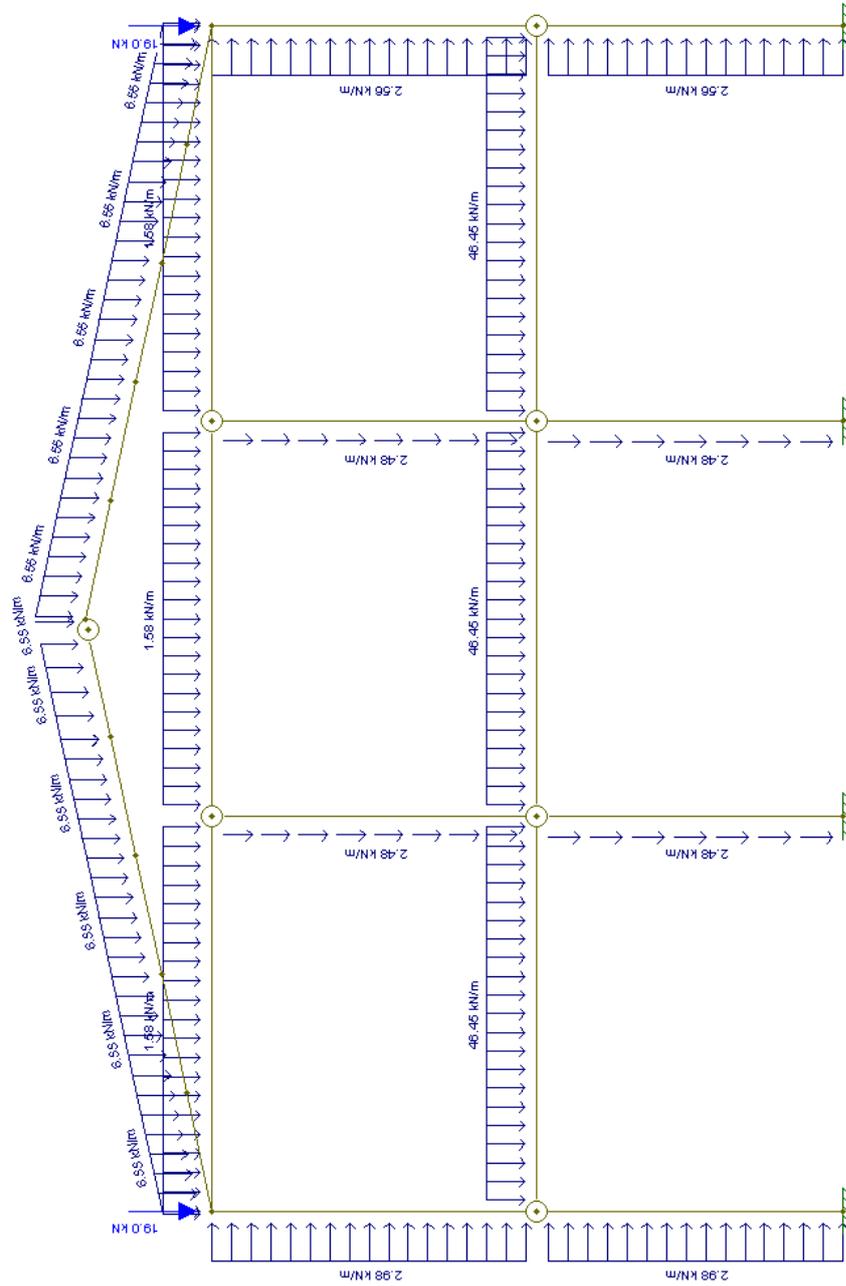


Figura 5.39 – Esforços solicitantes para a primeira combinação, pórtico frontal (V2).

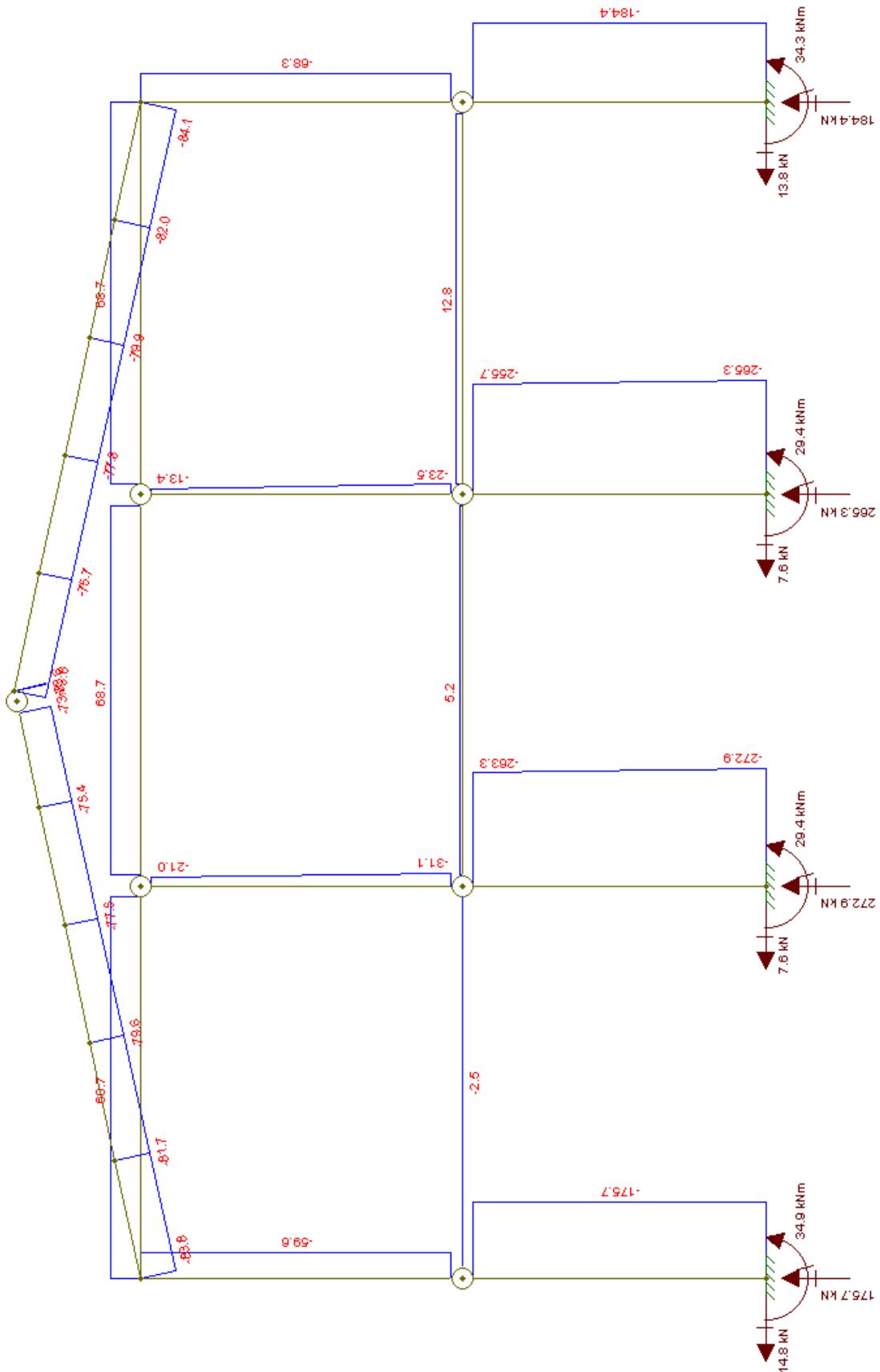


Figura 5.40 – Análise linear, diagrama de esforço normal (V2), pórtico frontal (kN).

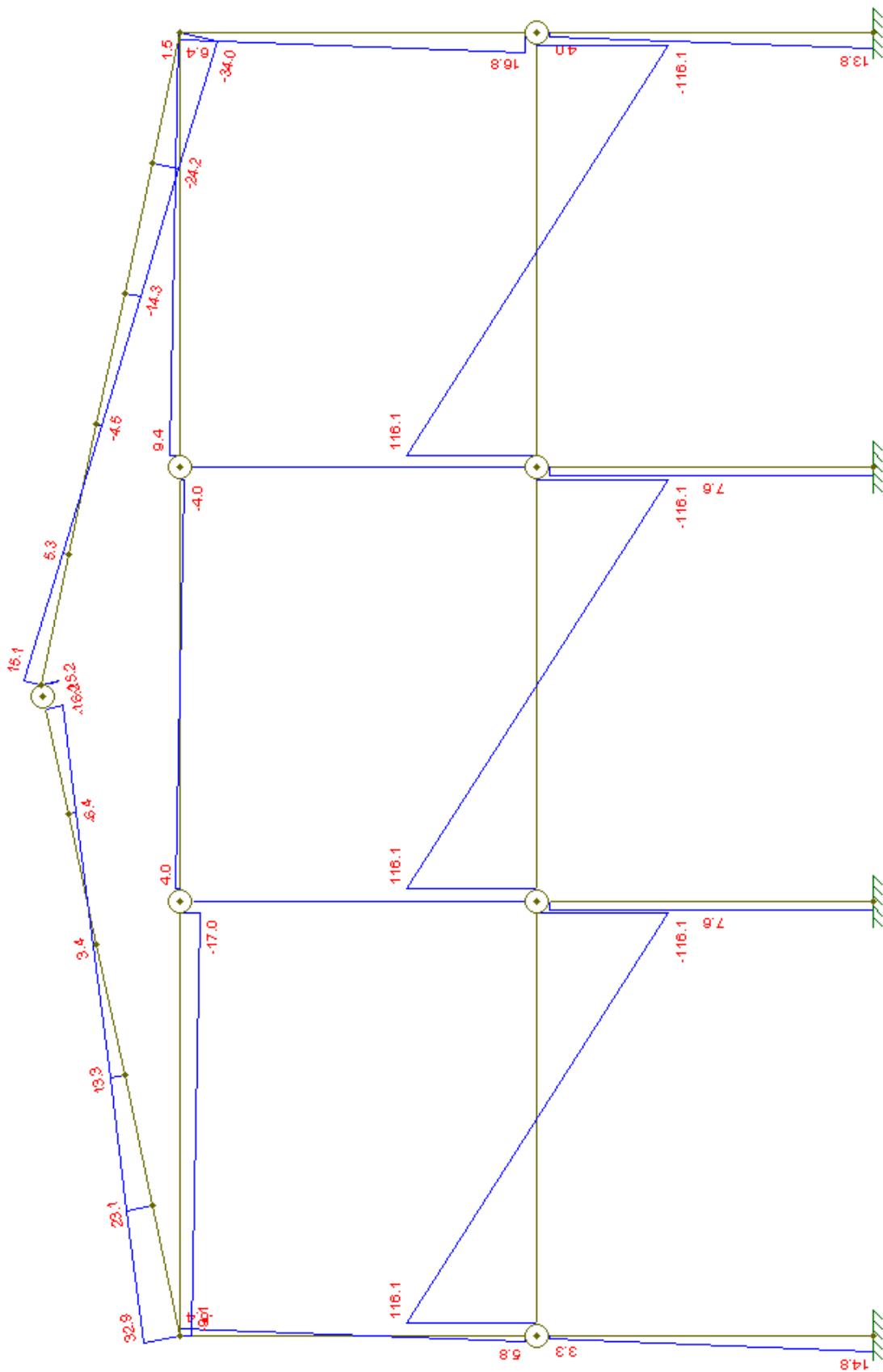


Figura 5.41 – Análise linear, diagrama de esforço cortante (V2), pórtico frontal (KN).

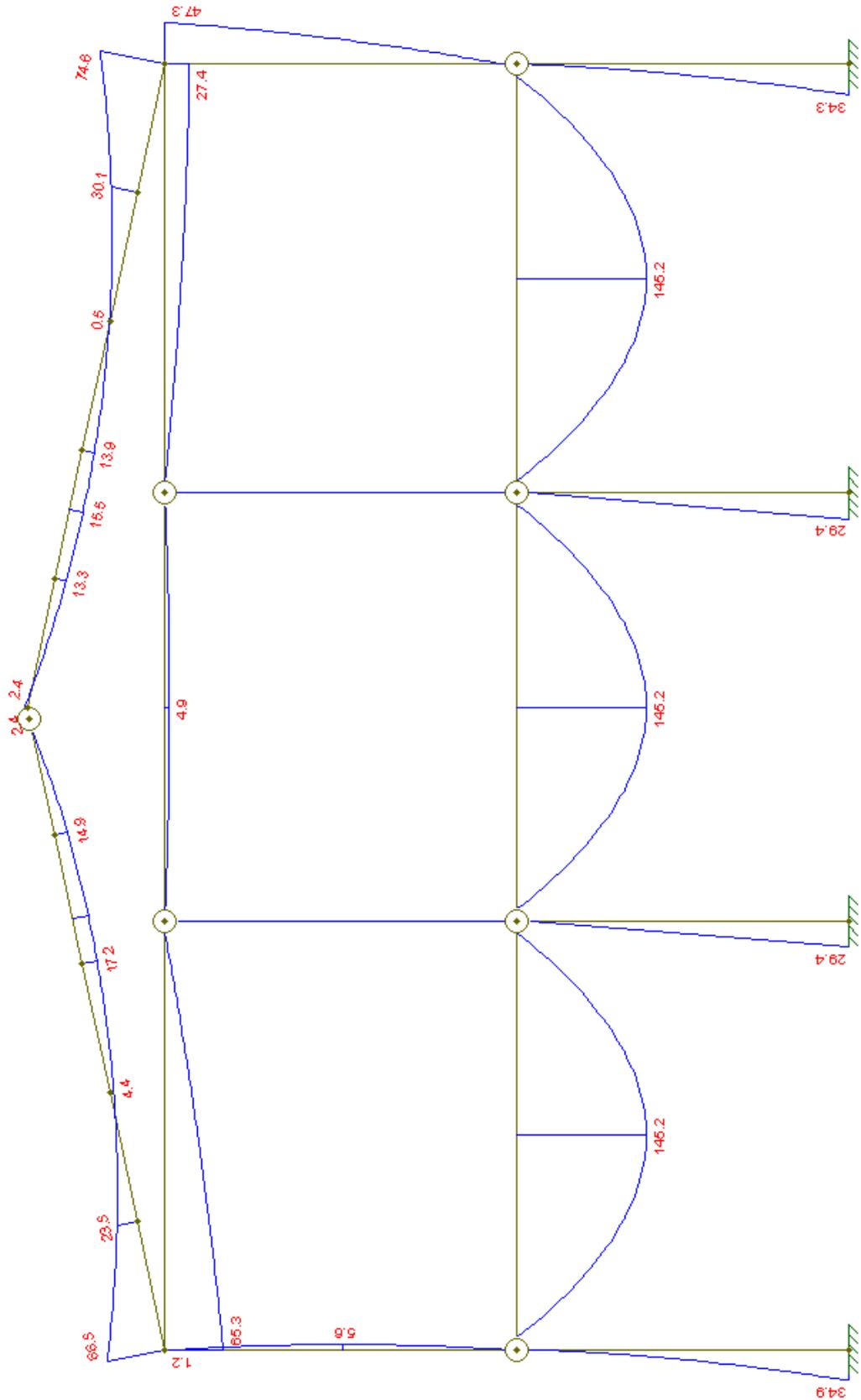


Figura 5.42 – Análise linear, diagrama de momento fletor (V2), pórtico frontal (KN.m).

b) Combinação 2(para viga V3, Pilares P5, P6, P7 e P8):

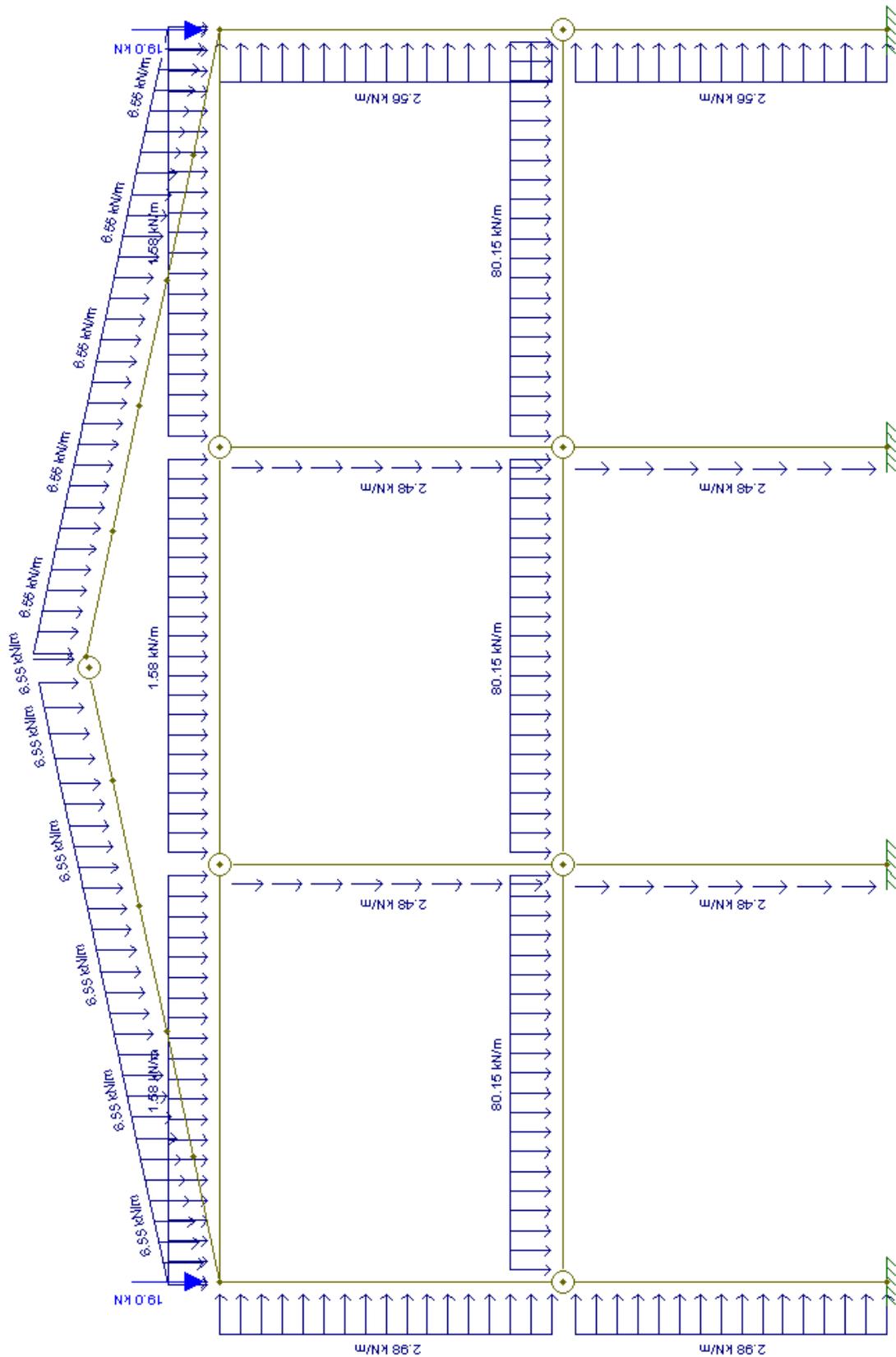


Figura 5.43 – Esforços solicitantes para a segunda combinação (V3), pórtico frontal.

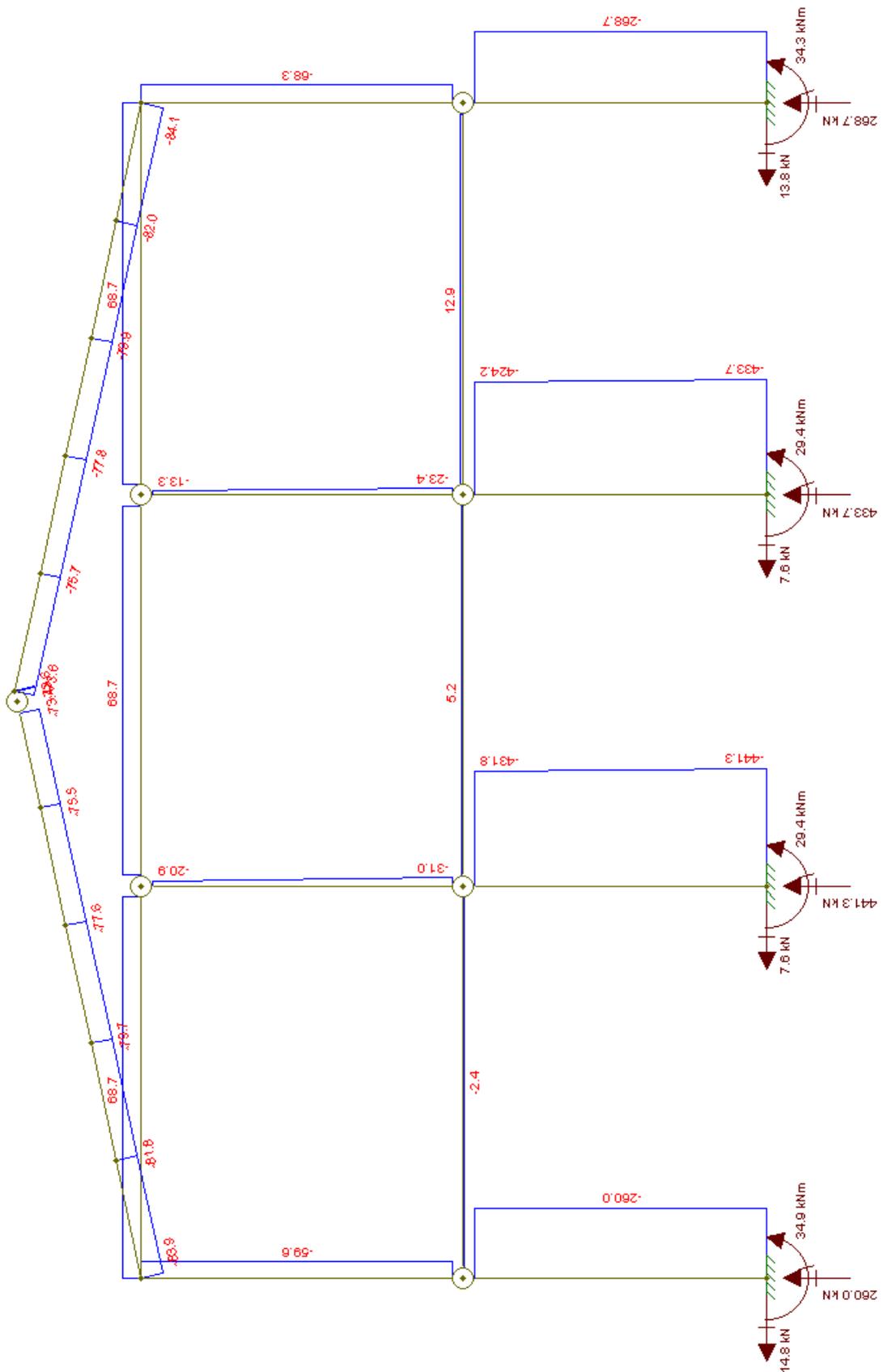


Figura 5.44 – Análise linear, diagrama de esforço normal (V3), pórtico frontal (KN).

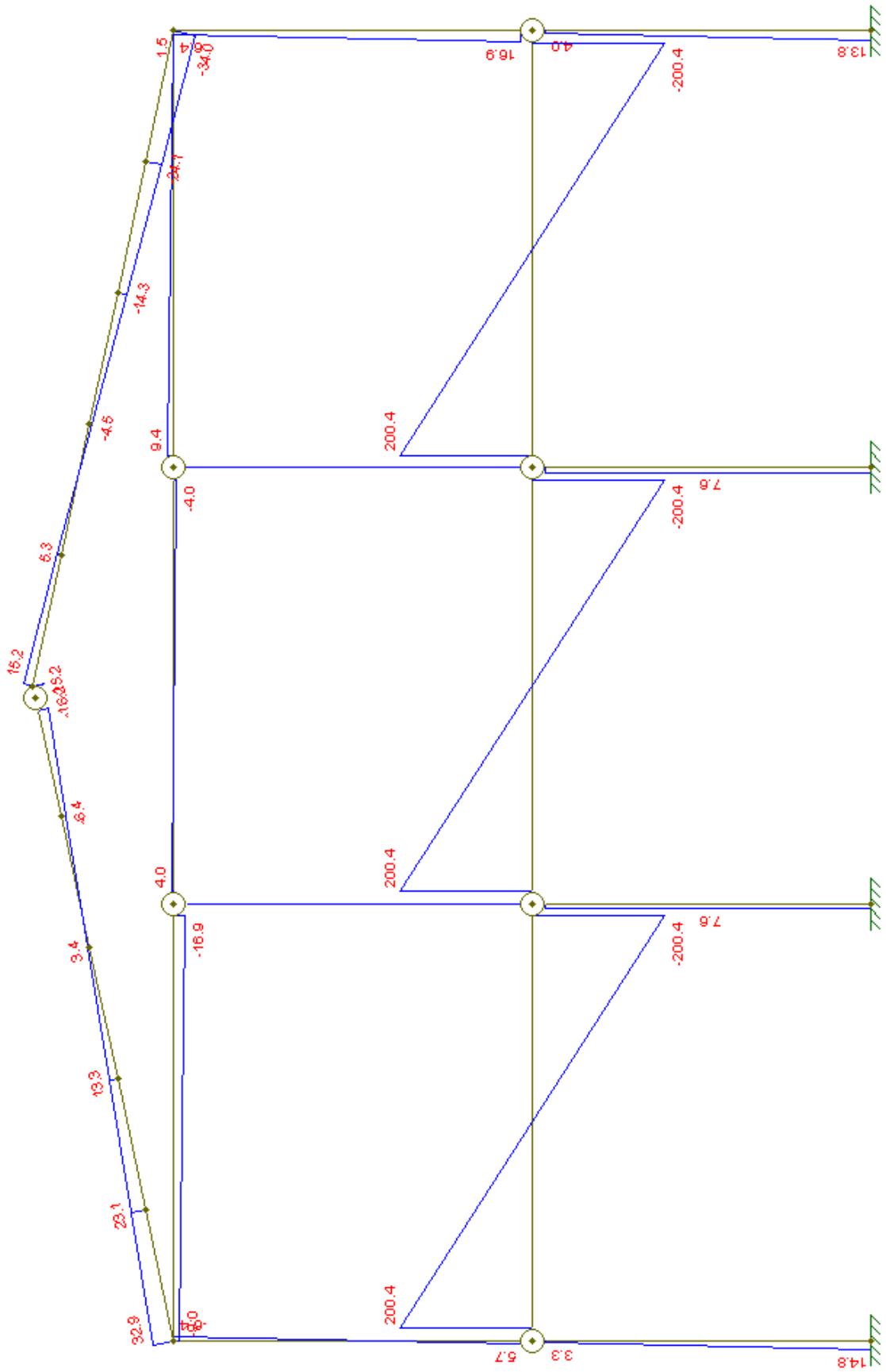


Figura 5.45 – Análise linear, diagrama de esforço cortante, pórtico frontal combinação 2 (V3) (KN).

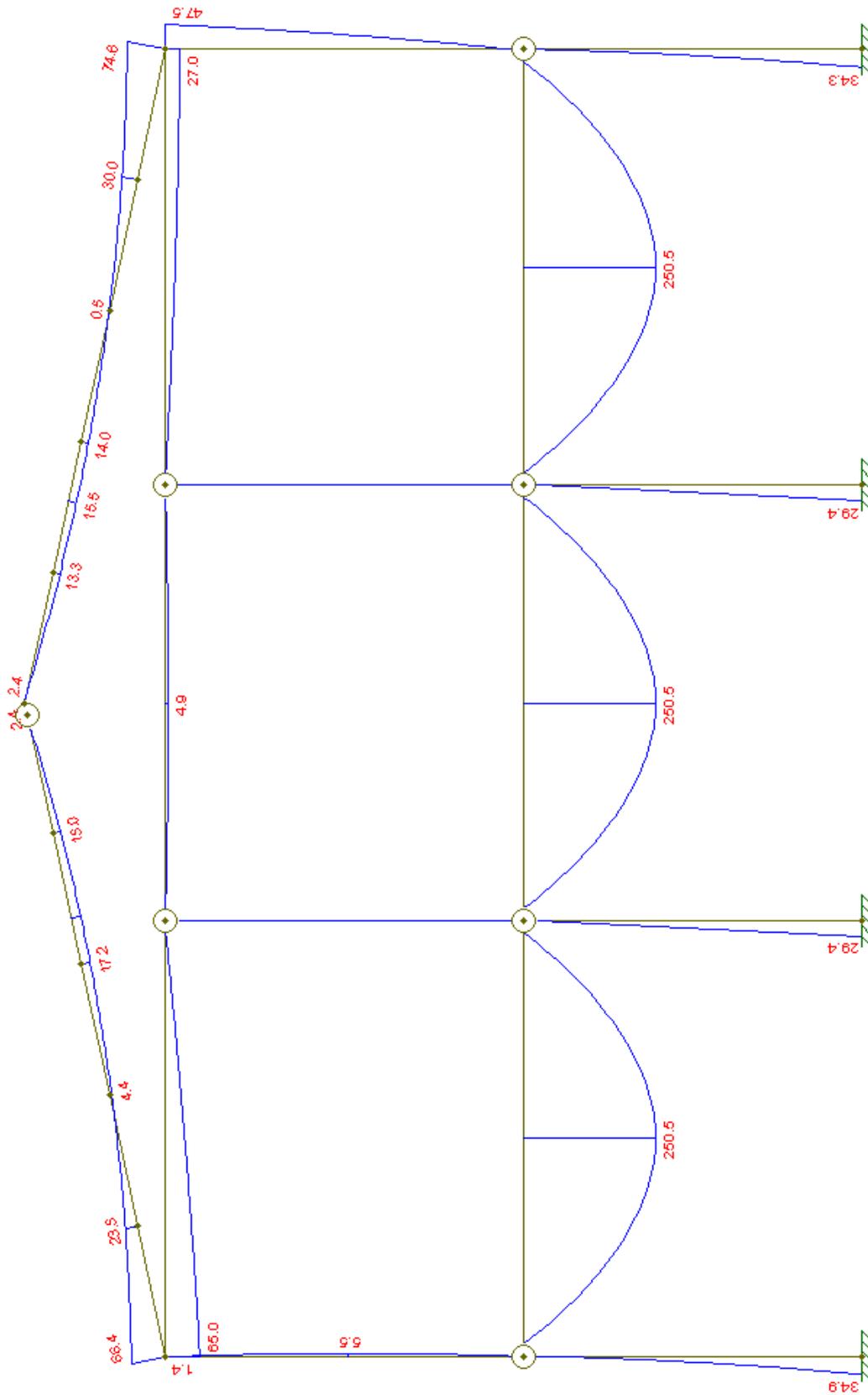


Figura 5.46 – Análise linear, diagrama de momento fletor, pórtico frontal combinação 2 (V3) (KN.m).

c) Combinação 3 (Vigas V4, Pilares P9, P10, P11 e P12):

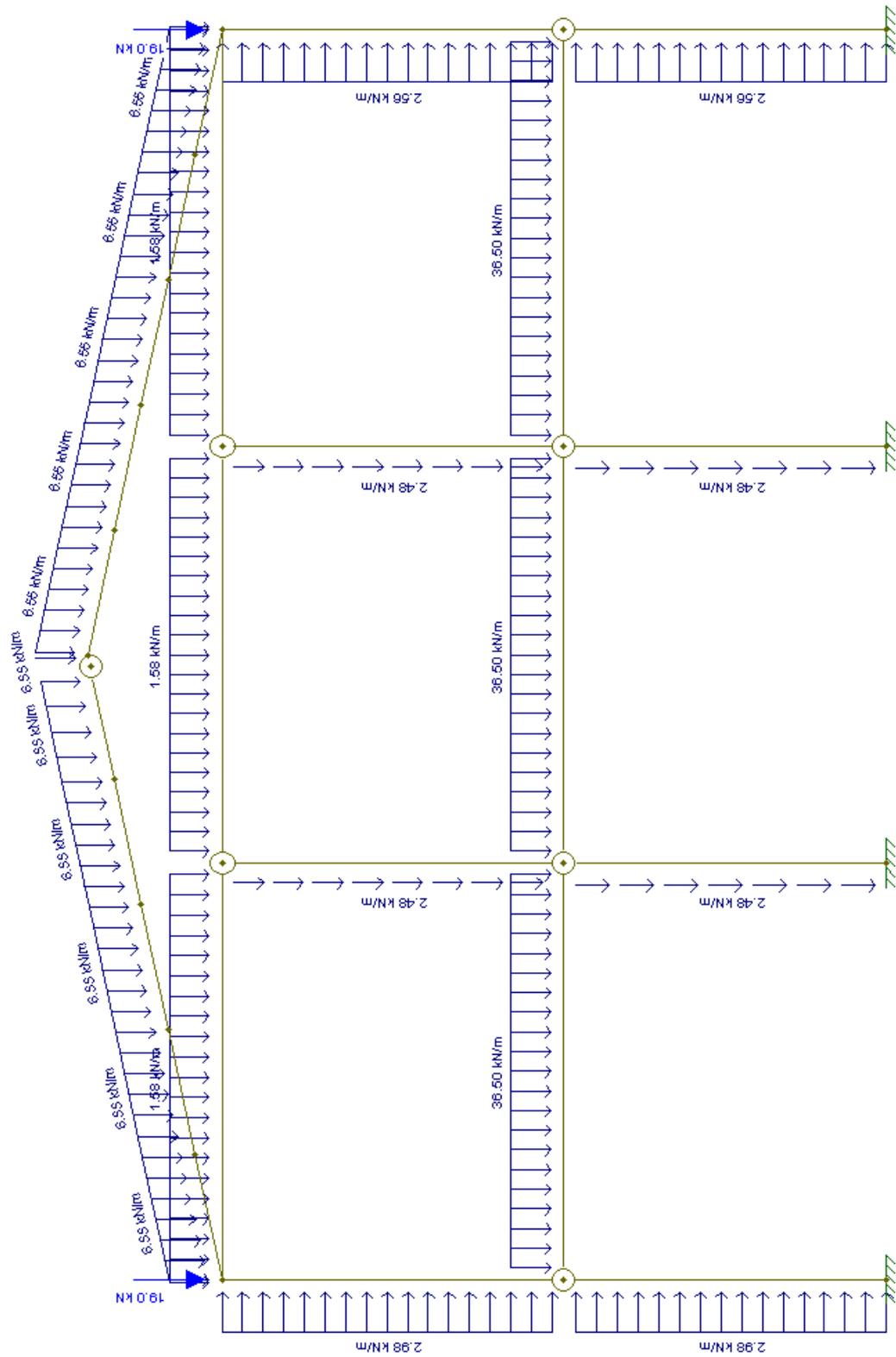


Figura 5.47 – Esforços solicitantes para a terceira combinação (V4), pórtico frontal.

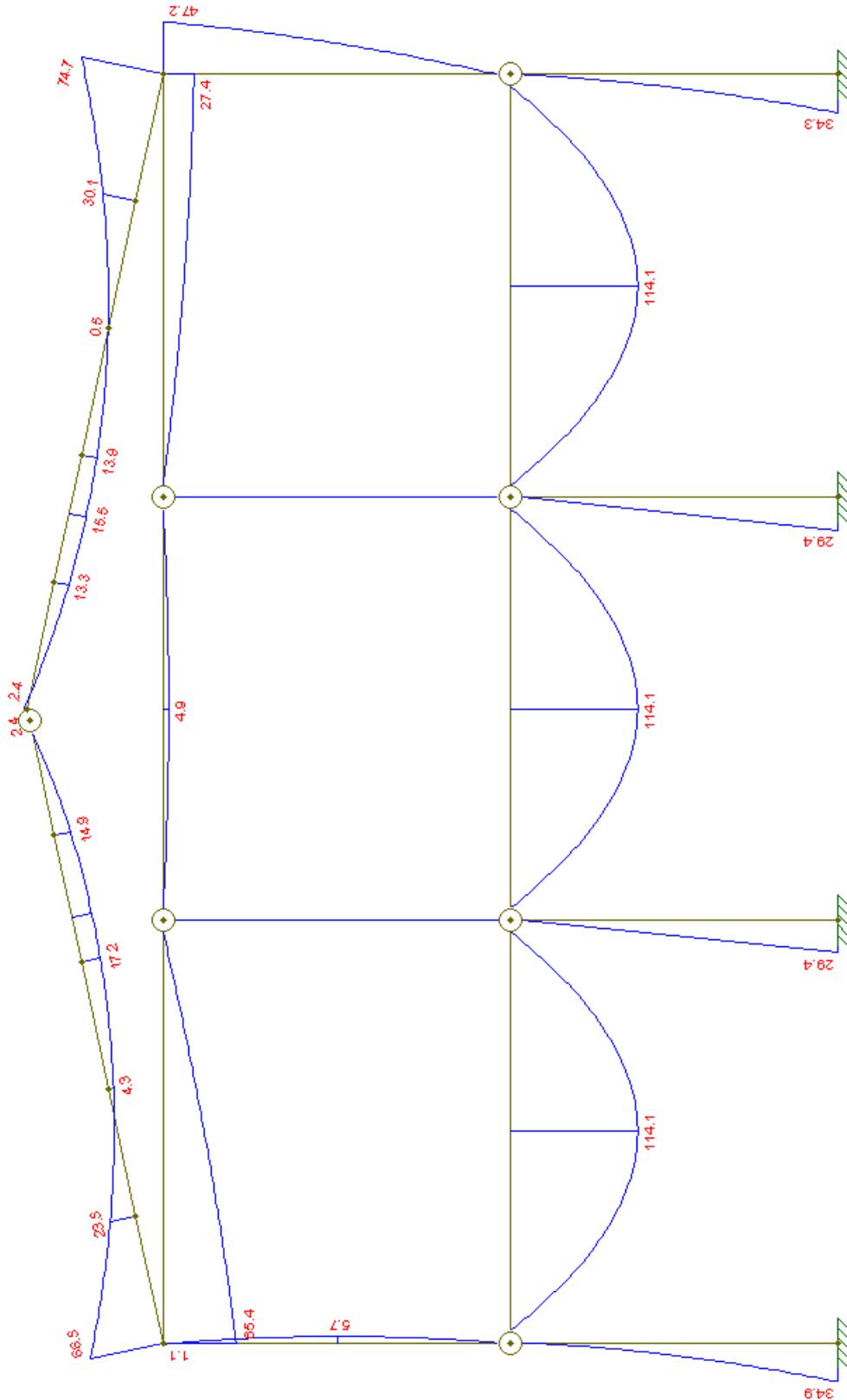


Figura 5.50– Análise linear, diagrama de momento fletor para terceira combinação (V4), pórtico frontal (KN.m).

d) Combinação 4 (Vigas V1, Pilares P19, P20, P21 e P22):

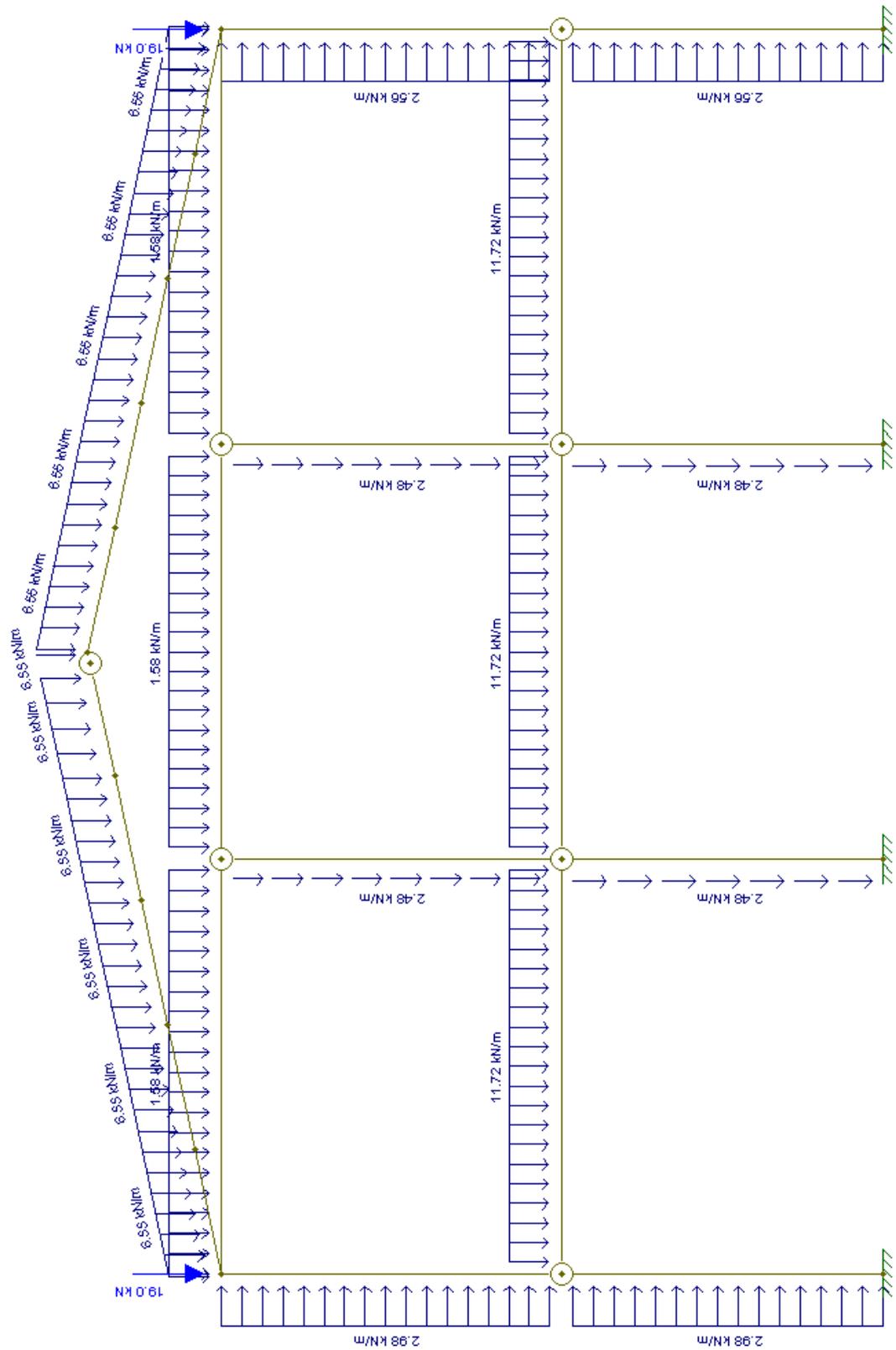


Figura 5.51 – Esforços solicitantes para a quarta combinação (V1), pórtico frontal.

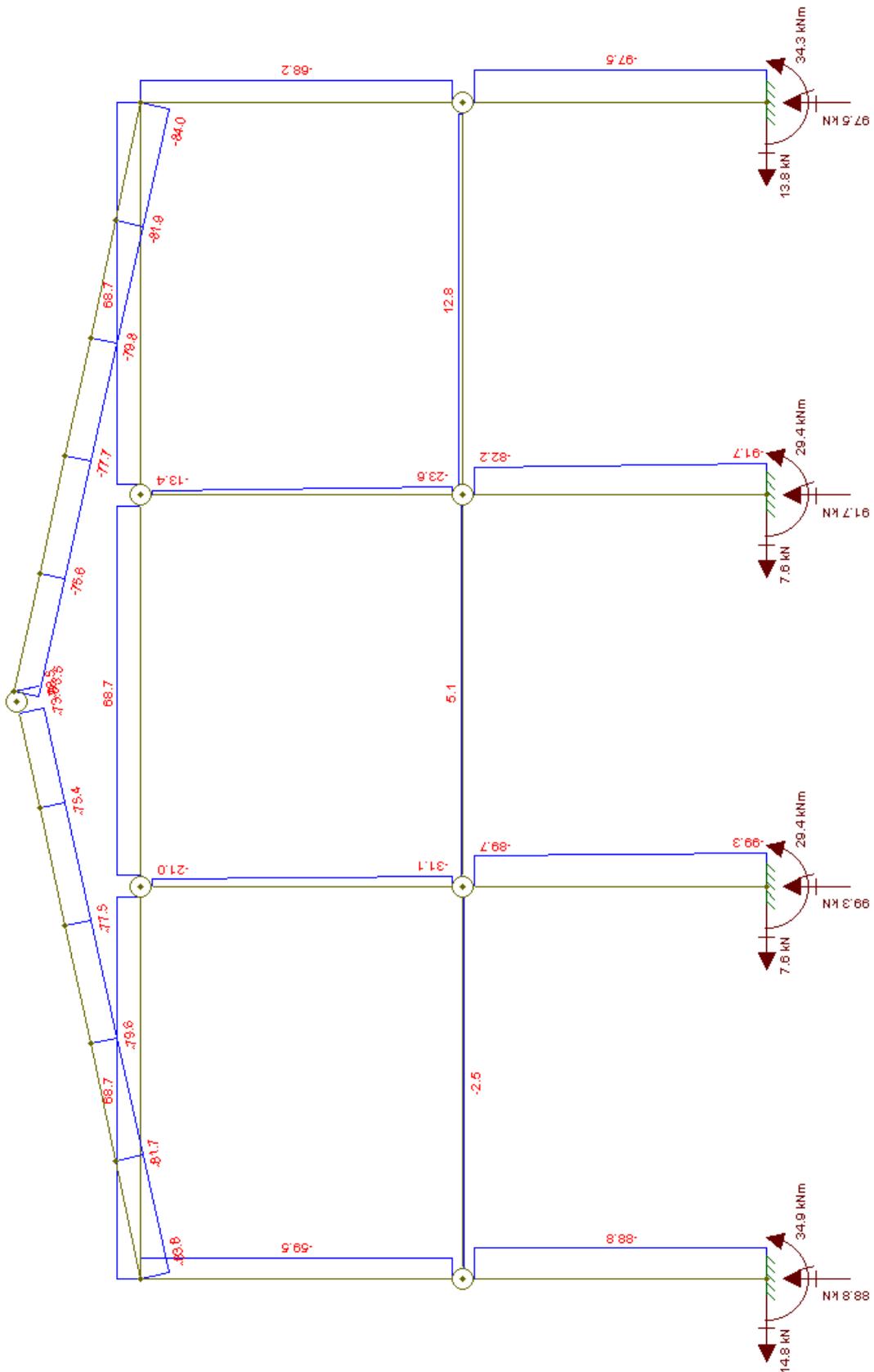


Figura 5.52 – Análise linear, diagrama de esforço normal para quarta combinação (V1), pórtico frontal (KN).

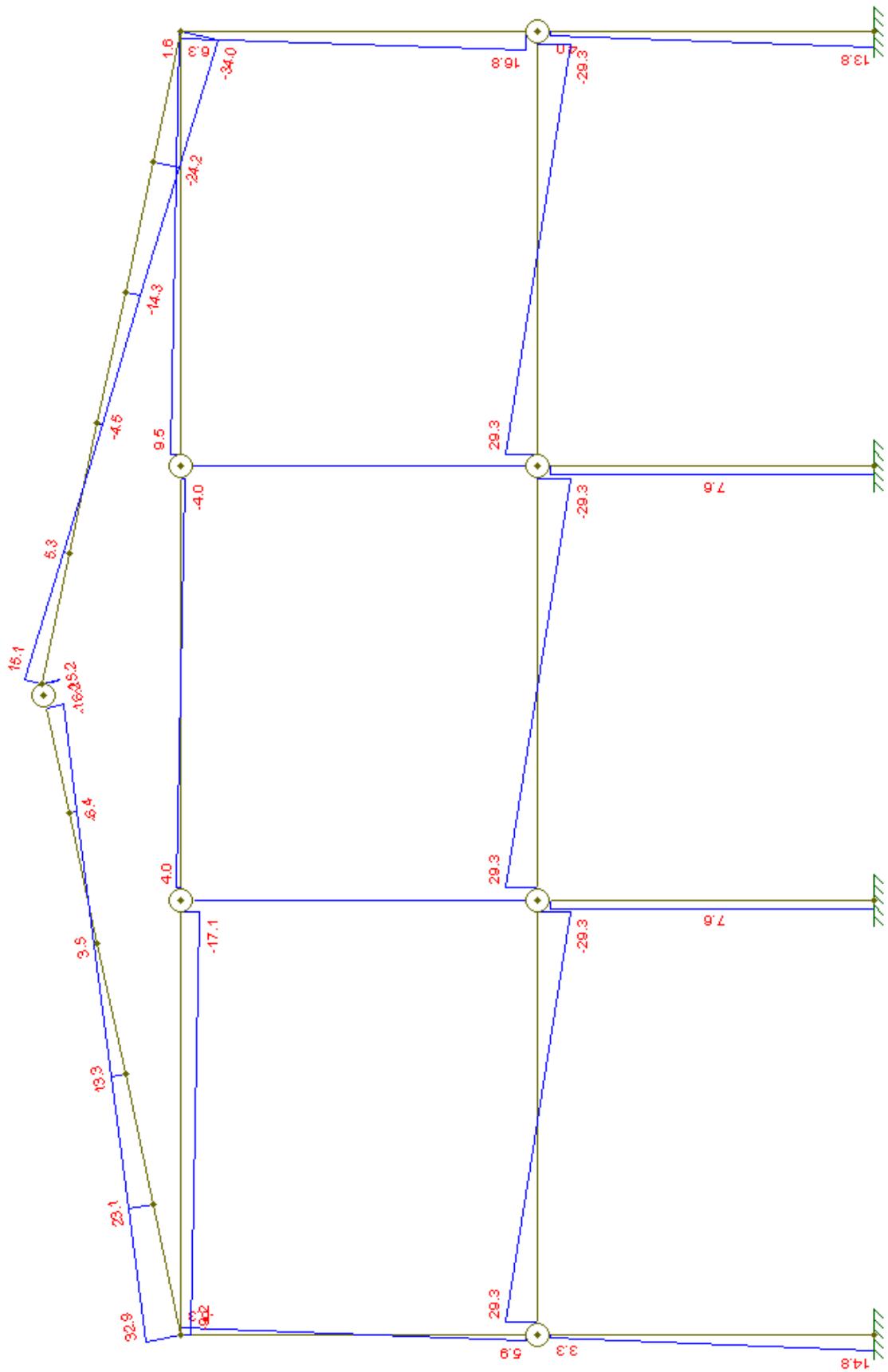


Figura 5.53 – Análise linear, diagrama de esforço cortante para quarta combinação (V1), pórtico frontal (KN).

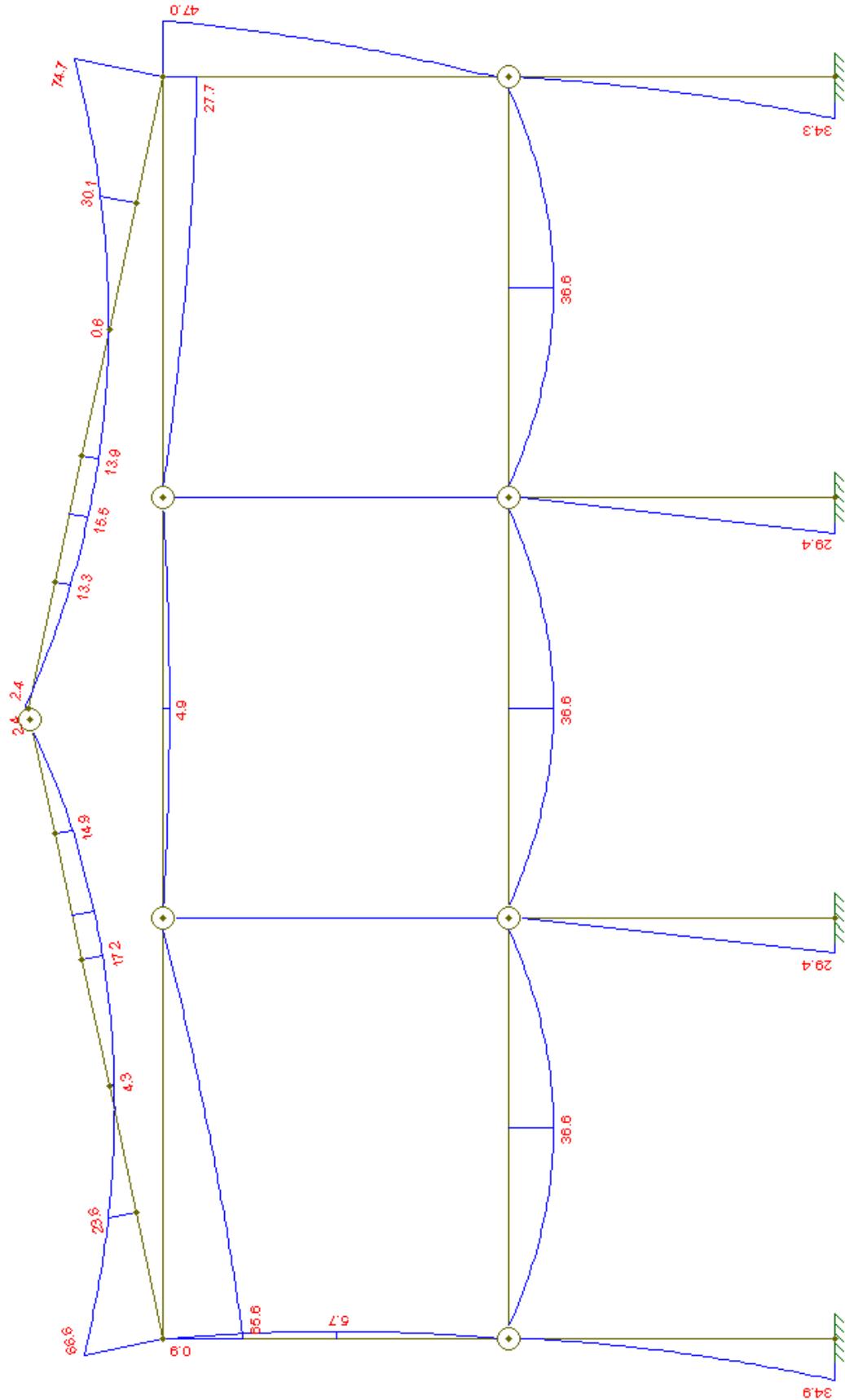


Figura 5.54 – Análise linear, diagrama de momento fletor para quarta combinação (V1), pórtico frontal (KN.m).

e) Combinação 5 (Pilares P13a P18, pórticos frontais sem vigas intermediárias):

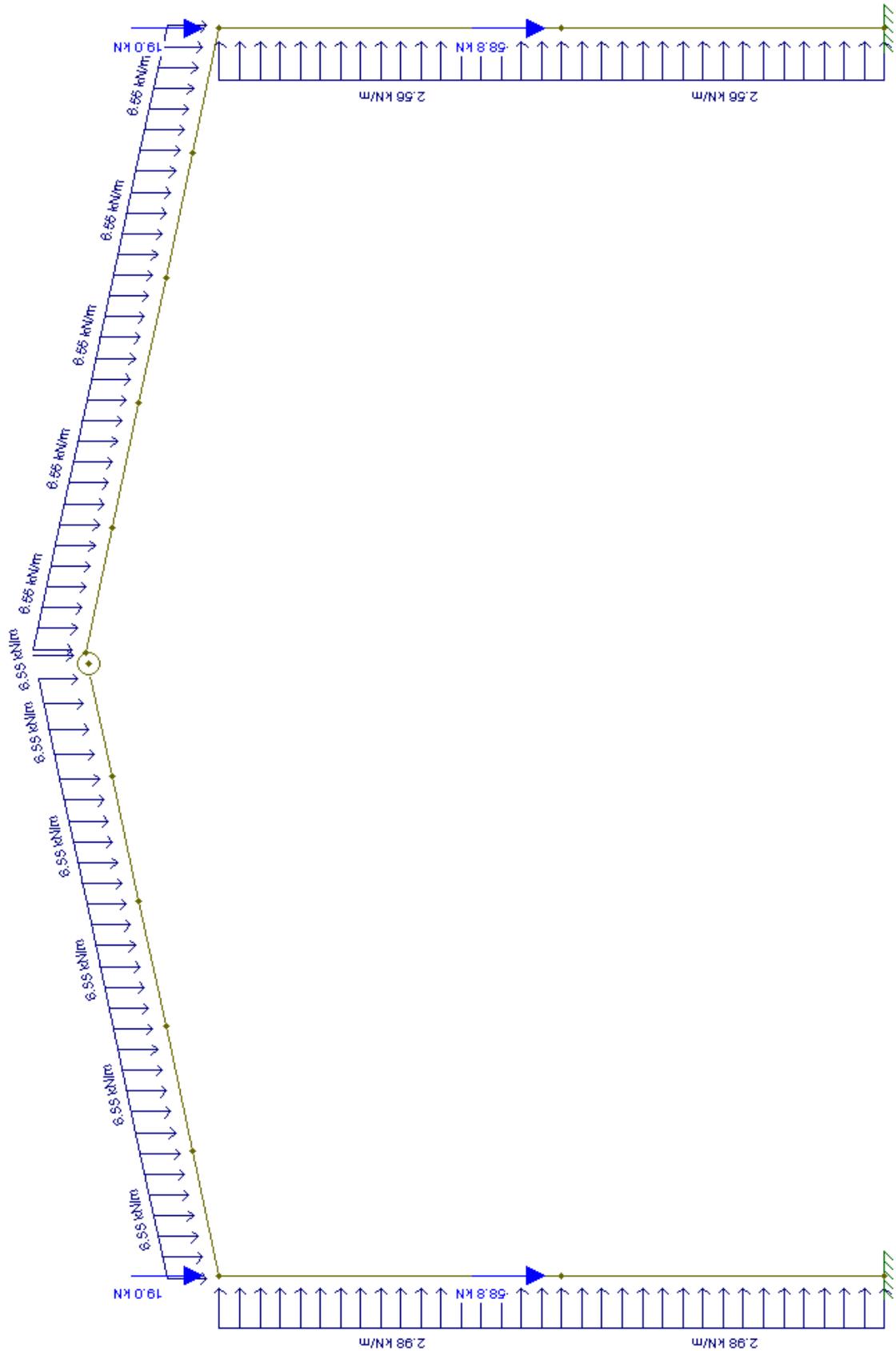


Figura 5.55 – Esforços solicitantes para a quinta combinação (P13 a P18), pórtico frontal.

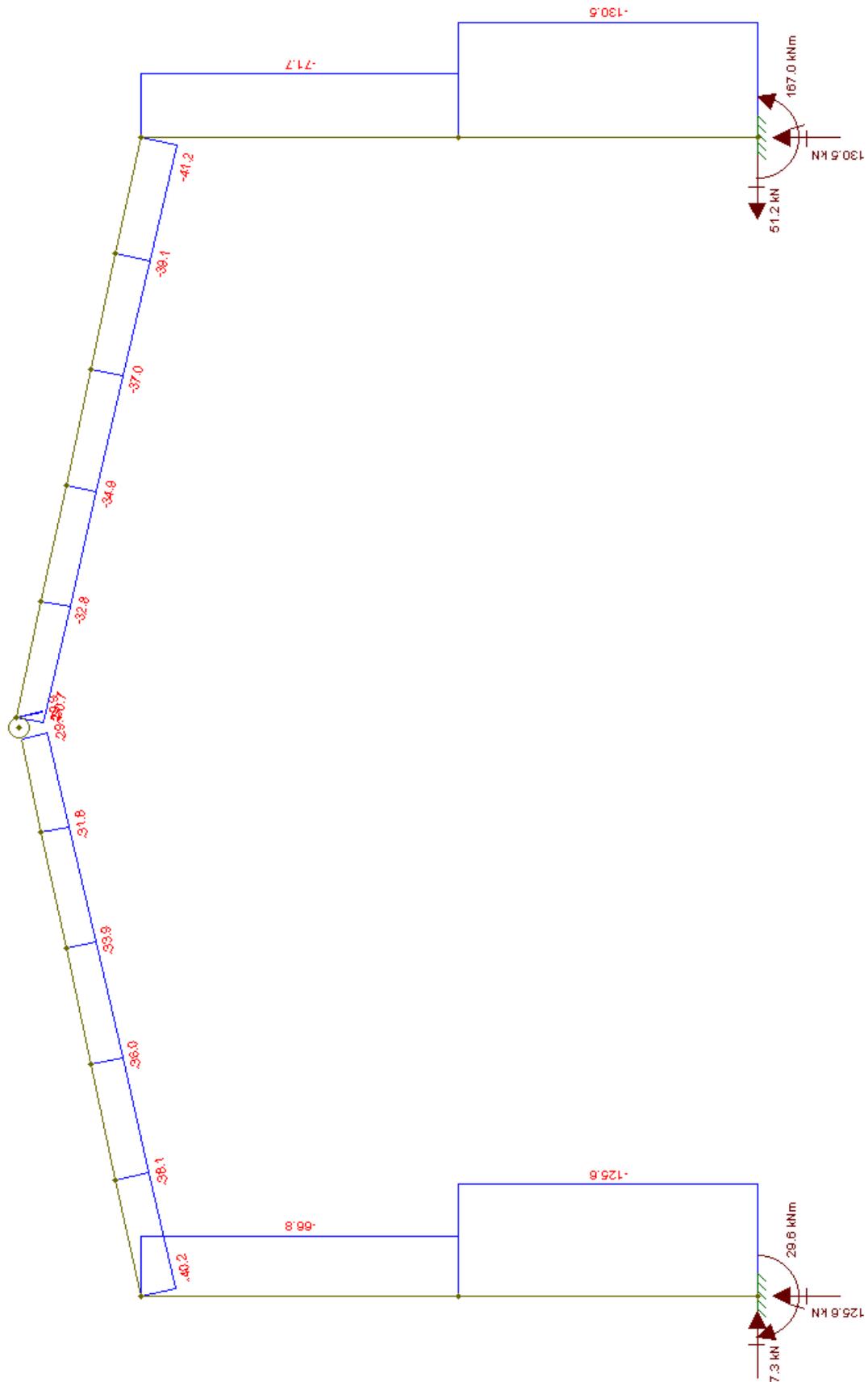


Figura 5.56 – Análise linear, diagrama de esforço normal para quinta combinação (P13 a P18), pórtico frontal (KN).

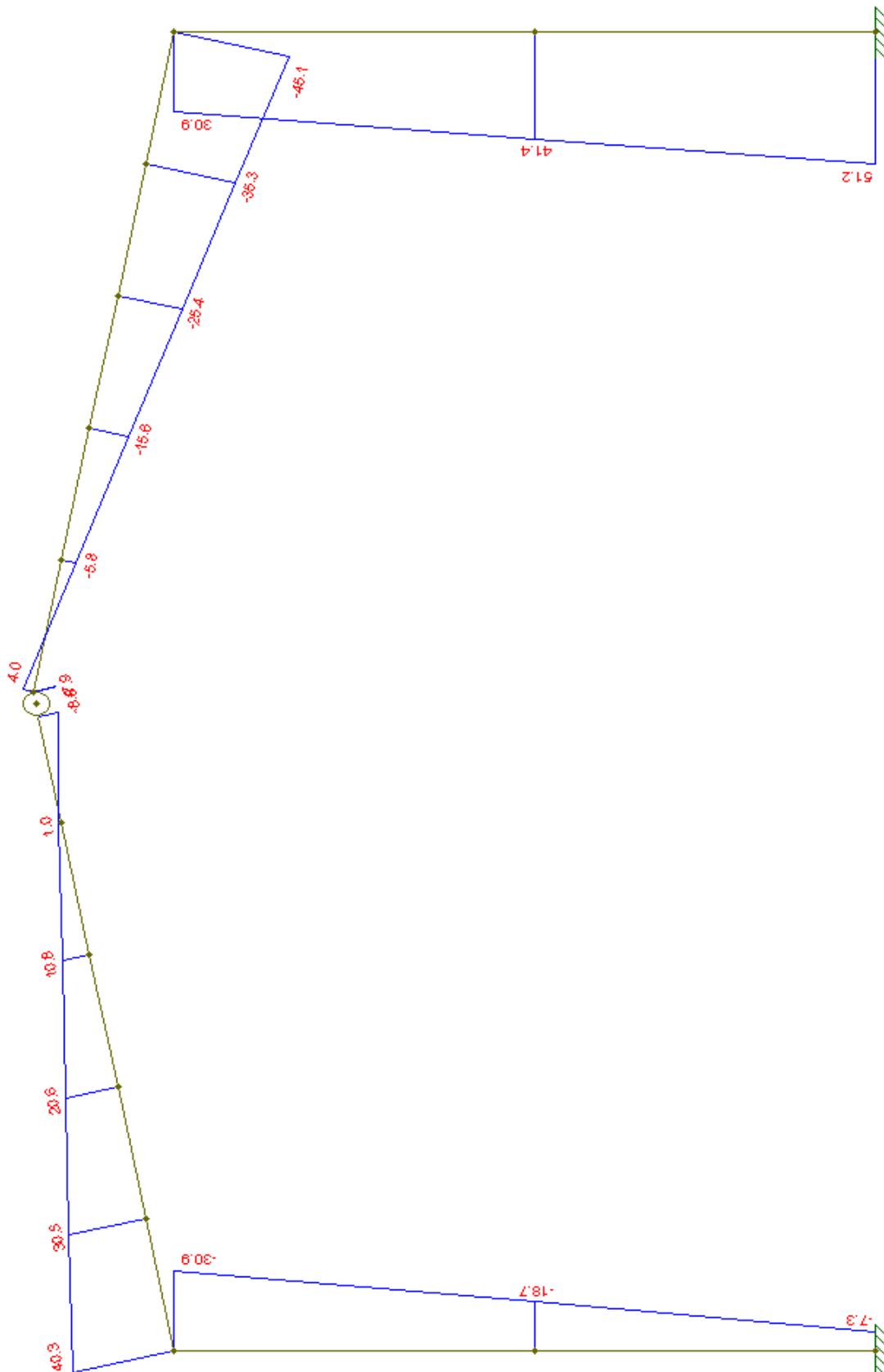


Figura 5.57 – Análise linear, diagrama de esforço cortante para quinta combinação (P13 a P18), pórtico frontal (KN).

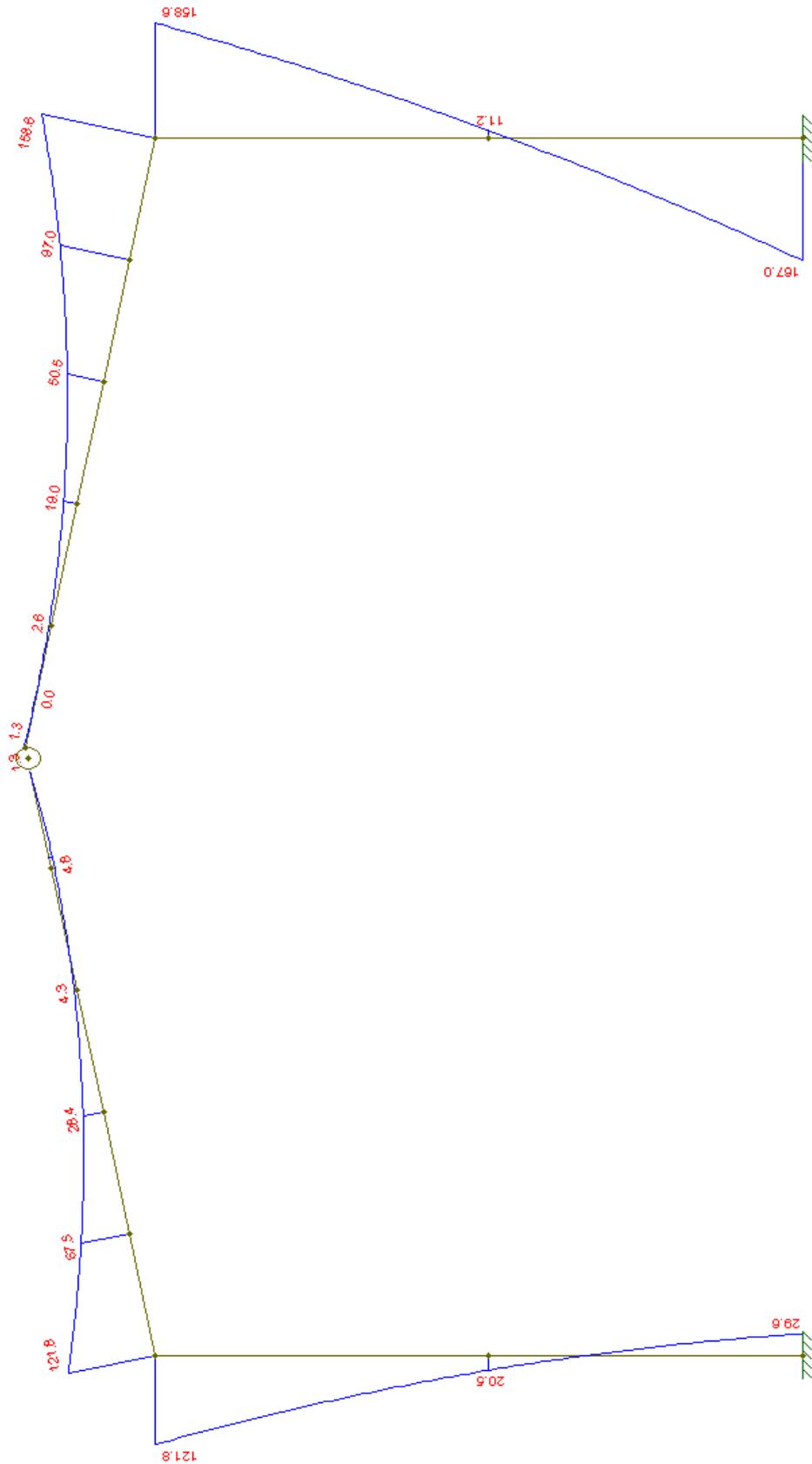


Figura 5.58 – Análise linear, diagrama de momento fletor para quarta combinação (P13 a P18), pórtico frontal (KN.m).

5.2.2 Pórtico lateral

O pórtico lateral teve as cargas atuantes em cada uma das peças da estrutura levantadas anteriormente, fazendo-se necessário apenas a análise do comportamento em conjunto dos elementos.

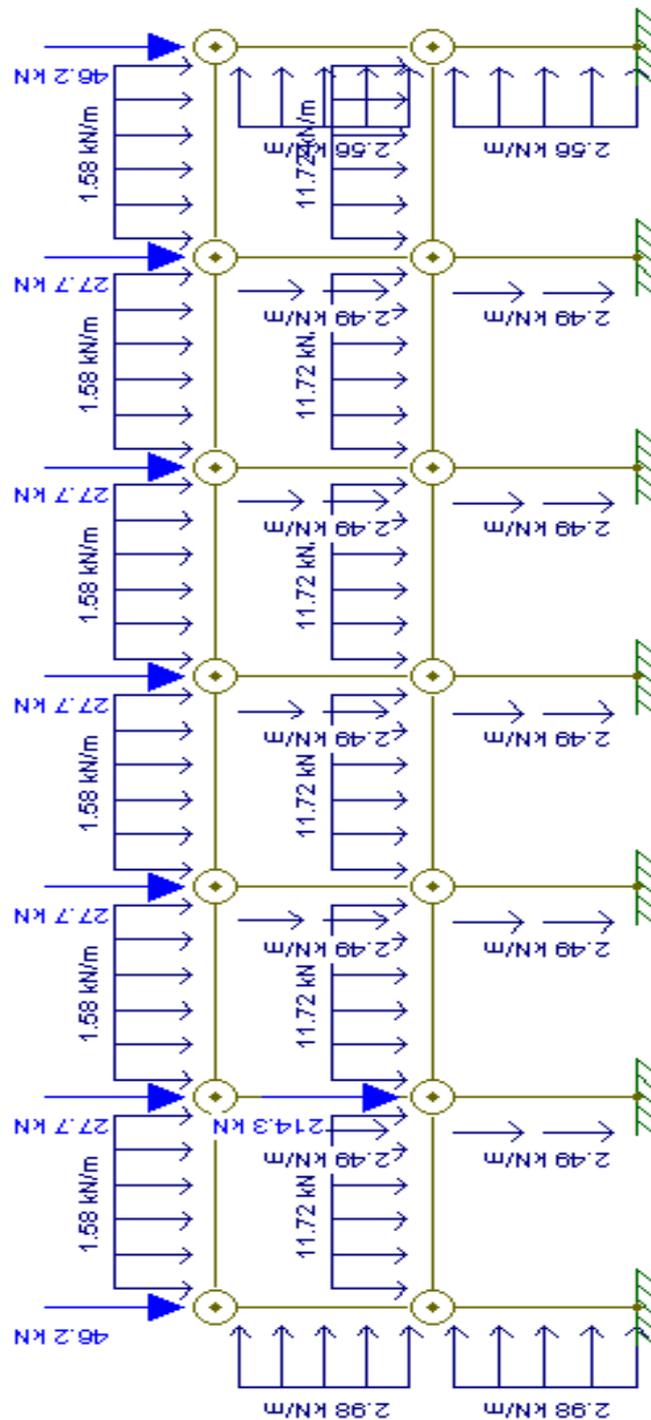


Figura 5.59 – Esforços solicitantes do pórtico lateral.

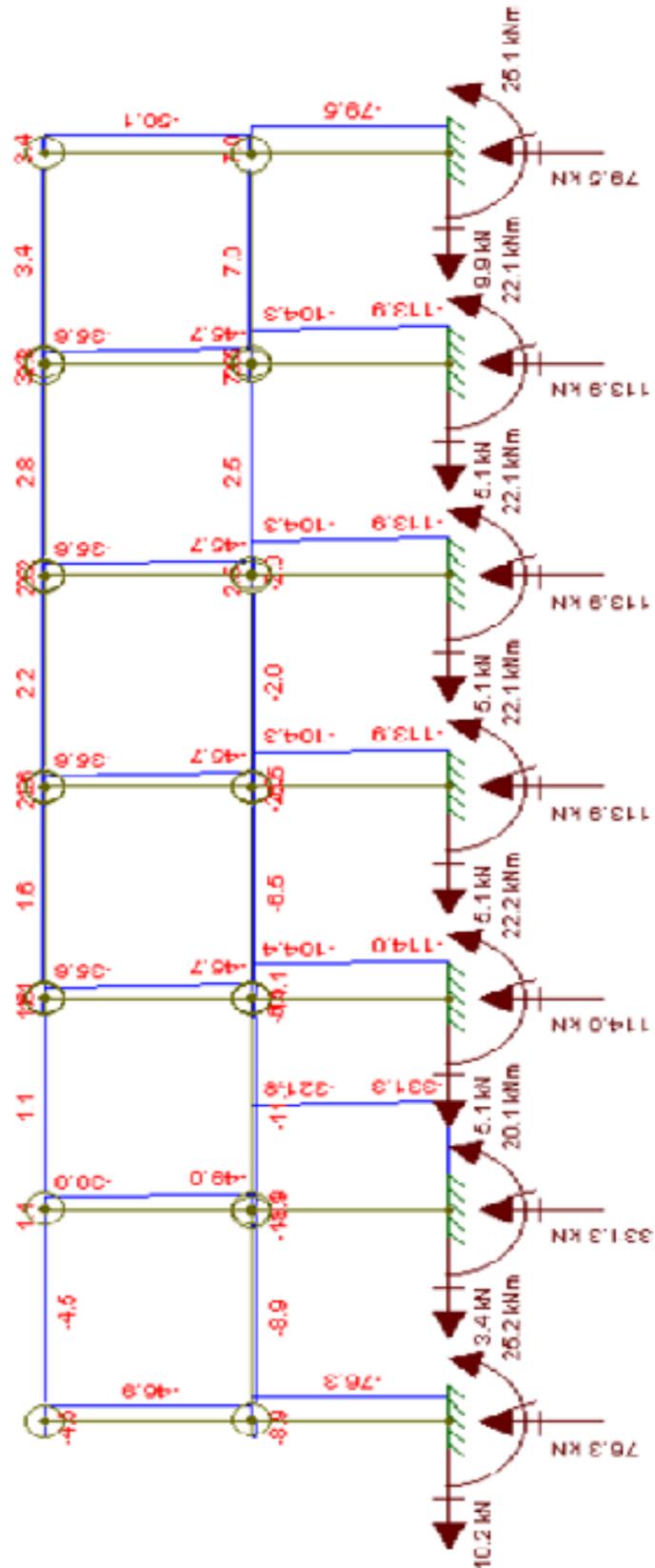


Figura 5.60 – Análise linear, diagrama de esforço normal, pórtico lateral (kN).

6 DIMENSIONAMENTO (memorial de cálculo)

A estrutura esqueleto de um pavimento com mezanino, apresentada neste trabalho será elaborada com elementos pré-moldados, sendo assim o seu dimensionamento terá de atender essencialmente as NBR's 6118 (2003) e 9062 (2006), Projeto De Estruturas De Concreto Armado – Procedimento e Projeto e Execução de Estruturas De Concreto Pré-Moldado – Procedimento, respectivamente.

Conforme a NBR 9062 (2006) a estabilidade das estruturas constituídas de elementos pré-moldados deve ser verificada tanto para os elementos constituintes isolados como para o conjunto, pois existem casos que as condições de vínculos são difíceis de determinar previamente, variando do engastamento perfeito a articulação fixa. Sendo assim o dimensionamento realizado atenderá as situações mais críticas das peças tanto analisadas isoladamente como no conjunto.

6.1 Viga V1

Detalhando o dimensionamento da viga V1, levando em consideração os esforços encontrados no capítulo anterior, tanto para o elemento isolado quanto para a análise em conjunto, prevendo sempre a pior solicitação para o cálculo de dimensionamento das armaduras.

6.1.1 Dimensionamento ao momento fletor

- ✓ Para o momento fletor máximo positivo, $M_{sd} = 36,6 \text{ KN.m}$

Adotando:

$$\varnothing = 12,5 \text{ mm}$$

Aço CA-50

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

a) Altura útil (d):

$$d = h - c - \frac{\varnothing}{2} - \varnothing_t$$

Onde:

h = altura da viga (cm);

c = cobrimento (cm);

\varnothing_t = diâmetro do estribo (cm).

$$d = 30 - 1,5 - \frac{1,25}{2} - 0,5$$

$$d = 27,375 \text{ cm}$$

b) Resistências de cálculo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Onde:

f_{cd} = resistência a compressão do concreto;

f_{ck} = resistência a característica do concreto;

γ_c = coeficiente de ponderação.

$$f_{cd} = \frac{25}{1,4}$$

$$f_{cd} = 17,857 \text{ Mpa}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

Onde:

f_{yd} = tensão limite de escoamento do aço;

f_{ck} = resistência a característica do aço;

γ_s = coeficiente de aço.

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$$

$$f_{yd} = 43,478 \text{ Mpa}$$

c) Cálculo do K_{md} :

$$K_{md} = \frac{Msd}{bw \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

$$K_{md} = \frac{36,6}{0,15 \cdot 0,26375^2 \cdot 17857,14}$$

$$K_{md} = 0,2112 \text{ Domínio 3}$$

d) Cálculo da área de aço (A_s):

$$A_s = \frac{Msd}{z \cdot f_{yd}}$$

Onde:

Msd = Momento solicitante de cálculo;

z = braço da alavanca ($z = d - 0,4 \cdot x$).

$$A_s = \frac{3660}{24,03 \cdot 43,478}$$

$$A_s = 3,50 \text{ cm}^2$$

$$A_{smin} = 0,15\% A_c$$

$$A_{smin} = 0,0015 \cdot 15 \cdot 30$$

$$A_{smin} = 0,675 \text{ cm}^2$$

Armadura positiva: 3 Ø 12,5mm

6.1.2 Dimensionamento ao esforço cortante

- ✓ Para o cortante máximo atuante de cálculo, $V_{sd} = 29,4 \text{ KN}$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd3} = V_c + V_w$$

Onde:

V_{rd2} = Esforço cortante resistente de cálculo;

V_c = Esforço cortante resistente referente aos mecanismos complementares;

V_w = Esforço cortante resistente devido as armaduras de cisalhamento;

- a) Esforço cortante resistente referente ao esmagamento das diagonais de concreto, V_{rd2} :

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot bw \cdot d$$

Onde:

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

bw = largura da viga.

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 1,7857 \cdot 15 \cdot 27,375$$

$$V_{rd2} = 178,18KN$$

b) Esforço cortante resistente referente aos mecanismos complementares, V_c :

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

Onde:

f_{ctd} = resistência de cálculo a tração do concreto.

$$V_c = 0,6 \cdot 0,128 \cdot 15 \cdot 27,375$$

$$V_c = 31,53KN$$

c) Esforço cortante resistente devido às armaduras de cisalhamento:

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

Onde:

f_{ywd} = tensão na armadura transversal.

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 0,9 \cdot 27,375 \cdot 43,47 \cdot (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \cdot 1070,99$$

Logo

$$V_{sw} = V_{sd} - V_c$$

$$V_{sw} = 29,4 - 31,53$$

$$V_{sw} = -2,13 KN$$

d) Taxa de estribos (apenas exemplificando o cálculo pois como deu negativo usa-se a taxa mínima de estribos):

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{-2,13}{1070,99}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,0011cm^2/cm \text{ ou } 0,11cm^2/m$$

e) Taxa de estribos mínima:

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = \frac{0,2 \cdot f_{ctm}}{f_{ywk}} \cdot bw \cdot \text{sen} \alpha$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = \frac{0,2 \cdot 0,0256}{50} \cdot 15 \cdot \text{sen} 90$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,0153 \text{ cm}^2 / \text{cm} \text{ ou } 1,53 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

f) Distribuição da armadura:

Adotando:

$$\emptyset = 5 \text{ mm}$$

$$A_{sw} = 0,19 \text{ cm}^2$$

$$n = \frac{1,53}{2,0,19}$$

$$n = 4 \text{ estribos por metro}$$

$$s = \frac{100}{4}$$

$$s = 25 \text{ cm}$$

\emptyset 5mm a cada 20 cm (adotado)

6.1.3 Verificação de fissuras

a) Esforços característicos:

✓ Últimos:

$$M_{du} = 36,6 \text{ KN.m}$$

$$V_{du} = 29,4 \text{ KN}$$

✓ serviço:

$$M_{ds} = 21,00 \text{ KN.m}$$

$$V_{ds} = 23,35\text{KN}$$

b) Armaduras:

3 Φ 12,5mm ($A_s=3,68\text{cm}^2$) – Armadura longitudinal

Φ 5mm c/ 20cm – Estribos

c) Limite de Abertura de Fissuras:

Ambiente urbano + Agressividade moderada = 0,3mm

d) Cálculo do momento de fissuração (M_r):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ctk,inf} \cdot I_c}{y_t}$$

$$M_r = \frac{1,5 \cdot 0,18 \cdot 33750}{15}$$

$$M_r = 607,5\text{KN.cm ou } 6,07\text{KN.m}$$

Como o momento de fissuração é menor que o momento de serviço a peça trabalhará fissurada.

e) Verificação do limite das fissuras:

✓ Área crítica (A_{crit}):

$$A_{crit} = 233,5\text{cm}^2$$

✓ Taxa crítica (ρ_{crit}):

$$\rho_{crit} = \frac{A_{sw}}{A_{crit}}$$

$$\rho_{crit} = \frac{3,68}{233,5}$$

$$\rho_{crit} = 0,0157$$

✓ Tensão na armadura (τ_{si}):

$$\tau_{si} = \frac{f_{yd}}{1,4} \cdot \frac{g_1 + g_2 + 0,4q}{g_1 + g_2 + q}$$

$$\tau_{si} = \frac{43,478}{1,4} \cdot \frac{11,72}{11,72}$$

$$\tau_{si} = 31,05 \text{KN/cm}^2$$

✓ Abertura de fissuras (W'):

$$W' = \frac{\emptyset}{12,5 \cdot n_i} \cdot \frac{\tau_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3 \cdot \tau_{si}}{f_{ctm}}$$

$$W' = \frac{12,5}{12,5 \cdot 2,25} \cdot \frac{31,05}{21000} \cdot \frac{3 \cdot 31,05}{0,2565}$$

$$W' = 0,23 \text{mm}$$

$$W'' = \frac{\emptyset}{12,5} \cdot \frac{\tau_{si}}{E_{si}} \cdot \left(\frac{4}{\rho_{crit}} + 45 \right)$$

$$W'' = \frac{12,5}{12,5} \cdot \frac{31,05}{21000} \cdot \left(\frac{4}{0,0157} + 45 \right)$$

$$W'' = 0,44 \text{mm}$$

Logo W' é menor que o limite de 0,3mm.

6.1.4 Cálculo de flecha

a) Flecha limite da viga (f_{lim}):

$$f_{lim} = \frac{l}{250}$$

$$f_{lim} = \frac{500}{250}$$

$$f_{lim} = 2 \text{cm}$$

b) Flecha imediata da viga (equação tradicional da elasticidade para uma viga bi-apoiada)

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L^4}{E \cdot I}$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{0,1172 \cdot 500^4}{55896708,3}$$

$$f = 1,70\text{cm}$$

6.1.5 Dente gerber

a) Forças atuantes:

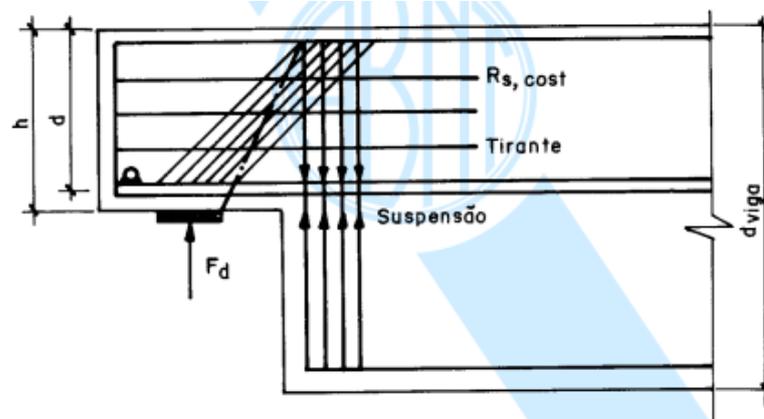


Figura 6.1 – Esforços atuantes no dente gerber.

Fonte: NBR 9062

Força vertical, $Vd = 29,4\text{KN}$

Força horizontal ($Hd = 0,2 \cdot Vd$), $Hd = 5,88\text{KN}$

b) Dimensões do dente:

✓ Altura do dente (h):

$$h = \frac{h_{viga}}{2}$$

$$h = \frac{30}{2}$$

$$h = 15\text{cm}$$

✓ Altura útil do consolo (d):

$$d = h - \frac{\phi_{Atir}}{2} - c$$

$$d = 15 - \frac{1}{2} - 2,5$$

$$d = 12cm$$

✓ Distância da força a face do pilar (a), considerando consolo curto:

$$0,5 = \frac{a}{d}$$

$$a = 0,5 \cdot 12$$

$$a = 6cm$$

c) Área de aço do tirante para o consolo curto (A_{stir}):

$$A_{stir} = \frac{1}{f_{yd}} \cdot \left(\frac{Vd \cdot a}{0,9 \cdot d} + 1,2 \cdot H_d \right)$$

$$A_{stir} = \frac{1}{43,478} \cdot \left(\frac{29,46}{0,9 \cdot 15} + 1,2 \cdot 5,88 \right)$$

$$A_{stir} = 0,46cm^2$$

Armadura do tirante = 2 Ø 8mm.

d) Verificação da taxa mecânica da armadura ($0,04 < w < 0,15$):

$$w = \frac{A_{stir} \cdot f_{yk}}{b \cdot d \cdot f_{ck}}$$

$$w = \frac{0,785 \cdot 500}{15 \cdot 12 \cdot 25}$$

$$w = 0,087$$

e) Ancoragem do tirante (l):

$$l = d_{vig} - d$$

$$l = 27,375 - 12$$

$$l = 15,375 \cong 16cm$$

f) Verificação do esmagamento do concreto na biela de compressão:

$$\tau = \frac{V_d}{b \cdot d} \leq 3,75 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{29,4}{15,12}$$

$$\tau = 0,163 \text{ Mpa}$$

g) Armadura de suspensão ($A_{s \text{ sus}}$):

$$A_{s \text{ sus}} = \frac{F_d}{F_{yd}}$$

$$A_{s \text{ sus}} = \frac{29,4}{43,478}$$

$$A_{s \text{ sus}} = 0,67 \text{ cm}^2$$

Será utilizado 2 Ø5mm, a uma distância de 3 cm(d/4) da face da viga.

h) Armadura de costura ($A_{s \text{ sh}}$):

$$A_{s \text{ sh}} = 0,4 \cdot A_{stir}$$

$$A_{s \text{ sh}} = 0,4 \cdot 0,7853$$

$$A_{s \text{ sh}} = 0,31 \text{ cm}^2$$

i) Estribos do dente gerber ($A_{s \text{ sv}}$):

$$A_{s \text{ sv}} = 0,2 \cdot A_{stir}$$

$$A_{s \text{ sv}} = 0,2 \cdot 0,7853$$

$$A_{s \text{ sv}} = 0,157 \text{ cm}^2$$

6.1.6 Dimensionamento ao içamento (transporte da peça).

Carga a considerar:

$$PP_{\text{içamento}} = 4 \cdot b_w \cdot h \cdot \gamma_c$$

$$PP_{\text{içamento}} = 4,0,15,0,3,25$$

$$PP_{\text{içamento}} = 4,5 \text{ KN/m}$$

A melhor posição para chumbar os dispositivos de içamento na viga é aquela que dividirá igualmente os carregamentos. No caso para uma viga de 5,00 metros, será nas posições de 1,25 metros e 3,75 metros, respectivamente.

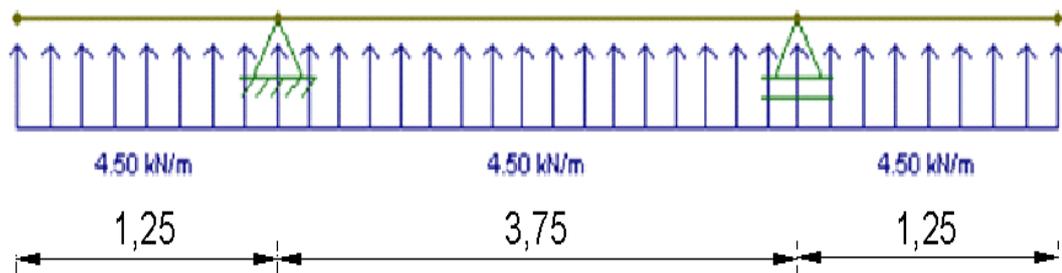


Figura 6.2 – Diagrama dos esforços de içamento da viga V1.

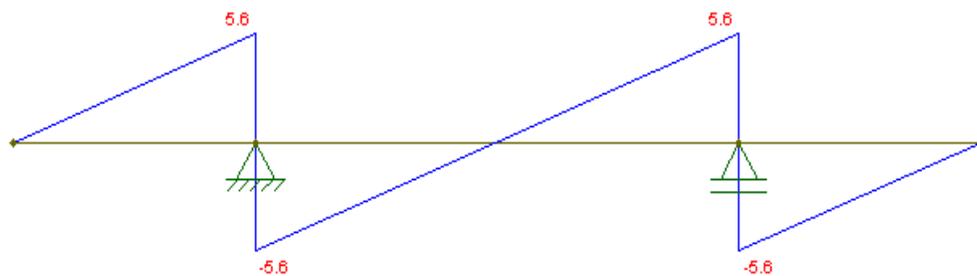


Figura 6.3 – Diagrama de esforço cortante devido ao içamento da viga V1(KN).

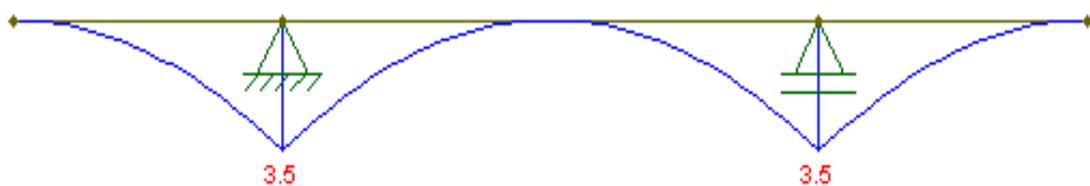


Figura 6.4 – Diagrama de momento fletor devido ao içamento da viga V1(KN.m).

- a) Dimensionamento das alças, considerando Aço CA-25, devido a menor ductilidade.

$$F_d = \frac{\pi \emptyset^2}{4} \cdot f_{yd}$$

$$\emptyset^2 = \frac{\left(\frac{11,2}{21,739}\right) \cdot 4}{\pi}$$

$$\emptyset = 0,81 \text{ cm ou } 8,1 \text{ mm}$$

1 barra de Ø10mm de Aço CA-25.

- b) Profundidade de ancoragem:

$$l_b = \frac{\emptyset \cdot f_{yd}}{4 \cdot \tau_{bu}}$$

$$l_b = \frac{10,21,73}{4,2,87}$$

$$l_b = 18,92 \text{ cm} \cong 19 \text{ cm}$$

- c) Verificação da armadura superior ao momento (armadura existente = 1,005cm² - 2 Ø 8mm):

$$M_{rd} = \sigma_{sd} \cdot A_s \cdot (d - 0,4 \cdot x)$$

$$3,5 = 43,47 \cdot A_s \cdot (0,26375 - 0,4 \cdot 0,22859)$$

$$A_s = 0,46 \text{ cm}^2$$

6.1.6 Vigas V2,V3 e V4

TABELA 6.1
Dimensionamento ao momento fletor positivo.

VIGA	M+ (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Barras
V2	145,2	8,50	1,125	5Ø16mm
V3	250,5	19,04	1,5	8Ø20mm
V4	121,6	6,42	1,125	4Ø16mm

TABELA 6.2
Dimensionamento ao esforço cortante (armadura de cisalhamento).

VIGA	Vsd (KN)	Vrd2 (KN)	Vc (KN)	Vsw (KN)	As/s (cm ² /m)	As/s (min)	Barras
V2	116,6	300,71	53,22	76,08	3,51	1,53cm ² /m	Ø 5 mm a cada 11 cm
V3	200,6	399,21	52,99	147,61	8,20	2,56cm ² /m	Ø 8mm a cada 11 cm
V4	91,3	300,71	53,22	28,08	2,11	1,53cm ² /m	Ø 5mm a cada 17 cm

TABELA 6.3
Dimensionamento do Dente Gerber.

VIGA	Vd (KN)	Hd (KN)	h (cm)	d (cm)	a (cm)	As tirante (cm ²)	Ancoragem (cm)	As susp (cm ²)	As Cost. (cm ²)	Asw (cm ²)
V2	116,6	23,32	25	22,875	11,44	7,5	23,325	2,68	3,00	1,50
V3	200,6	40,12	25	22,5	11,25	22,21	23,5	4,61	8,89	4,44
V4	91,3	18,26	25	22,875	11,44	4,6	23,325	2,10	1,84	0,92

TABELA 6.4
Dimensionamento da alça de içamento.

VIGA	Vd (KN)	Md (KN.m)	Ø (mm)	Ø com. (mm)	ancoragem (cm)
V2	18,8	5,90	11,02	12,5	23,66
V3	25	7,80	14,65	16	30,29
V4	18,8	5,90	11,02	12,5	23,66

6.2 Pilares

Do mesmo modo que ocorre no dimensionamento das vigas, os pilares serão dimensionados levando em consideração os piores esforços solicitantes.

6.2.1 Pilares P13 a P18

Os pilares são bi-rotulados em uma direção e bi-engastados na outra.

6.2.1.1 Direção y (comprimentos de 4,08 metros e 3,85 metros, nos tramos 1 e 2 respectivamente)

a) Momentos de primeira ordem atuantes (análise dos pórticos):

$$My_{base\ 1} = 2,4KN.m$$

$$My_{topo\ 1} = 0,1KN.m$$

$$My_{base\ 2} = 22,1KN.m$$

$$My_{topo\ 2} = 2,5KN.m$$

b) Esforço normal de compressão:

$$N_d = 113,9KN$$

c) Excentricidade de primeira ordem (e):

$$e_{base} = \frac{My_{base}}{N_d}$$

$$e_{base\ 1} = \frac{240}{113,9}$$

$$e_{base\ 1} = 2,10cm$$

$$e_{base\ 2} = \frac{2210}{113,9}$$

$$e_{base\ 2} = 19,4cm$$

$$e_{topo} = \frac{Mx_{topo}}{N_d}$$

$$e_{topo\ 1} = \frac{0,1}{113,9}$$

$$e_{topo\ 1} = 0$$

$$e_{topo2} = \frac{250}{113,9}$$

$$e_{topo2} = 2,19cm$$

d) Excentricidade de desaprumo (e_{d1} para o primeiro tramo, e_{d2} para o segundo tramo):

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L}}$$

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{4,08}}$$

$$\Theta = 0,00495rad$$

$$e_d = \Theta \frac{L}{2}$$

$$e_{d1} = 0,00495 \cdot \frac{408}{2}$$

$$e_{d1} = 1,01cm$$

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L}}$$

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{3,85}}$$

$$\Theta = 0,00509rad$$

$$e_d = \Theta \frac{L}{2}$$

$$e_{d2} = 0,00509 \cdot \frac{385}{2}$$

$$e_{d2} = 0,98cm$$

e) Excentricidade total:

$$e_{tbase} = e_d + e_{base}$$

$$e_{tbase1} = 1,01 + 2,10$$

$$e_{tbase1} = 3,11cm$$

$$e_{t\ topo} = e_d + e_{topo}$$

$$e_{t\ topo\ 1} = 1,01 + 0$$

$$e_{t\ topo\ 1} = 1,01\text{cm}$$

$$e_{t\ base} = e_d + e_{base}$$

$$e_{t\ base\ 2} = 0,98 + 19,4$$

$$e_{t\ base\ 2} = 20,38\text{cm}$$

$$e_{t\ topo} = e_d + e_{topo}$$

$$e_{t\ topo\ 2} = 0,98 + 2,19$$

$$e_{t\ topo\ 2} = 3,17\text{cm}$$

f) Excentricidade mínima de primeira ordem ($e_{1,y,min}$):

$$M_{d1,min} = N_d(0,15 + 0,03h)$$

$$M_{d1,min} = 113,9(0,015 + 0,03 \cdot 0,23)$$

$$M_{d1,min} = 2,49\text{ KN.m}$$

$$e_{1,y,min} = \frac{M_{d1,min}}{N_d}$$

$$e_{1,y,min} = \frac{249}{113,9}$$

$$e_{1,y,min} = 2,19\text{cm}$$

g) Cálculo da esbeltez (λ):

✓ Tramo 1

$$\lambda = \frac{L}{r}$$

Onde:

r = raio de giração.

$$\lambda = \frac{408}{6,64}$$

$$\lambda = 61,44$$

✓ Tramo 2

$$\lambda = \frac{L}{r}$$

$$\lambda = \frac{385}{6,64}$$

$$\lambda = 57,98$$

h) Índice de esbeltez limite (λ_y):

✓ Tramo 1

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{Mb}{Ma}$$

$$\alpha_{b1} = 0,6 + 0,4 \frac{-2,4}{0,1} = -9$$

$$\alpha_{b1} = 0,4$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_{b1}}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{0,031}{0,23}\right)}{0,4}$$

$$\lambda_{1y} = 66,71$$

✓ Tramo 2

$$\alpha_{b2} = 0,6 + 0,4 \frac{2,5}{22,1} = 0,62$$

$$\alpha_{b1} = 0,64$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{0,2038}{0,23}\right)}{0,64}$$

$$\lambda_{1y} = 58,17$$

No eixo y não serão considerados os efeitos de segunda ordem, pois o λ é menor que o limite.

6.2.1.2 Direção x (comprimento de 7,93)

a) Momentos de primeira ordem atuantes:

$$My_{base} = 167KN.m$$

$$My_{meio} = 11,2KN.m$$

$$My_{topo} = 168,6KN.m$$

b) Esforço normal de compressão:

$$N_d = 130,5KN$$

c) Excentricidade de primeira ordem (e):

$$e_{base} = \frac{Mx_{base}}{N_d}$$

$$e_{base1} = \frac{16700}{130,5}$$

$$e_{base1} = 127,9cm$$

$$e_{meio} = \frac{Mx_{meio}}{N_d}$$

$$e_{meio} = \frac{1120}{130,5}$$

$$e_{meio} = 8,58cm$$

$$e_{topo} = \frac{Mx_{topo}}{N_d}$$

$$e_{topo} = \frac{16860}{130,5}$$

$$e_{topo} = 126,80cm$$

d) **Excentricidade de desaprumo (e_{d1}):**

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{L}}$$

$$\Theta = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{7.93}}$$

$$\Theta = 0,00355rad$$

$$e_d = \Theta \frac{L}{2}$$

$$e_{d1} = 0,00355 \cdot \frac{793}{2}$$

$$e_{d1} = 1,40cm$$

e) **Excentricidade total:**

$$e_{tbase} = e_d + e_{base}$$

$$e_{tbase} = 1,40 + 48,46$$

$$e_{tbase} = 49,86cm$$

$$e_{meio} = e_d + e_{meio}$$

$$e_{meio} = 1,40 + 6,23$$

$$e_{meio} = 7,63cm$$

$$e_{topo} = e_d + e_{topo}$$

$$e_{topo} = 1,40 + 46,02$$

$$e_{topo} = 47,42cm$$

f) Excentricidade mínima de primeira ordem ($e_{1,y,min}$):

$$M_{d1,min} = N_d(0,15 + 0,03h)$$

$$M_{d1,min} = 344,6(0,015 + 0,03 \cdot 0,31)$$

$$M_{d1,min} = 8,37 KN.m$$

$$e_{1,y,min} = \frac{M_{d1,min}}{N_d}$$

$$e_{1,y,min} = \frac{837}{344,6}$$

$$e_{1,y,min} = 2,43cm$$

g) Cálculo da esbeltez (λ):

$$\lambda = \frac{L}{r}$$

$$\lambda = \frac{793}{8,95}$$

$$\lambda = 88,60$$

h) Índice de esbeltez limite (λ_{1y}):

$$\alpha_b = 0,8 + 0,2 \frac{Mc}{Ma}$$

$$\alpha_{b1} = 0,8 + 0,2 \frac{11,2}{168,6}$$

$$\alpha_{b1} = 0,81$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 + \left(\frac{e_1}{h}\right)}{\alpha_{b1}}$$

$$\lambda_{1y} = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{1,279}{0,31}\right)}{1,12}$$

$$\lambda_{1y} = 94,53$$

No eixo x não serão considerados os efeitos de segunda ordem, pois o λ é menor que o limite.

6.2.1.3 Armadura do pilar

a) Taxa adimensional das armaduras (w):

$$v = \frac{N_d}{f_{cd} \cdot A_c}$$

$$v = \frac{344,6}{1,78 \cdot 713}$$

$$v = 0,27$$

$$\mu_x = \frac{M_{dx}}{h \cdot f_{cd} \cdot A_c}$$

$$\mu_y = \frac{M_{dy}}{b \cdot f_{cd} \cdot A_c}$$

TABELA 6.5
Taxa adimensional de armadura pilares P13 a P18

Comb.	Direção	M (KN.cm)	μ	w
1	X	242,61	0,01	0,8
	Y	16443,00	0,42	
2	X	354,23	0,01	0
	Y	1119,69	0,03	
3	X	372,45	0,01	0
	Y	1119,69	0,03	
4	X	2309,89	0,08	0,83
	Y	16651,80	0,42	

Valores de w retirados do ábaco 28-A de PINHEIRO(2009).

b) Área de aço do pilar (A_s):

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,83 \cdot 713 \cdot 178,57}{4350}$$

$$A_s = 24,29 \text{ cm}^2$$

c) Estribos

Foram adotados estribos de $\emptyset 6,3\text{cm}$ a cada 15 cm em todo o pilar para não ocorrer flambagem.

6.2.1.4 Consolo do pilar

a) Esforços atuantes no consolo:

$$V_d = 29,4\text{KN}$$

$$H_d(0,2V_d) = 5,88\text{KN}$$

b) Geometria do consolo:

$$a_2 = c + \emptyset_{tir}$$

$$a_2 = 1,5 + 1,0$$

$$a_2 = 2,5\text{cm}$$

$$d' = c + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d' = 1,5 + \frac{1,0}{2}$$

$$d' = 2\text{cm}$$

$$m = \frac{h_{viga}}{2} - g$$

$$m = \frac{30}{2} - 1$$

$$m = 24cm$$

$$a_{max} = n - \left(\frac{i}{2} + a_2\right)$$

$$a_{max} = 15 - \left(\frac{5}{2} + 2,5\right)$$

$$a_{max} = 10cm$$

$$a = 8cm$$

c) Dimensionamento do elastômero (maneira simplificada conforme EL DEBS (2000)):

$$j = b - 2a_2$$

$$j = 15 - 2.2,5$$

$$j = 10cm$$

$$i_{min} = \frac{V}{j.0,7}$$

$$i_{min} = \frac{29,4}{10.1,1}$$

$$i_{min} = 3,67$$

$$i_{adotado} = 5cm$$

Portanto o elastômero possui uma dimensão de 10 x 10cm.

d) Verificação do tipo de consolo:

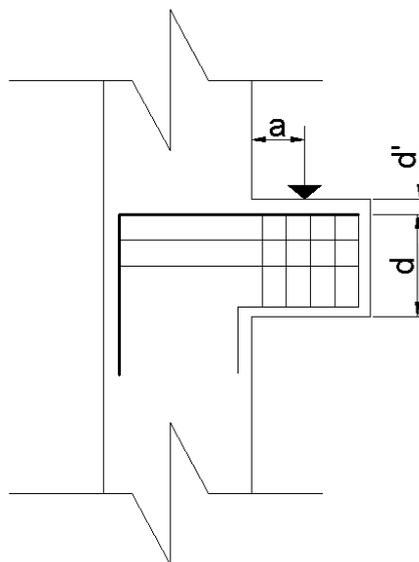


Figura 6.5 – Indicativo de dimensões do consolo.

$$\frac{a}{d} = \frac{8}{13}$$

$$\frac{a}{d} = 0,61 = \textit{consolo curto}$$

e) Verificação da tensão na biela:

$$tg\beta = \frac{H_d}{V_d}$$

$$tg\beta = \frac{29,4}{5,88}$$

$$tg\beta = 0,2$$

$$k = tg\beta \cdot (g + d')$$

$$k = 0,2 \cdot (1 + 2)$$

$$k = 0,6\text{cm}$$

$$\overline{AB} = n - (c + \phi + a + k)$$

$$\overline{AB} = 15 - (1,5 + 1 + 8 + 0,6)$$

$$\overline{AB} = 3,9\text{cm}$$

- ✓ Comprimento da biela no plano horizontal, devido $H_d \neq 0$:

$$\overline{AB} = \overline{BC} = 2,3,9$$

$$\overline{AB} = \overline{BC} = 7,8cm$$

- ✓ Inclinação da biela (θ):

$$tg\theta = \frac{d}{n - c - \emptyset}$$

$$tg\theta = \frac{13}{15 - 1,5 - 1}$$

$$\theta = 46,12^\circ$$

- ✓ Tensão na biela:

$$\sigma_{c,biela} = \frac{V_d}{sen^2 \cdot \theta \cdot (\overline{AC} \cdot j)}$$

$$\sigma_{c,biela} = \frac{29,4}{sen^2 \cdot 46,12 \cdot (7,8 \cdot 10)}$$

$$\sigma_{c,biela} = 0,72 KN/m^2$$

$$f_{c,biela} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

$$f_{c,biela} = \frac{25000}{1,4}$$

$$f_{c,biela} = 17857,14KN/m^2$$

Como a tensão de compressão na biela é menor que a resistida pelo concreto, está verificada.

- f) Armadura do tirante($A_{s,tir}$):

$$A_{sv} = \left(0,1 + \frac{a}{d}\right) \cdot \frac{V_d}{f_{yd}}$$

$$A_{sv} = (0,1 + 0,66) \cdot \frac{29,4}{43,47}$$

$$A_{sv} = 0,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,tir} = A_{sv} \cdot \frac{H_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s,tir} = 0,51 \cdot \frac{5,88}{43,47}$$

$$A_{s,tir} = 0,07 \text{ cm}^2$$

Utiliza-se uma barra Ø10 mm como tirante.

g) Armadura de costura (A_s):

$$\left(\frac{A_s}{s}\right)_{cost} \geq 0,4 \left(\frac{A_{vs}}{d}\right)$$

$$\left(\frac{A_s}{13,91}\right)_{cost} \geq 0,4 \left(\frac{0,51}{12}\right)$$

$$A_s \geq 0,24 \text{ cm}^2$$

Adotando-se ganchos horizontais com Ø 6,3mm com 2 ramos em uma camada a 7 centímetros.

h) Armadura transversal (ρ_{swamin}):

$$\rho_{swamin} = 0,2 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{ywk}}\right) = \frac{A_s}{A_c}$$

$$\rho_{swamin} = 0,2 \left(\frac{0,3 \sqrt[3]{25^2}}{500}\right)$$

$$\rho_{swamin} = 0,00102$$

$$A_s = \rho_{swamin} \cdot A_c$$

$$A_s = 0,00102 \cdot (14 * 15)$$

$$A_s = 0,21cm^2$$

Adotam-se estribos de Ø5mm com dois ramos e duas camadas espaçados aproximadamente a cada 9 cm.

i) Armadura de suspensão:

$$A_{susp} = \frac{V_d}{f_{yd}}$$

$$A_{susp} = \frac{29,4}{43,47}$$

$$A_{susp} = 0,676cm^2$$

6.2.1.5 Cabeça do pilar (para todos os pilares)

a) Armadura de reforço no topo:

$$A_{s,comp} = \frac{\gamma_n.H_d}{f_{yd}}$$

$$A_{s,comp} = \frac{1,2.120,1}{43,47}$$

$$A_{s,comp} = 3,32cm^2$$

b) Armadura no encaixe da tesoura:

A área de aço será dimensionada da mesma maneira que para o içamento da peça, não levando em conta a contribuição da resistência do concreto. Sendo assim o esforço de cálculo será a força vertical ocasionada pela tesoura, acarretando um dimensionamento a favor da segurança.

TABELA 6.6

Dimensionamento da armadura de encaixe do topo do pilar.

VIGA	Vd (KN)	Md (KN.m)	Ø (mm)	Ø com. (mm)	ancoragem (cm)
Pilar	50,2	79,20	29,42	3Ø10	56,79

6.2.1.6 Alças de içamento (todos os pilares)

TABELA 6.7
Dimensionamento da alça de içamento.

PILARES	Vd (KN)	Md (KN.m)	Ø (mm)	Ø com. (mm)	ancoragem (cm)
	28,27	14,01	16,57	20	37,86

6.2.2 Pilares P1, P4, P19 e P22

TABELA 6.8
Excentricidades nos pilares P1, P4, P19 e P22.

Pilares P1, P4, P19 e P22	eixo	Nd	Tramo 1		Tramo 2		excentricidade tramo 1(cm)		excentricidade tramo 2(cm)	
			M _{base}	M _{topo}	M _{base}	M _{topo}	topo	base	topo	base
x	272,9	0	47,3	34,3	0	0,00	17,33	12,57	0,00	
y	76,3	6,5	3,4	25,6	8	8,52	4,46	33,55	10,48	

TABELA 6.9
Excentricidades nos pilares P1, P4, P19 e P22.

Pilares P1, P4, P19 e P22	eixo	v	excentricidade de desaprumo		excentricidad e total tramo1 (cm)		excentricidad e total tramo2 (cm)		esbeltez		esbelte z limite λ
			tramo 1	tramo 2	topo	base	topo	base	E _{min} (cm)	tramo 1	
x	0,2	1,01	0,98	1,01	18,34	13,55	0,98	2,19	61,44	57,98	57,36
y	2	1,01	0,98	9,53	5,47	34,53	11,46	2,43	61,44	57,98	-172,64

Para o ábaco 28-A de PINHEIRO(2009):

TABELA 6.10
Taxa adimensional de armadura pilares P1, P4, P19 e P22

Comb.	Direção	M (KN.cm)	μ	w
1	x	5005,63	0,17	0,25
	y	417,06	0,01	
2	x	597,65	0,02	0
	y	727,06	0,02	
3	x	3697,44	0,13	0,21
	y	2634,77	0,07	
4	x	597,65	0,02	0
	y	874,77	0,02	

a) Área de aço do pilar:

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,25 \cdot 713 \cdot 178,57}{4350}$$

$$A_s = 7,31 \text{ cm}^2$$

b) Estribos

Foram adotados estribos de Ø 6,3cm a cada 15 cm em todo o pilar para não ocorrer flambagem.

TABELA 6.11

Armaduras dos consolos dos pilares P1, P4, P19 e P22

Esforços		Armadura do tirante(cm ²)	Armadura de Costura(cm ²)	Armadura trasnversal(cm ²)	Armadura de Suspensão(cm ²)
V _d	H _d				
200,6	40,12	2,85	0,82	0,37	4,61

6.2.2 Pilares P2, P3, P20 e P21

TABELA 6.11

Excentricidades nos pilares P2, P3, P20 e P21.

Pilares P2, P3, P20 e P21		Tramo		Tramo 2		excentricidade tramo 1(cm)		excentricidade tramo 2(cm)	
eixo	N _d	M _{base}	M _{topo}	M _{base}	M _{topo}	topo	base	topo	base
x	272,9	0	0	29,4	0	0,00	0,00	10,77	0,00
y	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00

TABELA 6.12
Excentricidades nos pilares P2, P3, P20 e P21.

Pilares P2, Pilares P2, P3, P20 e P21		excentricidade de desaprumo		excentricidade total tramo1 (cm)		excentricidade total tramo2 (cm)		E _{min} (cm)	esbeltez		esbeltez limite
eixo	v	tramo 1	tramo 2	topo	base	topo	base		tramo 1	tramo 2	λ
x	0,22	1,01	0,98	1,01	1,01	11,78	0,98	2,19	61,44	57,98	52,34
y		0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	61,44	57,98	0

Para o ábaco 28-A de PINHEIRO(2009):

TABELA 6.13
Taxa adimensional de armadura pilares P2, P3, P20 e P21

Comb.	Direção	M (KN.m)	μ	w
1	X	3281,1	0,1124	0,3
	Y	0	0	

a) Área de aço do pilar (A_s):

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,30 \cdot 713 \cdot 178,57}{4350}$$

$$A_s = 8,78 \text{ cm}^2$$

b) Estribos

Foram adotados estribos de Ø6,3mm a cada 15 cm em todo o pilar para não ocorrer flambagem.

TABELA 6.14
Armaduras dos consolos dos pilares P2, P3, P20 e P21

Esforços		Armadura do tirante(cm ²)	Armadura de Costura(cm ²)	Armadura trasnversal(cm ²)	Armadura de Suspensão(cm ²)
V _d	H _d				
116,1	23,22	0,96	0,48	0,37	2,67

6.2.2 Pilares P5, P8, P9 e P12

TABELA 6.15
Excentricidades nos pilares P5, P8, P9 e P12.

Pilares P5, P8, P9 e P12		Tramo		Tramo 2		excentricidade tramo 1(cm)		excentricidade tramo 2(cm)	
eixo	N _d	M _{base}	M _{topo}	M _{base}	M _{topo}	topo	base	topo	base
x	268,7	0,1	47,5	34,3	0,1	0,04	17,68	12,77	0,04
y	331,3	6,7	16	20,12	6,9	2,02	4,83	6,07	2,08

TABELA 6.16
Excentricidades nos pilares P5, P8, P9 e P12.

Pilares P5, P8, P9 e P12		excentricidade de desaprumo		excentricidade total tramo1 (cm)		excentricidade total tramo2 (cm)		e _{min} (cm)	esbeltez		esbeltez limite
eixo	v	tramo 1	tramo 2	topo	base	topo	base		tramo 1	tramo 2	λ
x	0,212	1,01	0,98	1,05	18,69	13,75	1,02	2,19	61,44	57,98	58,6763
y		1,01	0,98	3,03	5,84	7,05	3,06	2,43	61,44	57,98	64,3791

Para o ábaco 28-A de PINHEIRO(2009):

TABELA 6.17
Taxa adimensional de armadura pilares P5, P8, P9 e P12.

Comb.	Direção	M (KN.cm)	μ	w
1	x	281,39	0,01	0
	y	1004,61	0,03	
2	x	6191,24	0,21	0,4
	y	1934,61	0,05	
3	x	3693,33	0,13	0,21
	y	2336,67	0,06	
4	x	588,45	0,02	0
	y	1014,67	0,03	

c) Área de aço do pilar(A_s):

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,4 \cdot 713 \cdot 178,57}{4350}$$

$$A_s = 11,70 \text{ cm}^2$$

d) Estribos:

Foram adotados estribos de Ø6,3mm a cada 15 cm em todo o pilar para não ocorrer flambagem.

TABELA 6.18
Armaduras dos consolos dos pilares P5, P8, P9 e P12.

Esforços		Armadura do tirante(cm ²)	Armadura de Costura(cm ²)	Armadura trasnversal(cm ²)	Armadura de Suspensão(cm ²)
V _d	H _d				
214,3	42,86	3,26	0,88	0,37	4,93

6.2.2 Pilares P6, P7, P10 e P11

TABELA 6.19
Excentricidades nos pilares P6, P7, P10 e P11.

Pilares P6, P7, P10 e P11		Tramo		Tramo 2		excentricidade tramo 1(cm)		excentricidade tramo 2(cm)	
eixo	N _d	M _{base}	M _{topo}	M _{base}	M _{topo}	topo	base	topo	base
x	434,9	0	0	29,4	0	0,00	0,00	6,76	0,00
y	0	0	0	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00

TABELA 6.20
Excentricidades nos pilares P6, P7, P10 e P11.

Pilares P6, P7, P10 e P11		excentricidade de desaprumo		excentricidade total tramo1 (cm)		excentricidade total tramo2 (cm)		e _{min} (cm)	esbeltez		esbeltez limite λ
eixo	v	tramo 1	tramo 2	topo	base	topo	base		tramo 1	tramo 2	
x	0,343	0	0,98	0,00	0,00	7,74	0,98	2,19	0	57,98	48,68
y		0	0	0,00	0	0	0	0	0	0	-

Para o ábaco 28-A de PINHEIRO(2009):

TABELA 6.21
Taxa adimensional de armadura pilares P6, P7, P10 e P11.

Comb.	Direção	M (KN.cm)	μ	w
1	x	12786,59	0,44	0,85
	y	0,00	0,00	

a) Área de aço do pilar(A_s):

$$A_s = \frac{w \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,85 \cdot 713.178,57}{4350}$$

$$A_s = 24,87 \text{ cm}^2$$

b) Estribos

Foram adotados estribos de Ø6,3mm a cada 15 cm em todo o pilar para não ocorrer flambagem.

TABELA 6.22
Armaduras dos consolos dos pilares P6, P7, P10 e P11.

Esforços		Armadura do tirante(cm ²)	Armadura de Costura(cm ²)	Armadura trasnversal(cm ²)	Armadura de Suspensão(cm ²)
V _d	H _d				
200,4	40,08	2,85	0,82	0,37	4,61

6.3 Lajes

As lajes serão dimensionadas conforme os carregamentos obtidos anteriormente, levando em consideração uma seção pi, dividida em duas abas, afim de se proceder o dimensionamento como se fosse um viga em seção T, com 5 metros de comprimento.

6.3.1 Dimensionamento

Considerando a pequena espessura da mesa, ela não será considerada como parte resistente da viga, sendo assim o dimensionamento ocorrerá do mesmo modo que para as demais vigas de seção retangular, neste caso 35x15cm.

a) Esforços solicitantes:

Os esforços considerados são aqueles atuantes na metade de cada peça, devido a existência de duas seções T em cada elemento de laje.

✓ Viga bi-apoiada:

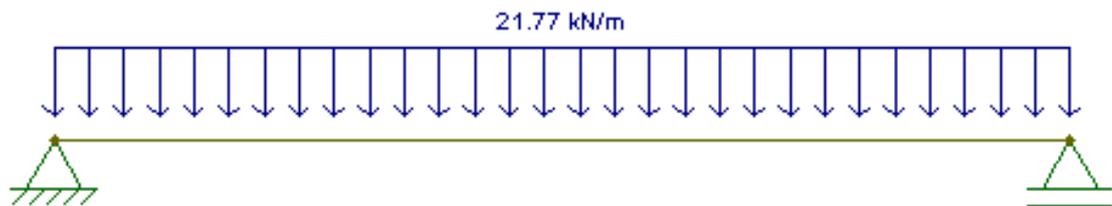


Figura 6.6 – Diagrama dos esforços solicitantes para viga/laje.

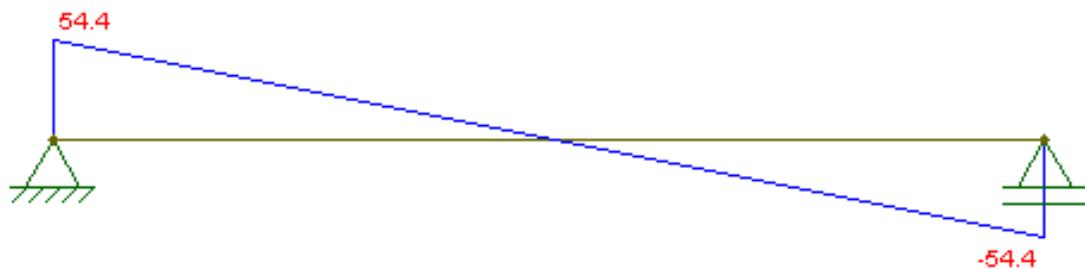


Figura 6.7 – Diagrama de esforço cortante, viga/laje (KN).



Figura 6.8 – Diagrama de momento fletor, viga/laje (KN.m).

Só é apresentado o diagrama de momento fletor, pois é o único que apresenta variação.

b) Armaduras na alma:

TABELA 6.23

Dimensionamento ao momento fletor positivo.

VIGA	M+ (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Barras
Laje	68	6,127	0,788	5Ø12,5mm

TABELA 6.24
Dimensionamento ao esforço cortante (armadura de cisalhamento).

VIGA	Vsd (KN)	Vrd2 (KN)	Vc (KN)	Vsw (KN)	As/s (cm ² /m)	As/s (min)	Barras
Laje	54,4	180,82	32,00	22,40	2,06	1,53cm ² /m	Ø 5mm a cada 16 cm

TABELA 6.25
Dimensionamento do Dente Gerber.

VIGA	Vd (KN)	Hd (KN)	h (cm)	d (cm)	a (cm)	As tirante (cm ²)	Ancoragem (cm)	As susp (cm ²)	As sh (cm ²)	Asw (cm ²)
laje	54,4	10,88	17,5	14,375	7,19	1,63	13,405	1,25	0,65	0,33

TABELA 6.26
Dimensionamento da alça de içamento.

VIGA	Vd (KN)	Md (KN.m)	Ø (mm)	Ø com. (mm)	ancoragem (cm)
V2	22	6,90	12,89	16	30,29

c) Armaduras na mesa (A_{sm}):

Como a distância entre os eixos das nervuras não é superior a 65 centímetros, basta colocar uma malha como armadura mínima da mesa.

$$A_{sm} = 0,15 \cdot h_{mesa}$$

$$A_{sm} = 0,15 \cdot 5$$

$$A_{sm} = \frac{0,75 \text{ cm}^2}{m}$$

Adotando Ø 4,2mm a cada 18 centímetros, em ambos os sentidos.

6.4 Tesouras

As tesouras não passam de uma viga inclinada, se diferenciado das demais devido sua seção variar ao longo do comprimento Sendo assim serão calculadas as armaduras levando em consideração as diferentes medidas e esforços em cada ponto da estrutura.

TABELA 6.27
Dimensionamento ao momento fletor positivo das tesouras.

VIGA	Altura seção (cm)	M+ (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Barras
seção 1	15	15	1,52	0,51	2Ø12,5mm
seção 2	23	43,7	5,09	0,81	5Ø12,5mm
seção 3	31	42,4	3,29	1,3125	3Ø12,5mm

TABELA 6.28
Dimensionamento ao momento fletor negativo das tesouras.

VIGA	Altura seção (cm)	M- (KN.m)	As (cm ²)	As min (cm ²)	Barras
seção 1	15	15	1,52	0,51	2Ø12,5mm
seção 2	23	23	2,44	0,81	2Ø12,5mm
seção 3	31	77,1	5,29	1,3125	6Ø12,5mm

TABELA 6.29
Dimensionamento ao esforço cortante (armadura de cisalhamento).

VIGA	Vsd (KN)	Vrd2 (KN)	Vc (KN)	Vsw (KN)	As/s (cm ² /m)	As/s (min)	barras
Seção1	8,1	39,05	6,91	1,19	0,51	1,53cm ² /m	Ø 5mm a cada 20 cm
Seção2	14	86,79	11,52	2,48	0,63	1,53cm ² /m	Ø 5mm a cada 20 cm
Seção3	34	180,36	31,92	2,08	0,19	1,53cm ² /m	Ø 5mm a cada 20 cm

TABELA 6.30
Dimensionamento da alça de içamento das tesouras.

VIGA	Vd (KN)	Md (KN.m)	Ø (mm)	Ø com. (mm)	ancoragem (cm)
tesoura	17,81	21,00	10,44	12,5	23,66

6.5 Fundações

Levando em conta o solo rochoso encontrado na região de implantação do empreendimento, a fundação empregada será do tipo superficial, sapata com cálice, moldada in loco. Para o coeficiente de suporte do solo, conforme NBR 6122(2010) será utilizado o valor de 1,5MPa, condizente com um terreno composto por rocha laminada, com pequenas fissuras, estratificadas. Sendo que a fundação será dimensionada para carga mais crítica e será adotada o mesmo valor para todos os pilares.

6.5.1 Fundação dos pilares

a) Carga atuante:

$$P = 441,3 \text{ KN}$$

$$M = 29,6 \text{ KN.m}$$

b) Área da sapata(A):

$$A = \frac{P}{\sigma_a}$$

Onde:

σ_a = Tensão admissível do solo.

$$A = \frac{441,3}{1500}$$

$$A = 0,29\text{m}^2$$

c) Dimensões da sapata considerando cálice de 65x58cm:

✓ Largura e comprimento:

Adotando um sapata de 1,40 x 1,40m.

$$A = 1,40 \cdot 1,40$$

$$A = 1,96\text{m}^2$$

✓ Altura (h):

$$h \geq \frac{A - a_p}{4} + 5 \text{ e } h \geq \frac{B - b_p}{4} + 5$$

$$h \geq \frac{140 - 65}{4} + 5 = 23,75\text{cm}$$

$$h \geq \frac{140 - 58}{4} + 5 = 25,5\text{cm}$$

$$h_{\text{adotado}} = 40\text{cm}$$

$$h'_{\text{adotado}} = 20\text{cm}$$

✓ Verificação das condições para sapata rígida:

$$\frac{h - h'}{A - a_p} < 0,29 \text{ e } \frac{h - h'}{B - b_p} < 0,29$$

$$\frac{40 - 20}{140 - 65} < 0,266$$

$$\frac{40 - 20}{140 - 58} < 0,2439$$

d) Cálculo da armadura necessária (A_s):

✓ Direção x:

$$A_s = \frac{M_d}{8 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

$$A_s = \frac{441,3 \cdot (140 - 65)}{8 \cdot 43,47 \cdot 34,2}$$

$$A_s = 2,78 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \frac{2,78}{0,9}$$

$$A_{sx} = 3,09 \text{ cm}^2/\text{m}$$

✓ Direção y:

$$A_s = \frac{M_d}{8 \cdot f_{yd} \cdot d}$$

$$A_s = \frac{441,3 \cdot (140 - 58)}{8 \cdot 43,47 \cdot 34,2}$$

$$A_s = 3,04 \text{ cm}^2$$

$$A_{sx} = \frac{3,04}{0,9}$$

$$A_{sx} = 3,38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

e) Verificação da força normal:

- ✓ Verificação da excentricidade (e):

$$e = \frac{M_k}{N_k}$$

$$e = \frac{29,6}{441,3}$$

$$e = 0,067\text{m}$$

$$e \leq \frac{a}{6}$$

$$23\text{cm} \leq \frac{140}{6}$$

- ✓ Modulo de resistência a flexão (w):

$$w = \frac{a^2 \cdot b}{6}$$

$$w = \frac{1,4^2 \cdot 1,4}{6}$$

$$w = 0,457\text{cm}^3$$

- ✓ Tensão máxima de compressão sobre a sapata ($\sigma_{m\acute{a}x}$):

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{N_d}{A} + \frac{M_d}{W}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = \frac{441,3}{19600} + \frac{29,6}{4570}$$

$$\sigma_{m\acute{a}x} = 0,028\text{KN/cm}^2$$

Como a tensão admissível do solo ($0,150\text{KN/cm}^2$) é maior que a tensão máxima na sapata a verificação a força normal esta satisfeita.

- f) Verificação ao cisalhamento:

- ✓ Tensão resistente:

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

$$\tau_{rd2} = 0,27 \cdot 0,9 \cdot 17,85$$

$$\tau_{rd2} = 4,34 \text{ KN/cm}^2$$

✓ Tensão solicitante:

$$\tau_{rd2} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d}$$

$$\tau_{rd2} = \frac{441,3}{186,34,2}$$

$$\tau_{rd2} = 0,069 \text{ KN/cm}^2$$

✓ Armadura transversal

$$P_{a,m\acute{a}x} = 0,035 \cdot 140 = 4,9 \text{ KN/cm ou } 490 \text{ KN/m}$$

$$P_{a,min} = 0,030 \cdot 140 = 4,20 \text{ KN/cm ou } 420 \text{ KN/m}$$

$$V_{sd} = \left(\frac{P_{a,m\acute{a}x} + P_{a,min}}{2} \right) \cdot L$$

$$V_{sd} = \left(\frac{490 + 320}{2} \right) \cdot 0,52$$

$$V_{sd} = 236,6 \text{ KN}$$

$$V_{rd1} = \tau_{rd} \cdot k(1,2 + 40\rho_1) b_{s2} \cdot d_{s2}$$

$$V_{rd1} = 0,32 \cdot 1,0675 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,00094) \cdot 140 \cdot 28,25$$

$$V_{rd1} = 1672,03 \text{ KN}$$

Como V_{rd1} é maior que V_{sd} não há necessidade de armadura transversal para força cortante.

6.5.2 Cálice da fundação

a) Comprimento de embutimento para paredes lisas (l_{emb}):

$$\frac{M_d}{N_d \cdot h} \geq 0,15$$

$$\frac{29,6}{441,3 \cdot 0,31} \geq 0,15$$

$$0,216 \geq 0,15$$

$$l_{emb} = 2 \cdot h$$

$$l_{emb} = 2 \cdot 0,31$$

$$l_{emb} = 62 \text{ cm}$$

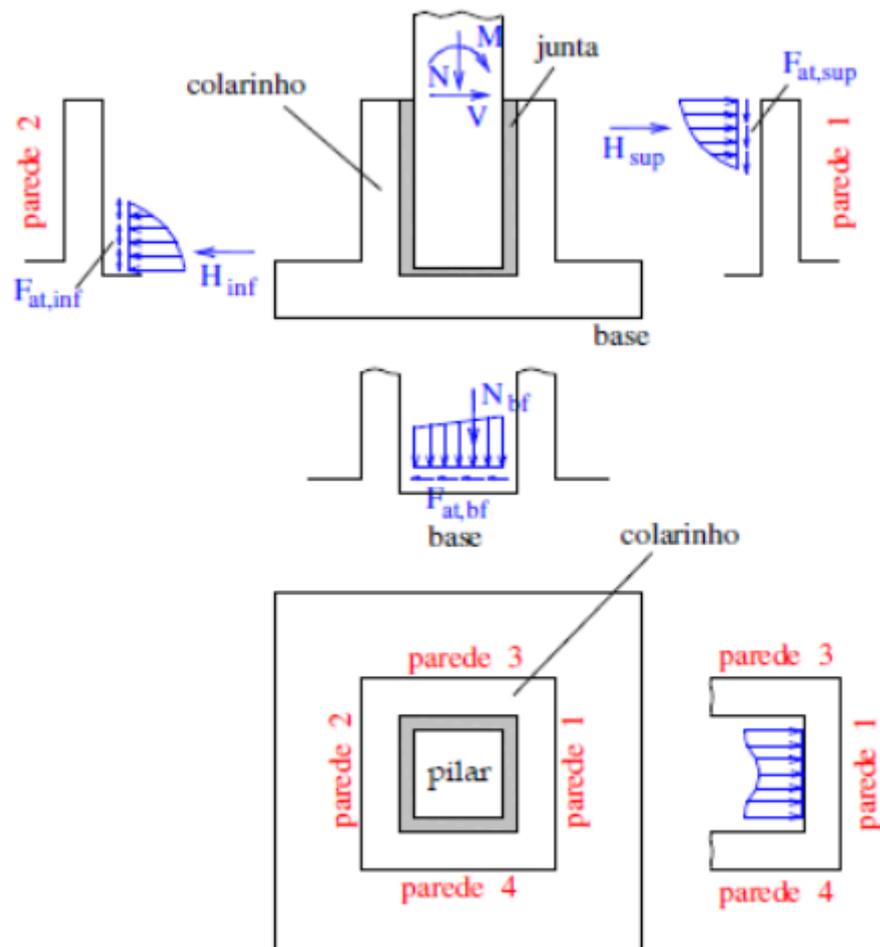


Figura 6.9 – Transferência de esforços em cálice de paredes lisas.

Fonte: EL DEBS (2000)

b) Resultante das tensões:

$$H_{d,sup} = 1,5 \cdot \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d$$

$$H_{d,sup} = 1,5 \cdot \frac{29,6}{0,62} + 1,25 \cdot 14,8$$

$$H_{d,sup} = 90,11 \text{KN}$$

$$H_{d,inf} = 1,5 \cdot \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,25 \cdot V_d$$

$$H_{d,inf} = 1,5 \cdot \frac{29,6}{0,62} + 0,25 \cdot 14,8$$

$$H_{d,inf} = 90,11 \text{KN}$$

c) Armadura para transmissão do esforço superior (A_{shp}):

$$A_{shp} = \frac{H_{d,sup}}{2 \cdot f_{yd}}$$

$$A_{shp} = \frac{90,11}{2 \cdot 43,47}$$

$$A_{shp} = 1,03 \text{cm}^2$$

d) Armadura do tirante (A_{svp}):

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}}$$

$$A_{svp} = \frac{441,3}{43,47}$$

$$A_{svp} = 10,15 \text{cm}^2$$

e) Armadura de costura (A_{sh}):

$$A_{sh} = 0,4 \cdot A_{svp}$$

$$A_{sh} = 0,4 \cdot 10,15$$

$$A_{sh} = 4,06cm^2$$

f) Armadura de distribuição (A_v):

$$A_v = 0,14. b_w$$

$$A_v = 0,14.23$$

$$A_v = 3,22cm^2/m$$

7 DETALHAMENTO

A seguir serão representados os elementos da estrutura, após o dimensionamento, com a respectiva armadura, dimensões e seções de projeto.

7.1 Viga V1

Conforme o dimensionamento realizado anteriormente a figura 7.1 expressa os parâmetros necessários para fabricação do elemento.

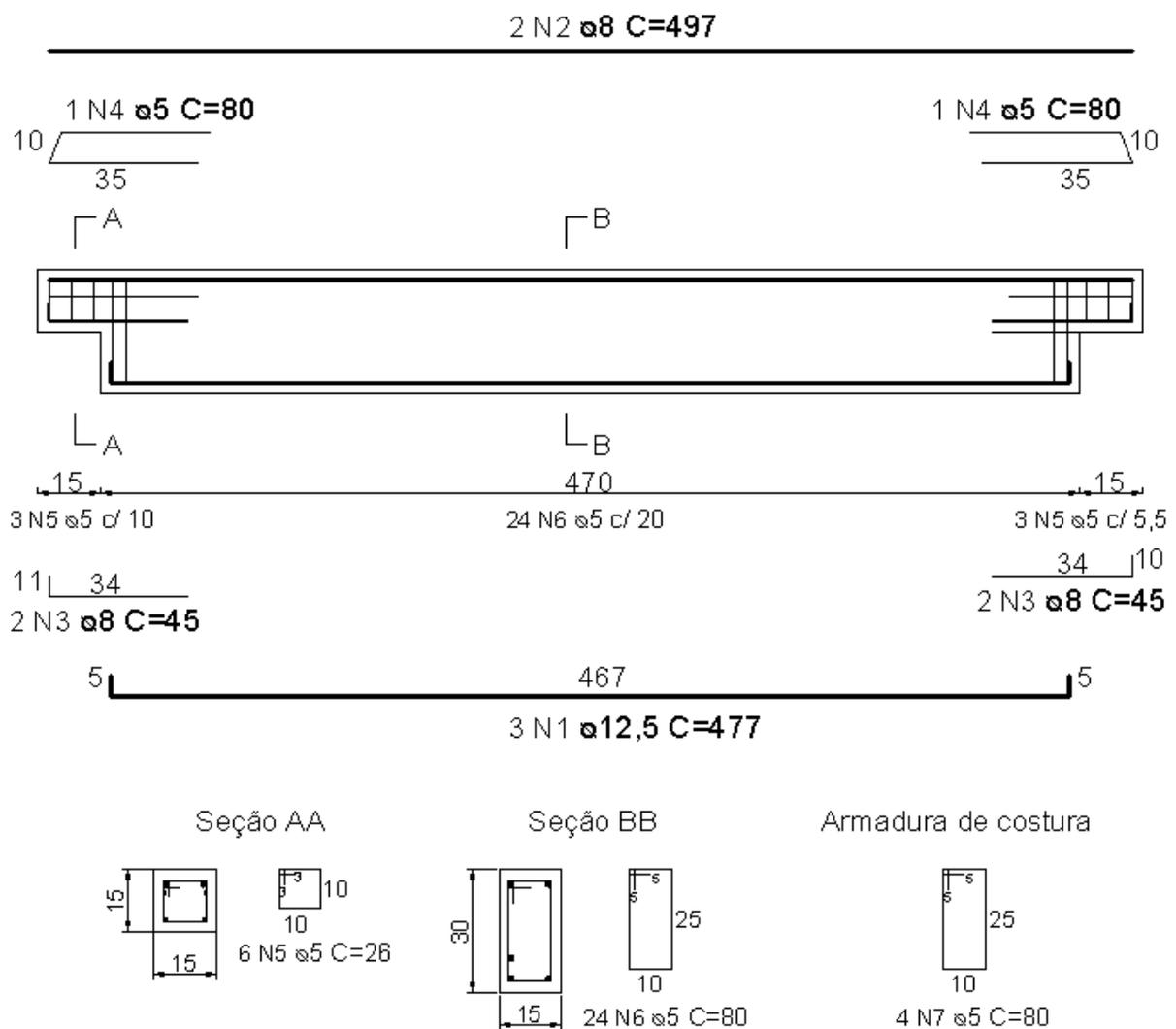


Figura 7.1 – Detalhamento da viga V1.

7.2 Viga V2

A figura 7.2 representa a viga V2, com todas as geometrias e detalhes para a fabricação desta parte da estrutura.

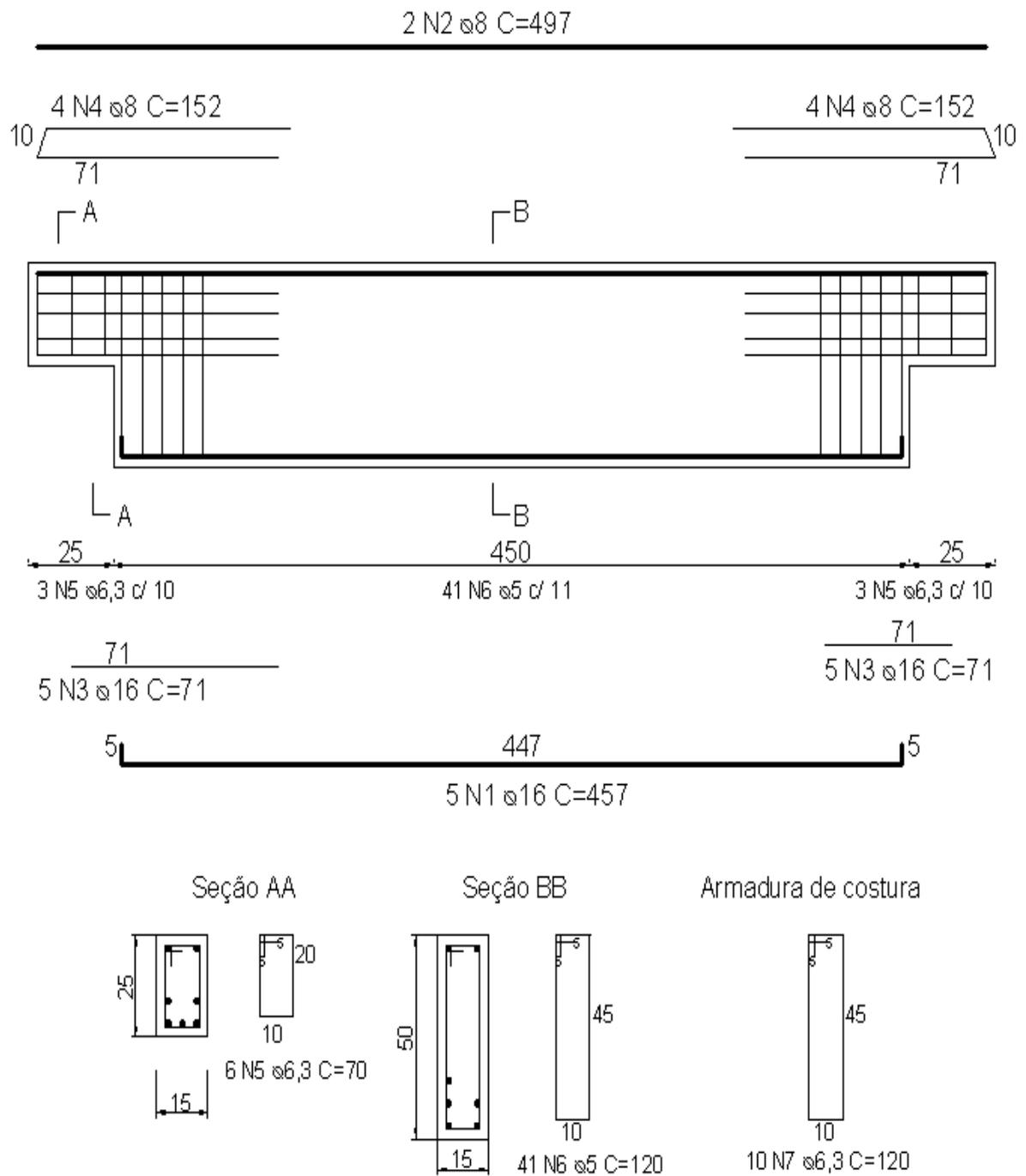


Figura 7.1 – Detalhamento da viga V2.

7.3 Viga V3

Através do dimensionamento realizado através dos capítulos anteriores foram obtidas as características (figura 7.3) necessárias para a execução da viga V3.

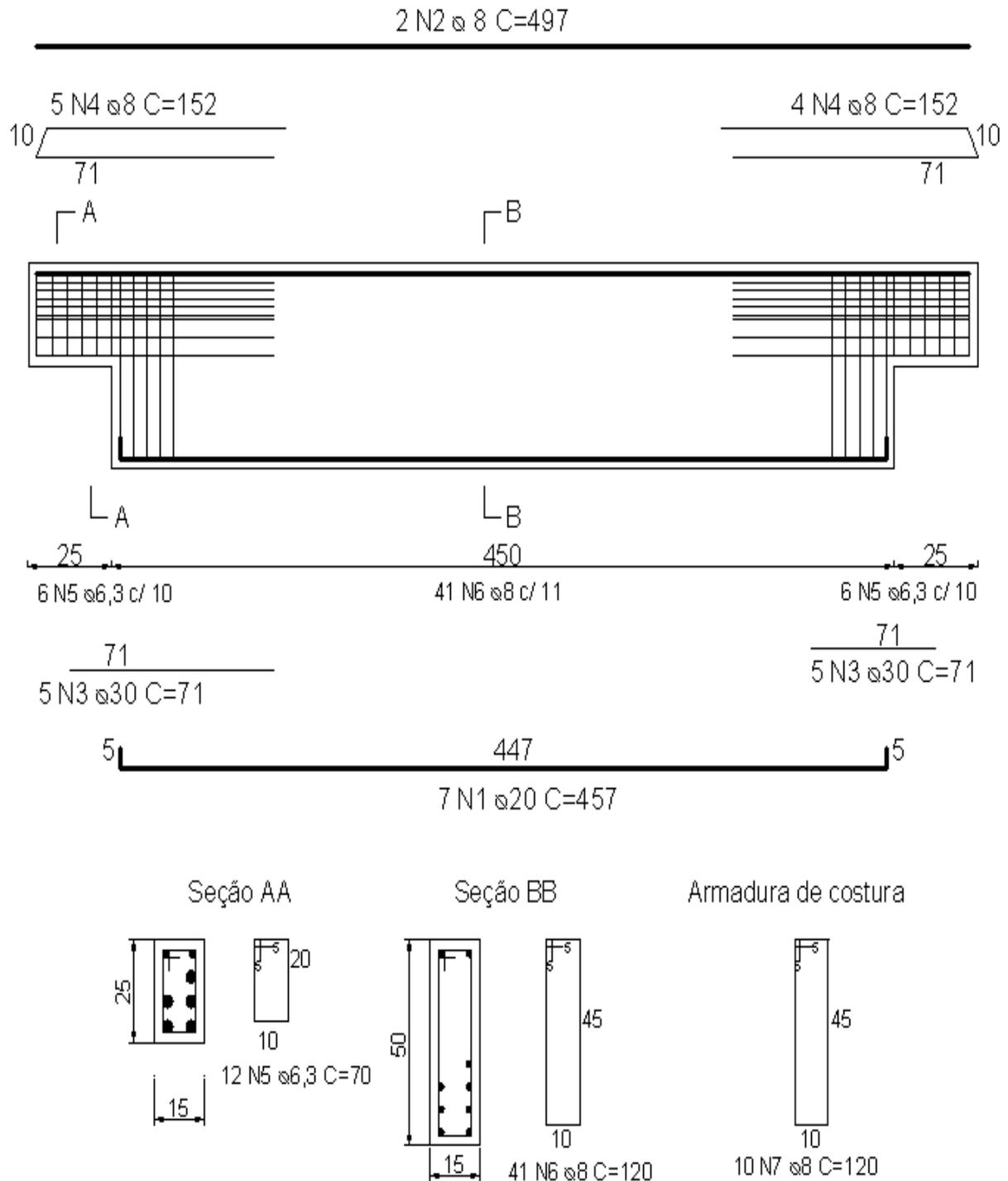


Figura 7.3 – Detalhamento da viga V3.

7.4 Viga V4

A viga V4 tem as diretrizes de projeto expressadas pela figura 7.4, obtidas através do dimensionamento realizado nos capítulos anteriores.

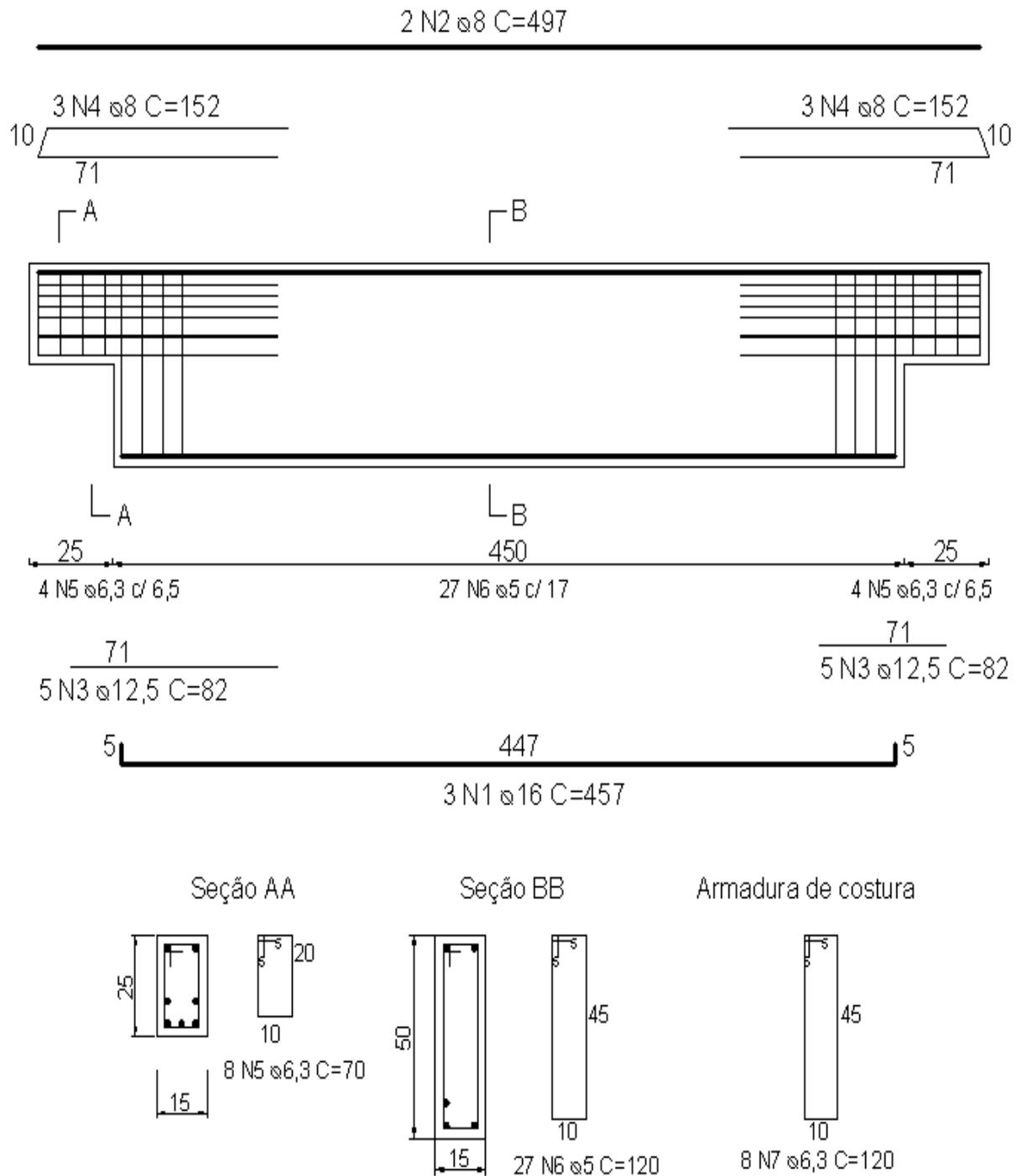


Figura 7.4 – Detalhamento da viga V4.

7.5 Pilares P1, P4, P19 e P22

A figura 7.5 detalha as características do pilares P1, P4, P19 e P22.

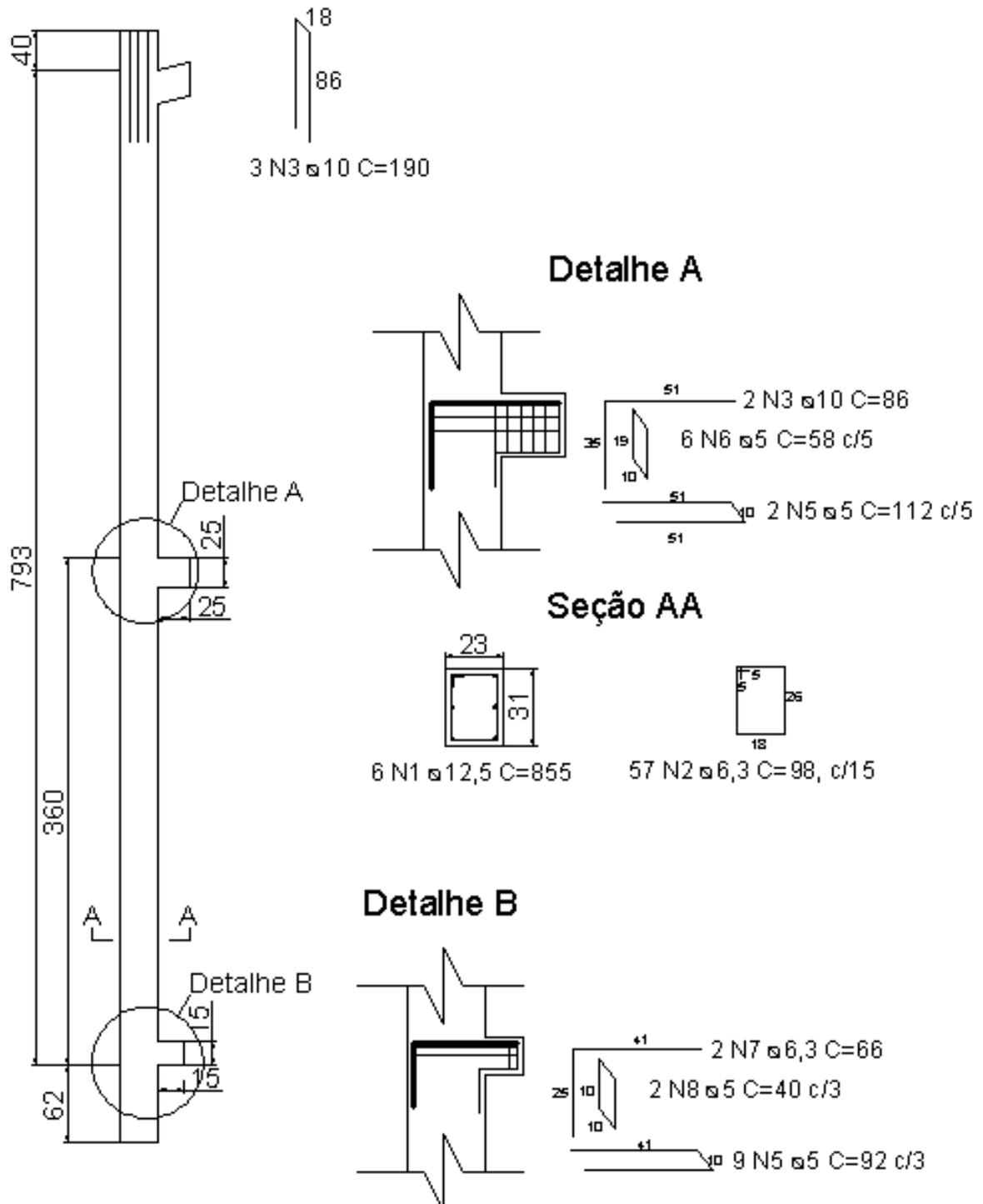


Figura 7.5 – Detalhamento dos pilares P1, P4, P19 e P22.

7.6 Pilares P2, P3, P20 e P21

Os pilares P2, P3, P20 e P21, tem suas respectivas dimensões e detalhes expressos a seguir na figura 7.6.

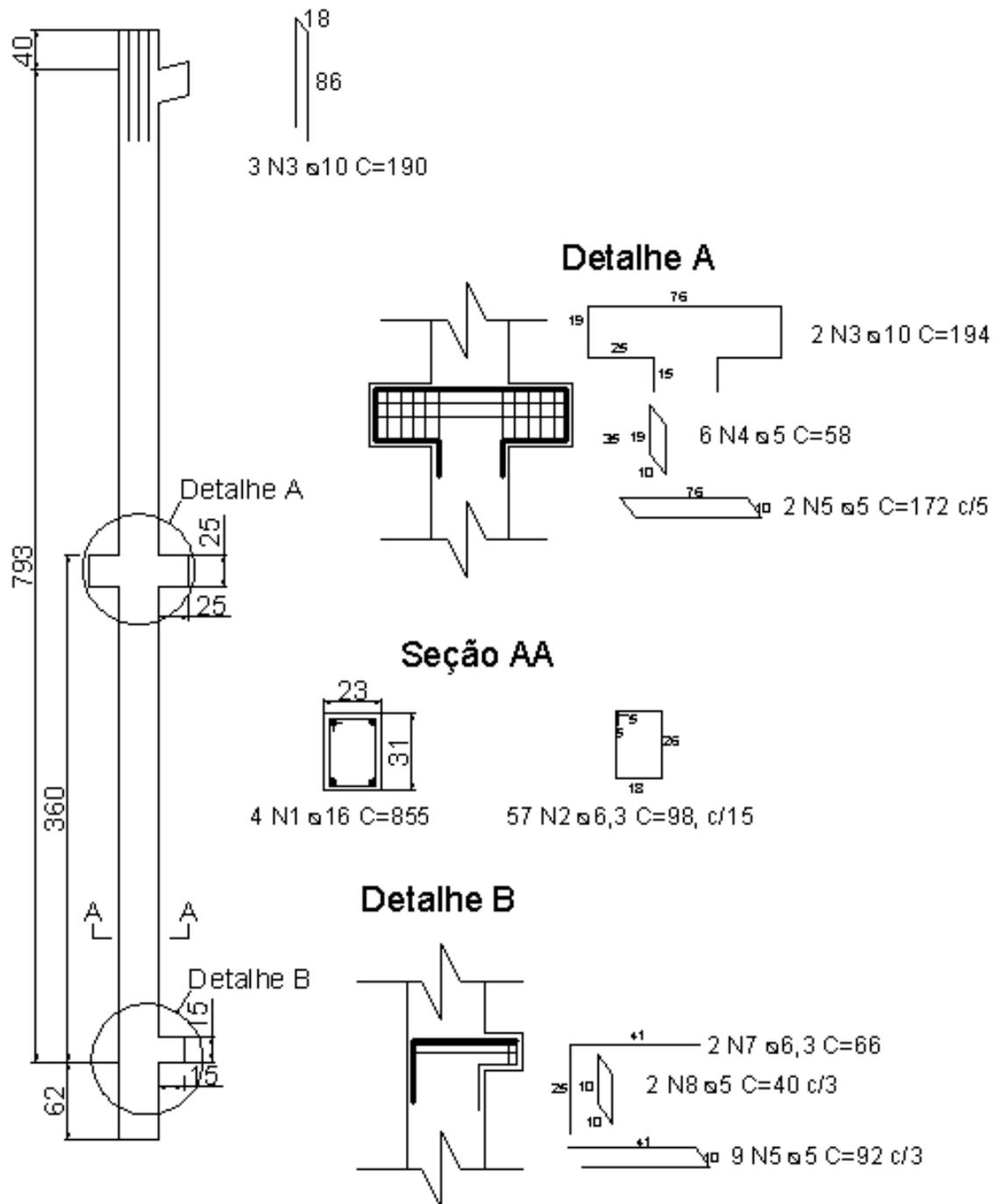


Figura 7.6 – Detalhamento dos pilares P2, P3, P20 e P21.

7.7 Pilares P5, P8, P9 e P12

As características necessárias para a fabricação destas peças estão descritas na figura 7.7.

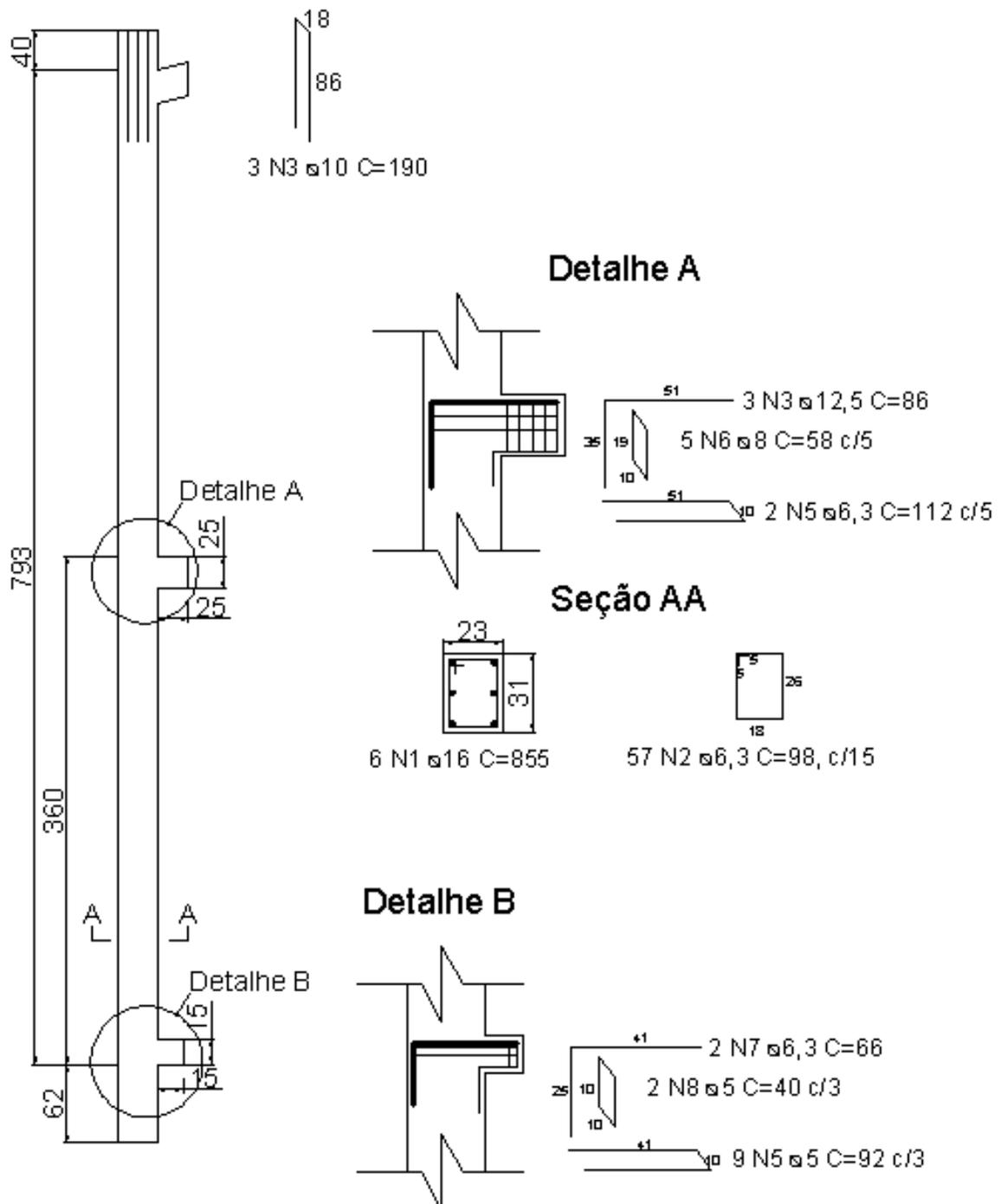


Figura 7.7 – Detalhamento dos pilares P5, P8, P9 e P12.

7.8 Pilares P6, P7, P10 e P11

Os pilares P6, P7, P10 e P11, diferente de todos os outros tem um comprimento menor, conforme figura 7.8, que expressa todas as características destas peças.

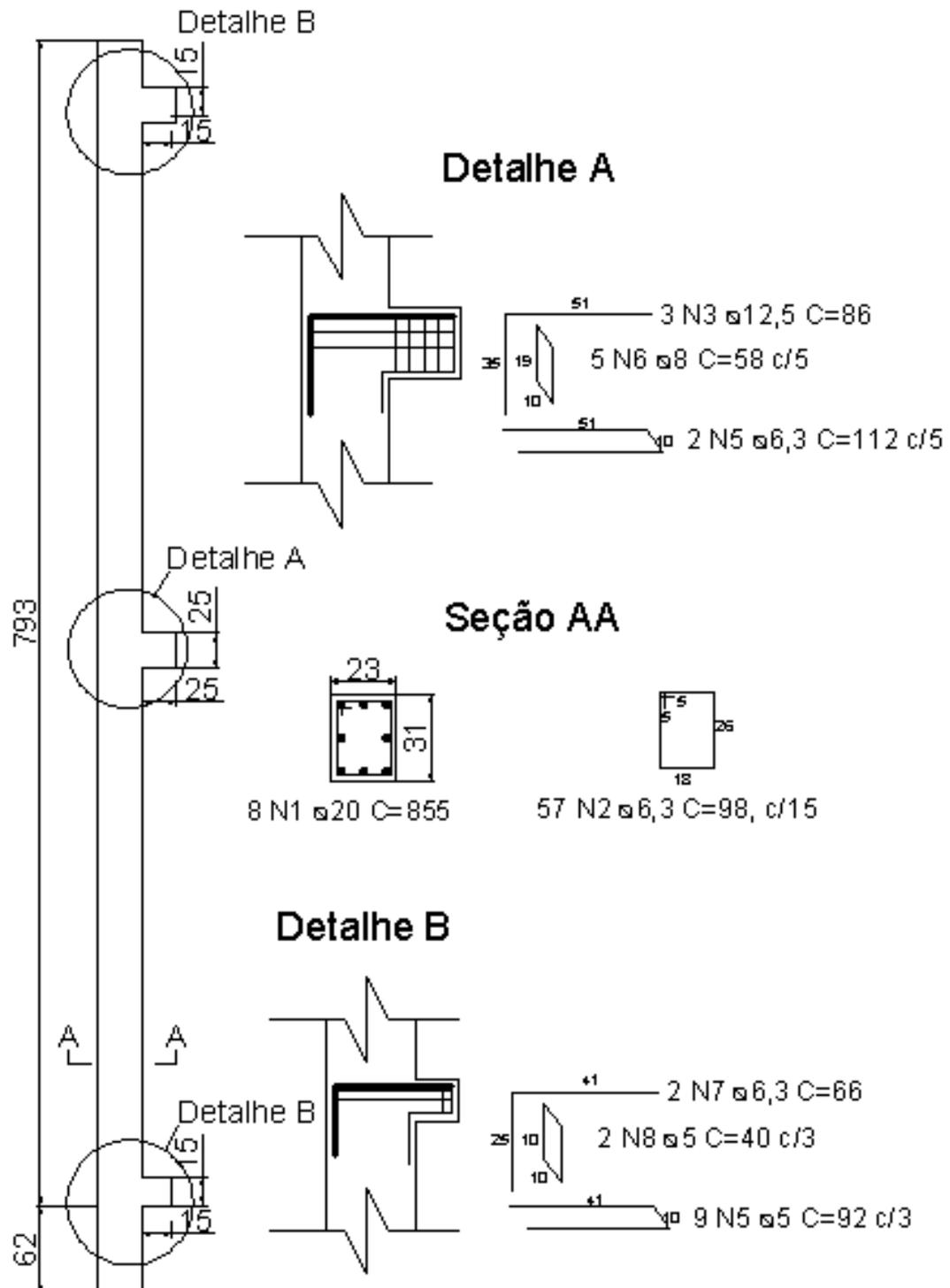


Figura 7.8 – Detalhamento dos pilares P6, P7, P10 e P11.

7.9 Pilares P13 a P19

As propriedades destes elementos necessárias para a fabricação das peças estão representadas na figura 7.9, a seguir.

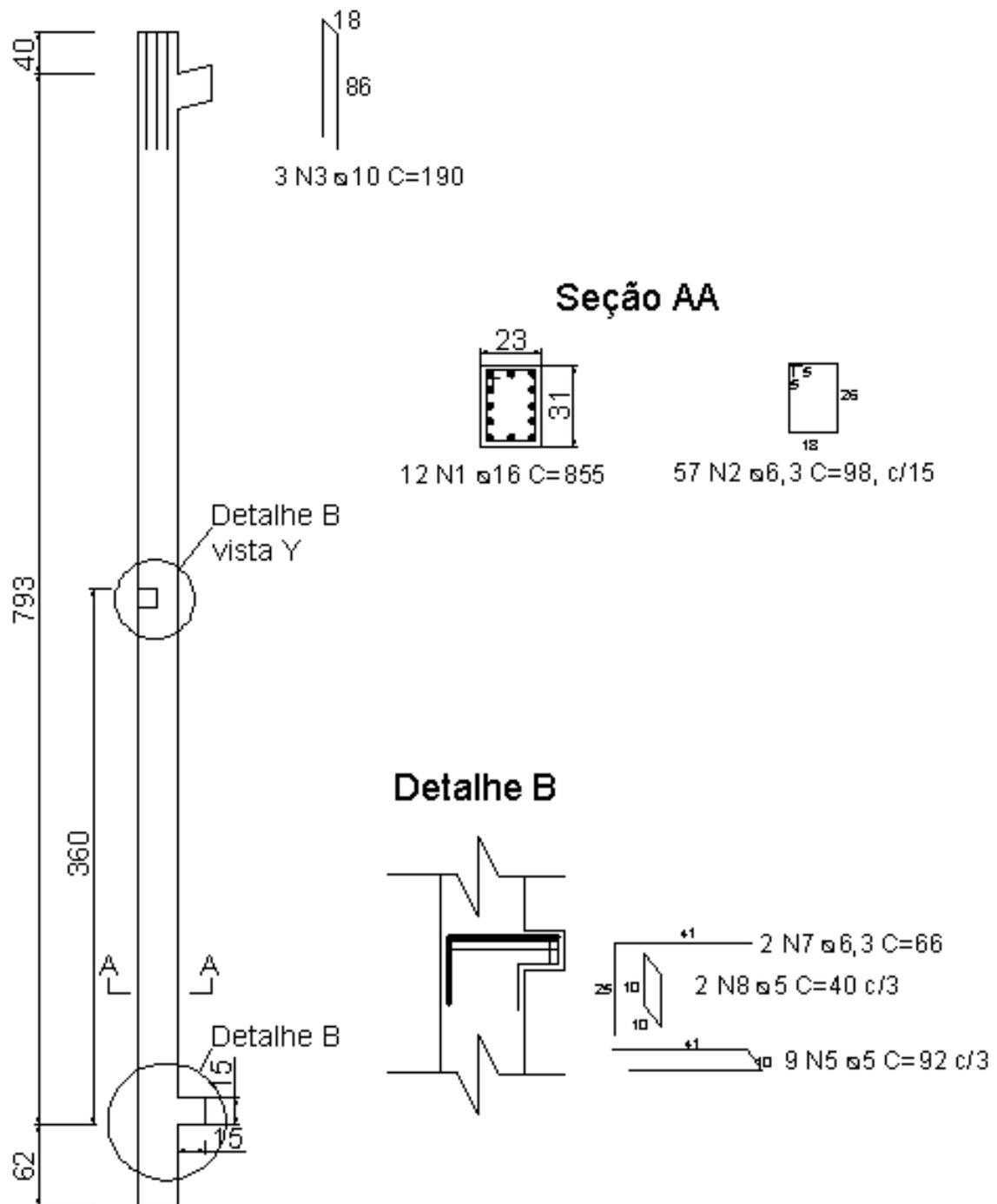


Figura 7.9 – Detalhamento dos pilares P13 ao P19.

7.10 Laje

A laje em formato Pi é fabricada em placas, sendo que cada placa tem as dimensões e detalhes exemplificados na figura 7.10.

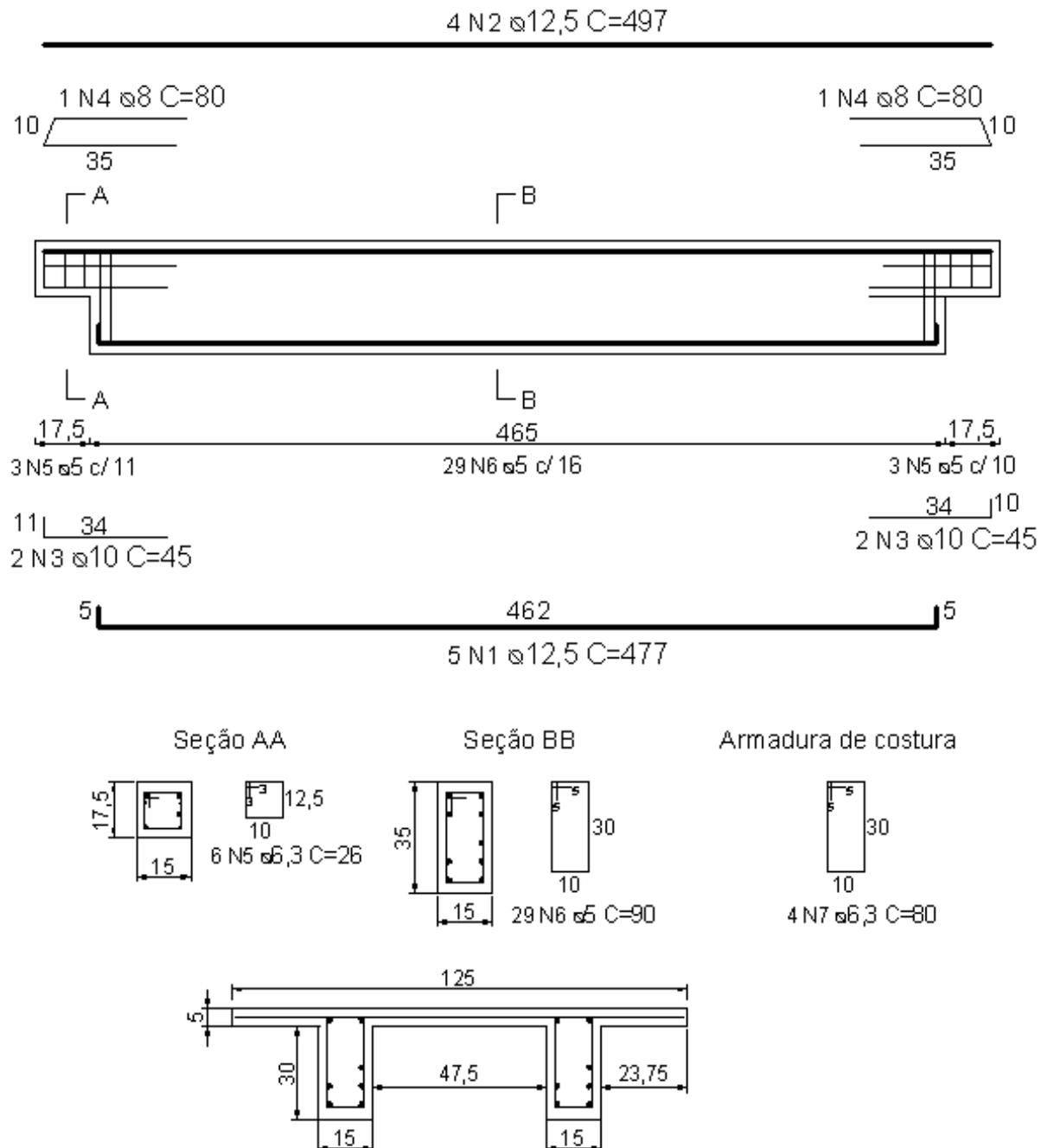


Figura 7.10 – Detalhamento da laje Pi.

7.11 Fundações

As fundações diferentes dos demais elementos não são pré-moldadas, porém necessitam de detalhamento (figura 6.11), para que sejam executadas.

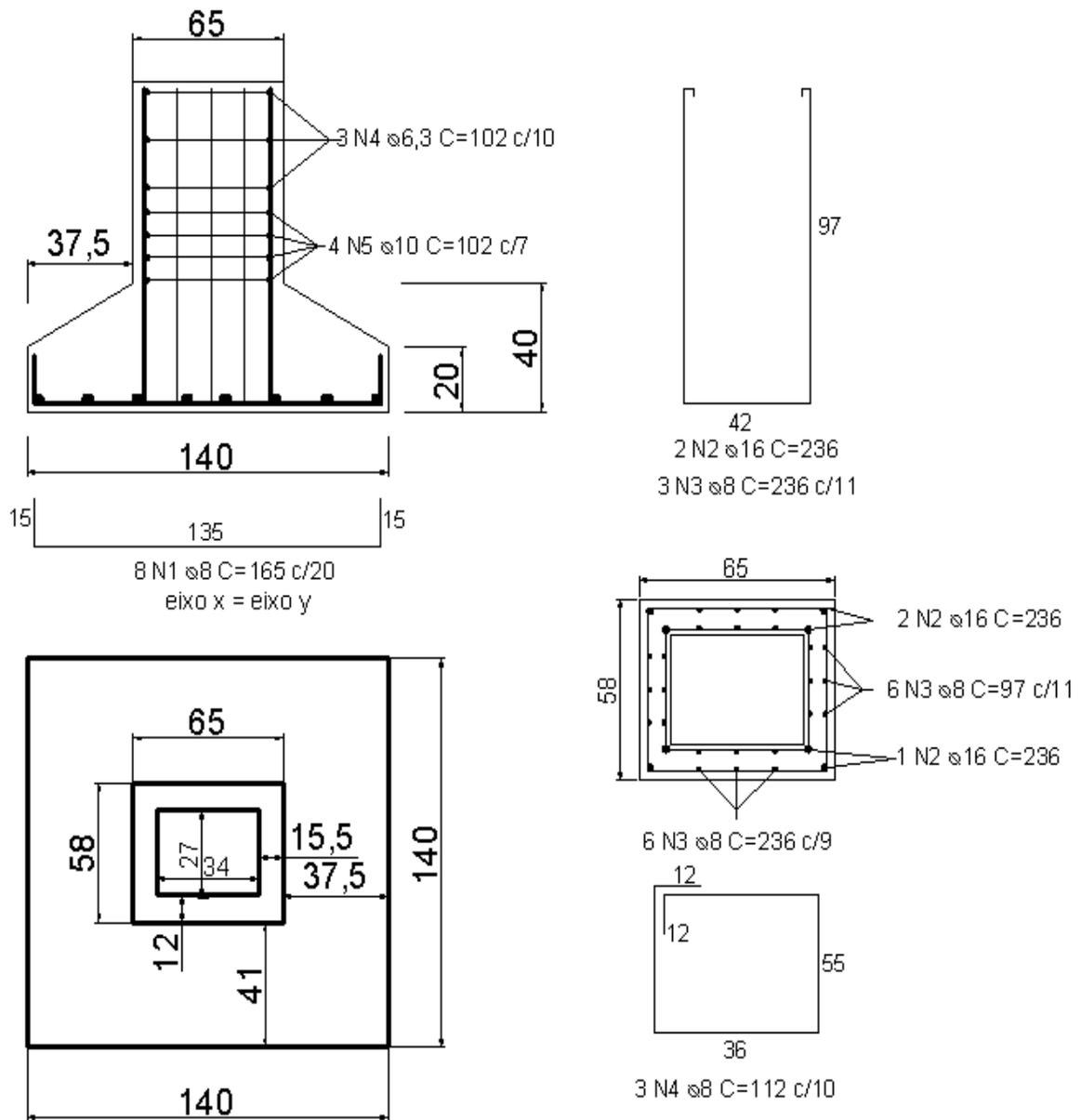


Figura 7.11 – Detalhamento das fundações.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1 Análise geral

Este trabalho expõe as diretrizes para o dimensionamento de galpões pré-moldados leves, com o intuito de fornecer uma ferramenta que auxilie os projetistas em dimensionamentos e detalhamentos deste tipo de empreendimento. O tema é de grande relevância, devido à expansão desta área da construção civil, falta de literaturas que tratem do assunto e ajudem na concepção da estrutura.

O projeto utilizado foi implantado na região de Caxias do Sul, no estado do Rio Grande do sul, Brasil. Como a maioria dos empreendimentos deste tipo ele não apresentava memorial de cálculo. Demonstrando assim a real aplicabilidade deste estudo, pois foram considerados parâmetros reais para a obtenção dos resultados.

É de grande relevância para o assunto a análise dos esforços atuantes na estrutura. Como a própria NBR 9062 (2006) descreve, “devido as características das ligações em esqueletos pré-moldados é difícil determinar exatamente como ocorre a transmissão dos esforços nele atuantes, sendo necessário avaliar cada elemento de maneira isolada e em conjunto (pórtico)”. Uma vez obtidos os esforços, faz-se necessário a observação do comportamento de cada peça, para que as solicitações de dimensionamento sejam determinadas conforme a situação que mais exija o componente, alcançando-se então um dos objetivos específicos que é a análise da distribuição dos esforços.

Vale salientar que o principal aspecto que influencia no dimensionamento e consequente elaboração deste trabalho é a incerteza da distribuição dos esforços da estrutura, devido a dificuldade de determinar o comportamento das ligações. A fim de resolver essa situação foi realizada a combinação dos esforços atuantes máximos em cada elemento, pois mesmo que dimensionados de maneira isolada, são levados em consideração os carregamentos e esforços ocasionados pelos diversos elementos de estrutura. Em conjunto com a incerteza da distribuição e consequente combinação de momentos e forças atuantes na peça, foram identificados outros aspectos que influenciam no dimensionamento: as solicitações de transporte e montagem de cada componente.

Um dos objetivos específicos deste trabalho era o comparativo entre as normas que regem o dimensionamento deste tipo de estrutura. Percebendo-se então que uma complementa a outra, pois os elementos, mesmo em concreto pré-moldado, têm grande parte dos critérios de dimensionamento regidos a partir da NBR 6118 (2003), que é por várias vezes citada na NBR 9062 (2006), esta última evidencia o dimensionamento das partes características de elementos pré-moldados, como dentes de apoio (gerber), consolos e comprimento de ancoragem do pilar no cálice. Mesmo mostrando as diretrizes do dimensionamento de pré-moldados está ultima, deixa alguns critérios de dimensionamento a critério do projetista, pois permite uma dupla interpretação de seu texto.

O dimensionamento da estrutura evidencia os resultados do trabalho, pois é o local onde realmente começam a aparecer. A partir da avaliação que os critérios de dimensionamento propostos pelas normas e demais literaturas propostas, foram atendidos, a estrutura está concebida e corretamente dimensionada.

Uma vez dimensionado o galpão pré-moldado leve, faz-se necessário organizar uma sequência para o dimensionamento. Desenvolvendo-se então o memorial de cálculo definindo as propriedades e características de cada elemento para que possam ser realizados os detalhamentos de cada peça, a fim de executá-las sem que hajam erros. Para desenvolvimento desse memorial, tornou-se necessário que cada objetivo específico fosse atingido a fim de oferecer as diretrizes necessárias para sua obtenção.

Conforme constatado anteriormente há uma carência de bibliografias que tratem sobre esse assunto. Sendo assim o presente trabalho contribui para o acervo técnico sobre a análise e dimensionamento de galpões leves. Auxilia também futuros projetos através do memorial de cálculo apresentado, servindo de referência para cursos sobre esse tema.

8.2 Sugestões para trabalhos futuros

Por se tratar de um assunto que não possui muita literatura técnica, principalmente quanto a análise dos esforços obtidos, referente a distribuição deles entre as diferentes peças da estrutura, sugere-se a realização de estudos que permitam uma análise quantitativa da real taxa de transmissão de esforços entre os diversos tipos de ligações existentes. Facilitando assim a análise dos elementos, pois através destes valores a análise ocorreria através apenas, dos pórticos laterais e frontais.

Recomenda-se, também, a elaboração de um memorial de cálculo, considerando outra edificação em região diferente do território nacional. A fim de se realizar um comparativo entre as diferentes características que regem o dimensionamento, e também os diversos modelos de ligações existentes entre as peças da estrutura. O dimensionamento e elaboração do memorial de uma estrutura de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado seria igualmente importante para realização dos comparativos acima citados.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Associação Brasileira de Normas Técnicas. NBR 6118: **projeto de estruturas de concreto - Procedimentos**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

----- . NBR 6120: **cargas para cálculo de estruturas em edificações** Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

----- . NBR 6122: **projeto e execução de fundações** Rio de Janeiro: ABNT, 2010.

----- . NBR 6123: **forças devidas ao vento em edificações** Rio de Janeiro: ABNT, 1990.

----- . NBR 8681: **ações e segurança das estruturas - procedimento** Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

----- . NBR 9062: **projeto e execução de estruturas em concreto pré-moldado** Rio de Janeiro: ABNT, 2006.

EL DEBS, M. K. **Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações**. 1.ed. São Carlos: EDUSP, 2000.

ITAMBE CIMENTOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://itambecimentos.com.br>>. Acesso em novembro, 2012.

MEDABIL ESTRUTURAS METALICAS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://medabil.com.br>>. Acesso em setembro, 2012.

MELO C. E. E. **Manual munte de projetos em pré-fabricados de concreto**. 2.ed. São Paulo: PINI, 2007.

PEREIRA, J. R. P. B. **Galpões pré-moldados em concreto armado – aplicação em residências populares**. Trabalho de conclusão de curso e engenharia civil da Universidade do estado de Santa Catarina. Joinville, 2011.

PINHEIRO, L. M. **Estruturas de concreto: ábacos para flexão oblíqua**. São Carlos: EDUSP, 2009.

PROJEPAR ESTRUTURAS PRÉ-FABRICADAS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://projepar.com.br>>. Acesso em outubro, 2012.

QUEIROS, L. O. A. **Análise estrutural de galpões pré moldados em concreto considerando a influência da rigidez nas ligações viga pilar.** Dissertação de pós graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas. Maceió, 2007.

SANTOS, L. C. **A questão do método na investigação científica.** Tecbaia Revista Baiana de Tecnologia, v.19, Maio/Dezembro,2004, p.5-12.

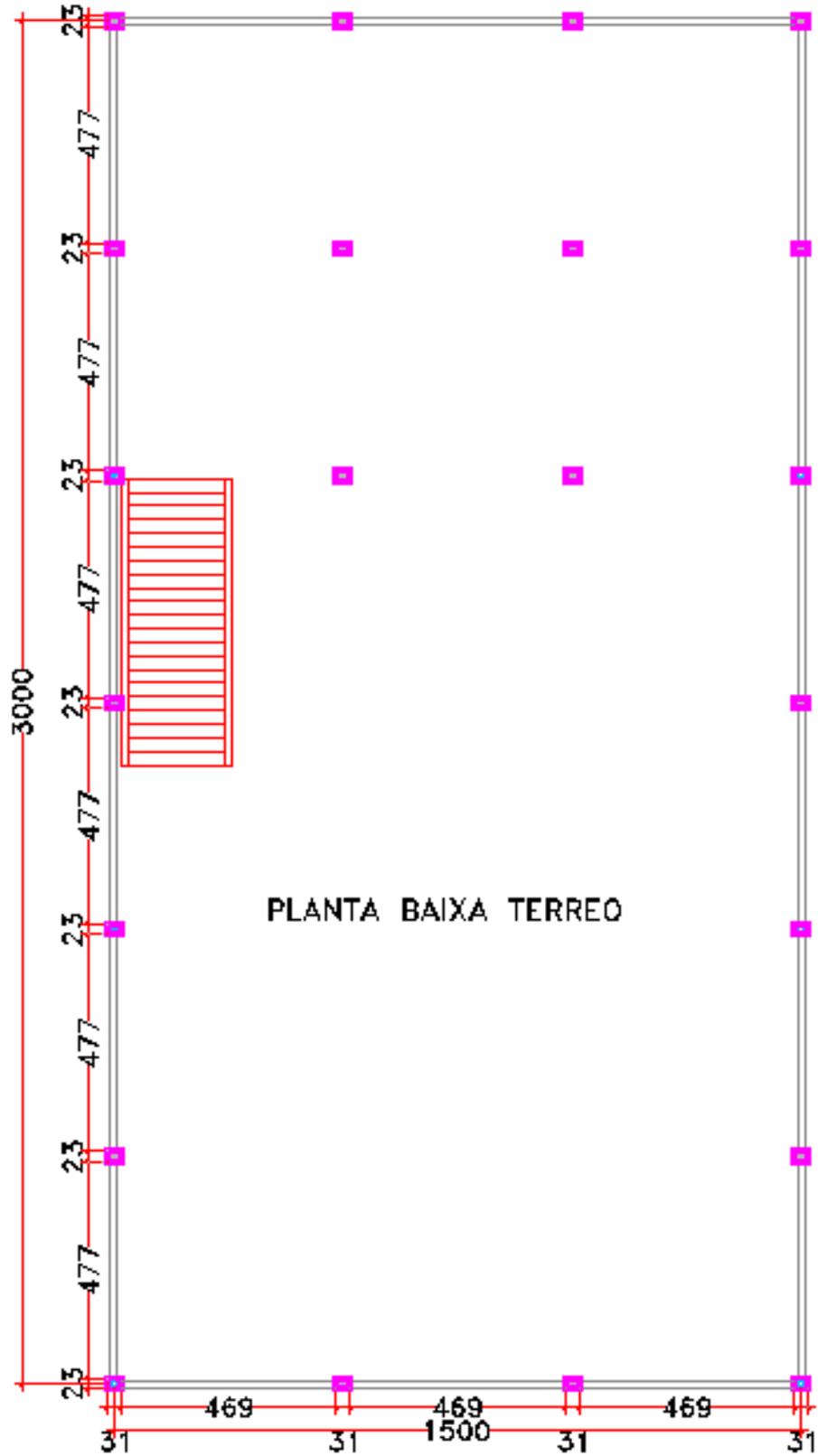
SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto prémoldado.** 2010. 190 f. Tese mestrado em estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2010.

SILVA, E. L., MENEZES E. M. **Metodologia de pesquisa e elaboração de dissertação.** 4.ed. Florianópolis: UFSC, 2005. Cap 2-9, p.19-95.

TERRA BRASIL PRÉ-MOLDADOS. Publicação eletrônica. Disponível em <<http://www.premoldadosterrabrasil.com.br> >. Acesso em outubro, 2012.

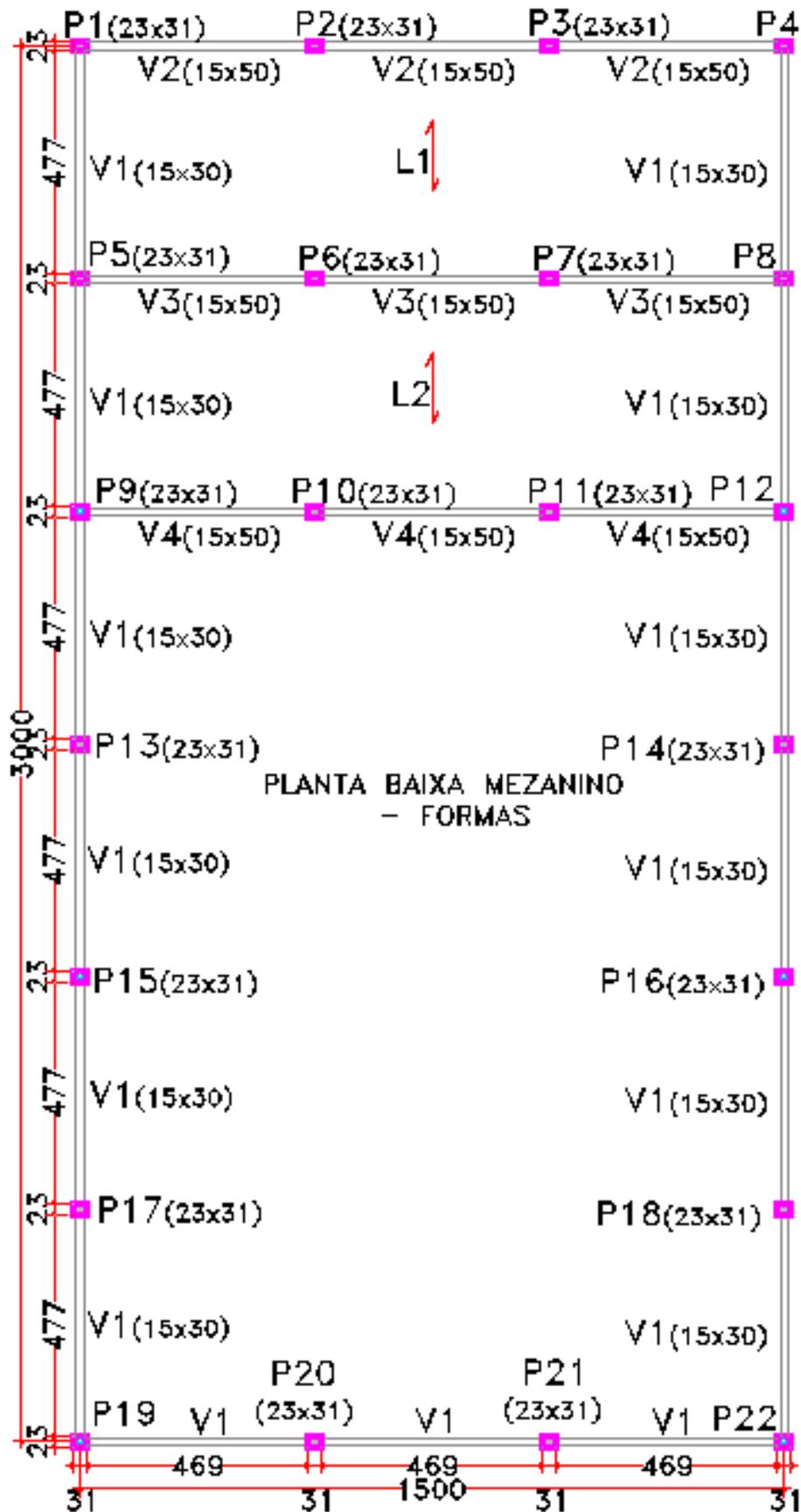
9 ANEXOS

9.1 Anexo A



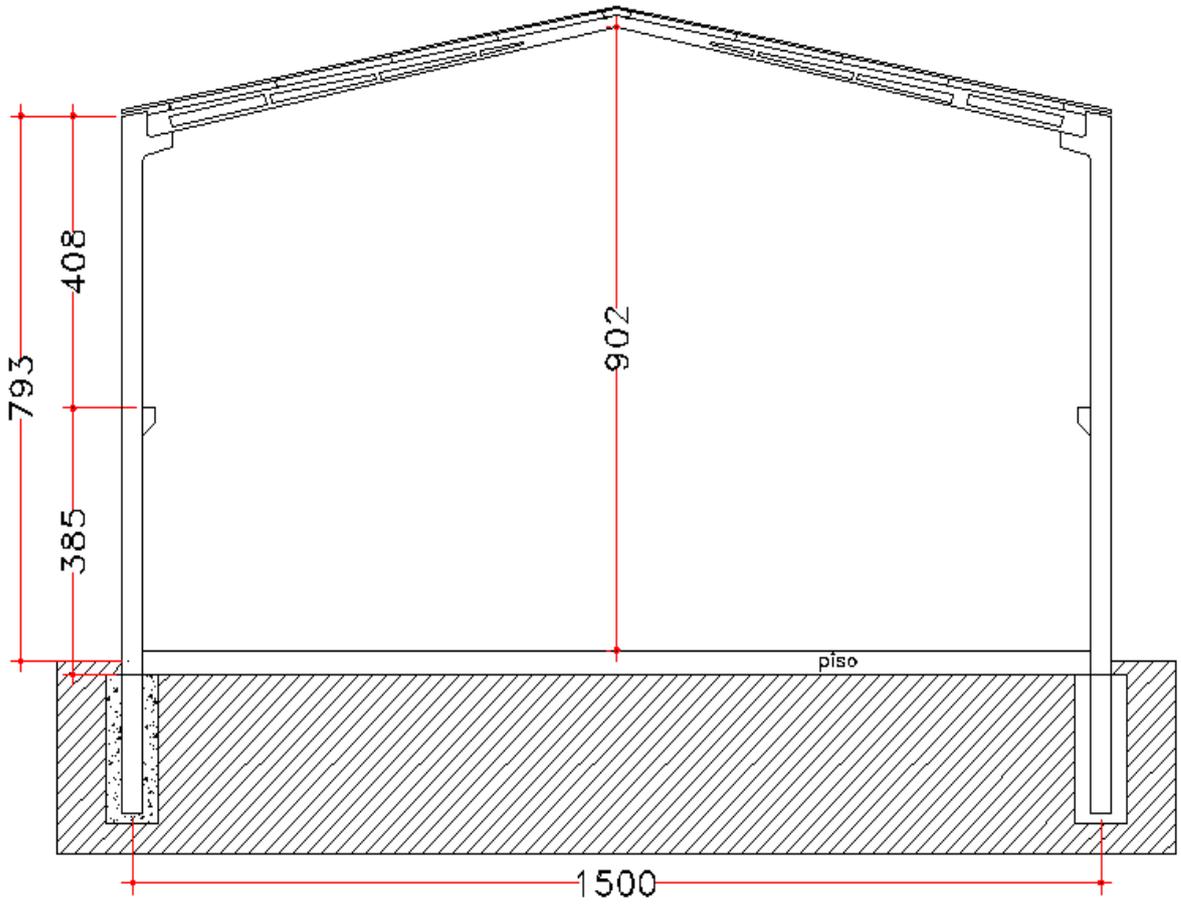
ANEXO A – Planta Baixa Terreo

9.3 Anexo C



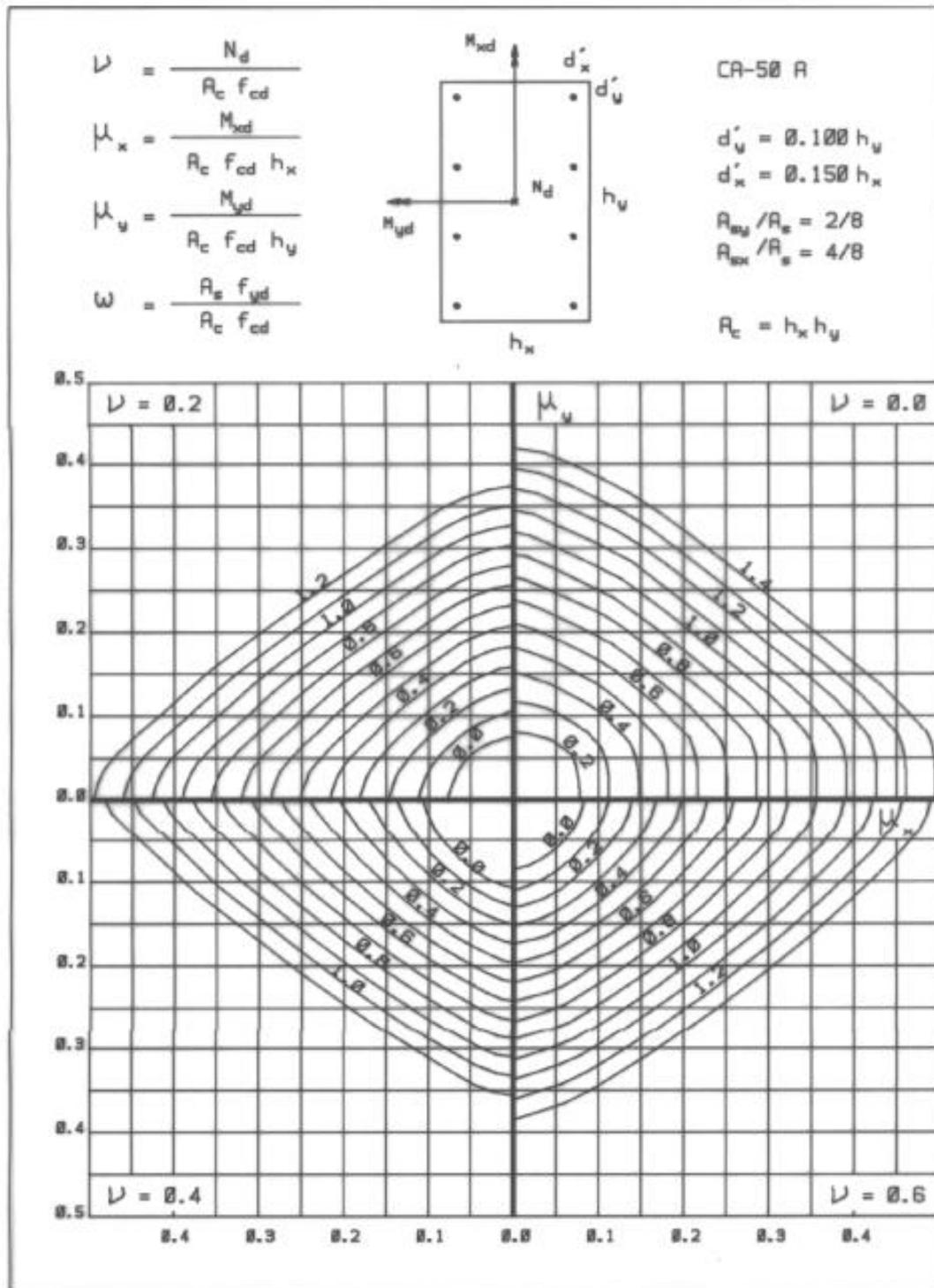
ANEXO C – Planta de formas.

9.4 Anexo D



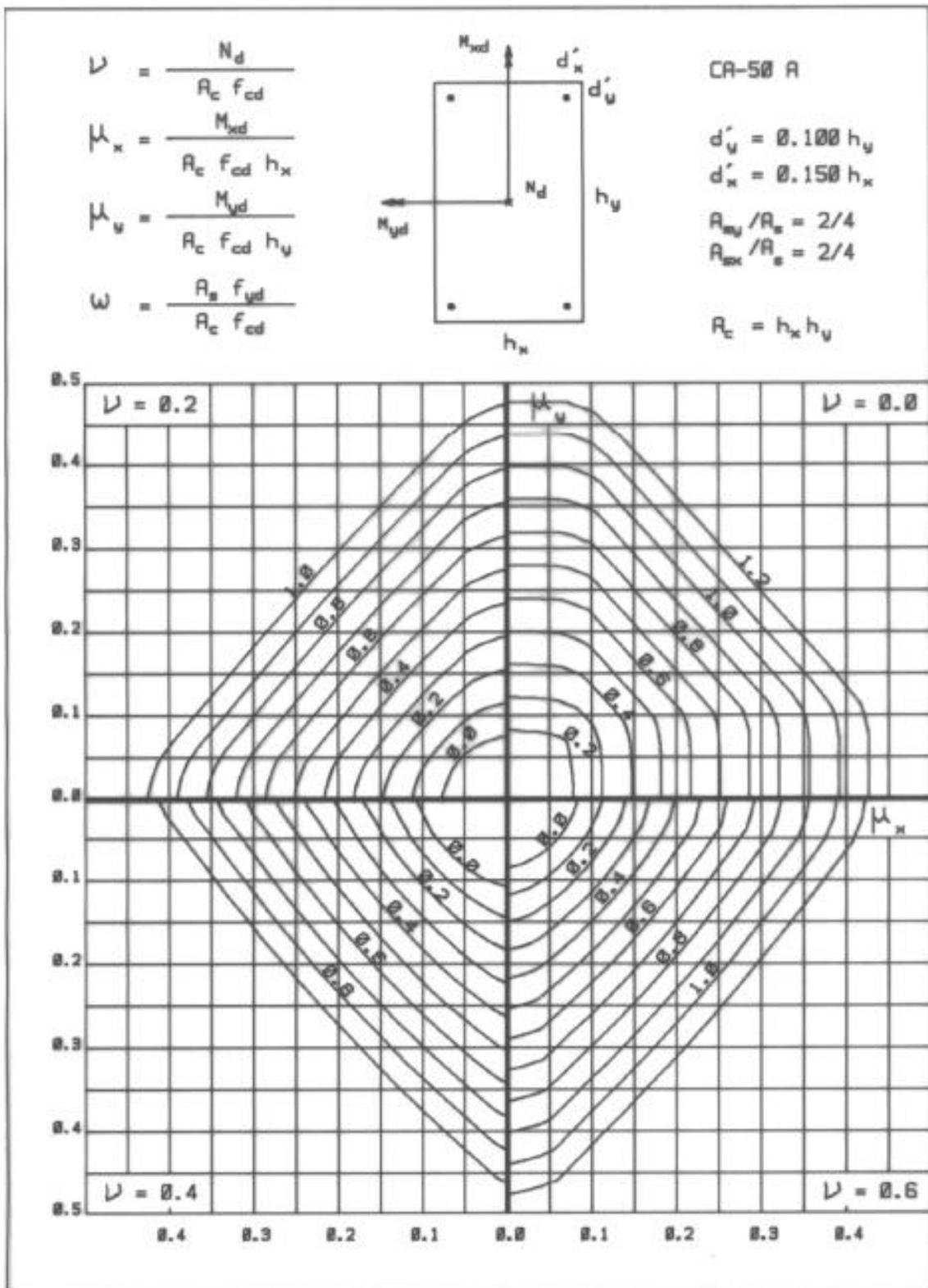
ANEXO D – Pórtico intermediário.

9.5 Anexo E



ANEXO E – Ábaco 26 A.
 Fonte: Pinheiro (2009)

9.6 Anexo F



ANEXO F – Ábaco 28 A
 Fonte: Pinheiro (2009)