

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO CONTENDO UM
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS LOCALIZADO NA UENF, NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

ANA BEATRIZ CARVALHO E SILVA
THAIS RIBEIRO BARROSO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO CONTENDO UM
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS LOCALIZADO NA UENF, NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

ANA BEATRIZ CARVALHO E SILVA

THAIS RIBEIRO BARROSO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Profa. Patrícia Habib Hallak
Co - Orientador: Prof. Sergio Luis González Garcia

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
JULHO – 2008

**PROJETO DE DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO CONTENDO UM
LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS LOCALIZADO NA UENF, NO
MUNICÍPIO DE CAMPOS DOS GOYTACAZES**

ANA BEATRIZ CARVALHO E SILVA

THAIS RIBEIRO BARROSO

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em 7 de julho de 2008.

Comissão Examinadora:

Prof. Patricia Habib Hallak (Orientadora, D.Sc., Estruturas) – UENF

Prof. Sergio Luis González Garcia (Co-Orientador, D.Sc., Estruturas) – UENF

Engº Luiz Gabriel Sarmet M. Smiderle (M.Sc., Estruturas) – UENF

Engº Marcos Vinícios Pereira Sant’ana (M.Sc., Estruturas) – UENF

DEDICATÓRIA

Dedico este projeto ao meu pai, Cláudio, por me orientar a fazer as melhores escolhas e à minha mãe, Marilza, por me incentivar e me fazer entender que o estudo é essencial para a vida.

Ao meu irmão, Antônio Eduardo, que sempre me apoiou e me fez acreditar que, com conhecimento, nada é impossível.

Ao meu namorado e amigo Lucas, que nas horas mais difíceis se mostrou companheiro e paciente.

À minha amiga Thamy por me fazer dar boas risadas nos momentos em que tudo parecia perdido.

A toda minha família que sempre acreditou em mim, muitas vezes, mais do que eu mesma.

Ana Beatriz Carvalho e Silva

Dedico este trabalho aos meus queridos e amados pais Mário Coelho Barroso e Roseni Rangel Ribeiro Barroso, que sempre estiveram ao meu lado nos diversos momentos da minha vida. Sempre me apoiaram me protegeram, me amaram e acreditaram na minha capacidade de vencer, fazendo de mim a pessoa que sou hoje. Desta mesma forma, dedico esta vitória ao meu irmão, Mario Pedro, a pessoa que mais amo nesta vida. Não poderia deixar de falar das minhas amadas amigas-irmãs: Luísa e Nathália, que sempre foram fundamentais na minha vida. Também dedico aos meus familiares e amigos, que sempre me apoiaram e torceram por mim.

Thaís Ribeiro Barroso

AGRADECIMENTOS

Acima de tudo agradecemos á Deus, origem de tudo, sem o qual nada seria possível.

Às nossas famílias, pelo apoio, incentivo e amor nesta etapa de nossas vidas.

À nossa orientadora Patrícia Habib Hallak e ao nosso co-orientador Sergio Luis González Garcia pelos ensinamentos e boa vontade durante todo o período acadêmico e principalmente, neste projeto.

Ao Engenheiro Mário Coelho Barroso, sempre disposto a ajudar no que fosse possível, mesmo em meio a tantas atribuições, com muita paciência e boa vontade.

Aos nossos amigos de turma não só pelas brincadeiras e pelas boas risadas, mas também pela confiança, incentivo e ajuda independente do dia ou da hora.

Aos professores pelos conhecimentos transmitidos e disponibilidade ao longo do dia.

De forma geral, queremos agradecer a todos que de forma direta ou indireta nos ajudaram a concluir este trabalho e ajudaram a nos tornarmos pessoas melhores.

A todos, os nossos mais sinceros agradecimentos.

SUMÁRIO

Resumo.....	xi
Lista de figuras.....	xii
Lista de tabelas.....	xvi
Lista de abreviaturas, siglas, símbolos, sinais e unidades.....	xviii
Capítulo I – Introdução.....	1
1.1 Objetivo.....	1
1.2 Justificativa.....	1
1.3 Metodologia.....	2
Capítulo II – Edifício.....	4
2.1 Definição.....	4
2.2 Localização.....	4
2.3 Composição.....	4
Capítulo III – Projeto Estrutural do Edifício.....	5
3.1 Considerações iniciais.....	5
3.2 Lançamento da estrutura.....	7
Capítulo IV – Dimensionamento Manual da Laje de Cobertura do Laboratório de Ensaios Mecânicos.....	8
4.1 Laje de cobertura.....	8
4.1.1 Pré-dimensionamento.....	9
4.1.2 Cargas consideradas segundo a NBR-6120:1980.....	9
4.1.2.1 Carga permanente (g).....	9
4.1.2.1.1 Peso próprio (g_1).....	10
4.1.2.1.2 Sobrecarga de utilização (q_1).....	10
4.1.2.2 Carga de projeto (p).....	10
4.1.3 Classificação quanto à forma de trabalho.....	10

4.1.4 Condições de apoio das lajes.....	13
4.1.4.1 Lajes armadas em duas direções.....	14
4.1.4.1.1 Cálculo dos momentos para lajes armadas em duas direções.....	15
4.1.4.1.1.1 Correção dos Momentos Fletores.....	16
4.1.5 Dimensionamento das seções.....	19
4.1.5.1 Determinação da altura efetiva da laje.....	19
4.1.5.2 Domínio de Trabalho.....	20
4.1.6 Cálculo das Armaduras.....	21
4.1.6.1 Espaçamentos.....	22
4.1.6.2 Detalhamento da armadura de flexão.....	22
4.1.6.3 Armaduras Positivas.....	23
4.1.6.4 Armaduras Negativas.....	23
4.1.7 Estado Limite Serviço (Cálculo das flechas).....	23
4.1.7.1 Carregamento quase permanente.....	23
4.1.7.2 Flecha final.....	24
4.1.7.3 Flecha inicial.....	25
4.1.7.4 – Flecha admissível.....	25

Capítulo V – Dimensionamento Manual da Viga de Cobertura do Laboratório de Ensaios Mecânicos.....	26
5.1 Vigas da cobertura.....	26
5.1.1 Pré-dimensionamento.....	26
5.1.2 Determinação das cargas.....	27
5.1.2.1 Peso próprio.....	27
5.1.2.2 Ações das lajes.....	27
5.1.2.2.1 Reações nas direções x e y nas vigas em bordas simplesmente apoiadas.....	28
5.1.2.2.2 Reações nas direções x e y nas vigas em bordas engastadas.....	28
5.1.2.3 Carga de projeto.....	28
5.1.2.4 Cálculo dos Esforços.....	29
5.1.3 Dimensionamento da armadura.....	31

5.1.3.1 Dimensionamento da armadura longitudinal.....	31
5.1.3.1.1 Altura útil da viga.....	31
5.1.3.1.2 Domínio de Trabalho.....	32
5.1.3.1.3 Cálculo da Armadura.....	34
5.1.3.1.4 Detalhamento da armadura longitudinal.....	35
5.1.3.1.4.1 Comprimento de ancoragem.....	35
5.1.3.2 Dimensionamento da armadura transversal.....	39
5.1.3.2.1 Modelo de cálculo I.....	39
5.1.3.2.2 Verificação da biela comprimida.....	39
5.1.3.2.3 Cálculo da armadura transversal.....	40
5.1.3.2.4 Cálculo de V_{sd}	40
5.1.3.2.5 Cálculo de V_c	41
5.1.3.2.6 Cálculo de A_s	41
5.1.3.2.7 Espaçamento longitudinal mínimo e máximo.....	42
5.1.3.2.8 Número de estribos.....	42
5.1.3.2.9 Resultados.....	43
5.1.4 Flecha da viga.....	43
5.1.4.1 Flecha imediata.....	43
5.1.4.1.1 Cálculo da Inércia equivalente.....	43
5.1.4.1.2 - Momento fletor de fissuração do elemento estrutural.....	44
5.1.4.1.3 - Momento de serviço atuante.....	44
5.1.4.1.4 - Relação entre módulos de elasticidade.....	45
5.1.4.1.5 - Posição da linha neutra em serviço (estádio II).....	45
5.1.4.1.6 - Momento de Inércia da seção fissurada no Estádio II.....	45
5.1.4.1.7 - Inércia equivalente.....	46
5.1.4.2- Flecha final, diferida no tempo.....	46
5.3.3.3 Flecha admissível.....	47
5.3.3.4 Resultados.....	48
Capítulo VI – Dimensionamento Manual da Viga da Ponte Rolante.....	49
6.1 Vigas da Ponte Rolante.....	49

6.1.1 Especificações do trilho.....	50
6.1.2 Ações sobre o elemento.....	51
6.1.2.1 Esforços devido à carga permanente.....	51
6.1.2.2 Esforços devido à carga móvel.....	52
6.1.3 Linhas de influência.....	53
6.1.3.1 Linhas de Influência para esforços cortantes.....	53
6.1.3.1.1 Cálculo dos esforços cortantes positivos.....	55
6.1.3.1.2 Cálculo dos esforços cortantes negativos.....	55
6.1.3.1.3 Esforços cortantes máximos.....	55
6.1.3.2 Linhas de Influência para momentos fletores.....	56
6.1.3.2.1 Cálculo dos momentos fletores positivos.....	57
6.1.3.2.2 Cálculo dos momentos fletores negativos.....	57
6.1.3.2.3 Momentos fletores máximos.....	58
6.1.4 Envoltórias.....	58
6.1.4.1 Envoltória de esforço cortante.....	58
6.1.4.2 Envoltória de momento fletor.....	59
6.1.5 Dimensionamento da Armadura.....	60
6.1.5.1 Dimensionamento da Armadura Longitudinal.....	60
6.1.5.1.1 Altura útil da viga.....	60
6.1.5.1.2 Domínio de Trabalho.....	60
6.1.5.1.3 Cálculo da Armadura Longitudinal.....	62
6.1.5.1.4 Detalhamento da armadura longitudinal.....	63
6.1.5.1.4.1 Comprimento de ancoragem.....	63
6.1.5.1.4.2 Cálculo do comprimento de emendas por traspasse (l_t).....	67
6.1.5.2 Dimensionamento da armadura transversal.....	68
6.1.5.2.1 Modelo de cálculo I.....	68
6.1.5.2.1.1 Verificação da biela comprimida.....	68
6.1.5.2.2 Cálculo da armadura transversal.....	69
6.1.5.2.2.1 Cálculo de V_{sd}	69
6.1.5.2.2.2 Cálculo de V_c	69
6.1.5.2.2.3 Cálculo de A_s	70

6.1.5.2.2.4 Espaçamento longitudinal mínimo e máximo.....	71
6.1.5.2.3 Resultados.....	71
6.1.6 Verificação à torção.....	72
6.1.6.1 Verificação da tensão na biela comprimida para solicitações combinadas.....	72
6.1.6.3 Cálculo da Armadura de torção.....	73
6.1.6.3.1 Cálculo da armadura mínima.....	74
6.1.6.3.2 Cálculo da área de aço crítica.....	74
6.1.6.4 Detalhamento.....	75
6.1.6.4.1 Armadura Transversal.....	75
6.1.6.4.2 Armadura Longitudinal.....	76
6.1.7 Cálculo das flechas.....	77
6.1.7.1 Cálculo do momento de fissuração.....	78

Capítulo VII – Dimensionamento Manual do Pilar 6 do laboratório de Ensaios Mecânicos.....	80
7.1 – Pilares.....	80
7.1.1 Carregamento a ser considerado.....	80
7.1.1.1 Peso próprio da viga.....	81
7.1.1.2 Carga de projeto.....	81
7.1.1.3 Carga vertical e horizontal da viga da ponte rolante.....	81
7.1.2 Dimensionamento do pilar 6.....	84
7.1.2.1 Comprimento equivalente.....	85
7.1.2.2 Raio de Giração e Índice de Esbeltez.....	86
7.1.2.3 Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais.....	87
7.1.2.4 Classificação quanto à esbeltez.....	87
7.1.2.5 Excentricidade de primeira ordem.....	88
7.1.2.5.1 Excentricidade inicial.....	88
7.1.2.5.2 Excentricidade mínima.....	88
7.1.2.6 Momento Mínimo.....	88

7.1.2.7 Esbeltez limite.....	89
7.1.2.8 Excentricidade de 2º ordem.....	90
7.1.2.8.1 Método da curvatura aproximada.....	90
7.1.3 Armadura longitudinal.....	91
7.1.4 Armadura transversal.....	93
7.1.5 Limitação da taxa de armadura nas emendas.....	94
Capítulo VIII – Dimensionamento da mísula.....	95
8.1- Mísula.....	95
8.1.1 Carregamentos sobre a mísula.....	96
8.1.1.1 Carregamento vertical.....	96
8.1.1.2 Carregamento horizontal.....	97
8.1.2 Dimensionamento da mísula.....	98
8.1.2.1 Dimensionamento utilizando o CAST.....	98
8.1.2.1 Dimensionamento manual da mísula.....	100
8.1.2.1.1 Cálculo da A_{smin} (ACI seção 11.9.5).....	100
8.1.2.1.2 Cálculo das áreas de aço dos tirantes.....	100
8.1.2.1.3 Verificação das bielas.....	102
8.1.2.1.4 Armadura de fissuração.....	103
8.1.2.2 Detalhamento da armadura.....	104
Capítulo IX – Dimensionamento da Estrutura Utilizando Eberick.....	105
9.1 Eberick.....	105
9.1.1 Características principais.....	105
Capítulo X – Dimensionamento da Laje de Reação Utilizando Eberick.....	111
10.1 Laje de Reação.....	111
10.1.2 Especificações dos furos para fixação dos equipamentos.....	121
10.1.3 Detalhamento.....	122

Capítulo XI – Conclusão.....	124
Bibliografia.....	126
Anexos.....	127

RESUMO

Dimensionou-se um edifício em concreto armado localizado no campus da UENF - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro.

Será construído um laboratório de ensaios mecânicos de grande porte, além de salas, cozinha, banheiros e laboratórios de pequeno porte. Um subsolo foi acrescido ao projeto para facilitar a parafusagem dos equipamentos na laje de reação e servirá também como depósito de materiais do laboratório.

O dimensionamento do edifício como um todo foi realizado utilizando o programa de cálculo estrutural AltoQI Eberick. Já o dimensionamento do laboratório de grande porte foi feito manualmente, tendo como resultado final o detalhamento de todos os elementos, exceto o da placa de reação.

O que se pôde concluir foi que o programa facilitou bastante o processo de dimensionamento da estrutura. No entanto, cabe lembrar que o *software* não se preocupa com certos pontos reais de projeto, que devem ser ajustados pelo usuário. No que diz respeito ao dimensionamento manual, o projeto serviu como experiência de cálculo considerando cargas móveis sobre a viga da ponte rolante, modelo de bielas e tirantes no cálculo da mísula, entre outros métodos que não são encontrados em uma estrutura convencional.

PALAVRAS CHAVE: Concreto armado; Linha de influência; Ponte rolante; Laje de reação, Mísula.

LISTA DE FIGURAS

Figura 4.1 – Planta de forma da cobertura.....	08
Figura 4.2 – Tipos de vãos.....	11
Figura 4.3 – Vãos teóricos I_x e I_y	11
Figura 4.4 - Formas de trabalho das lajes e seções.....	13
Figura 4.5 - Representação dos tipos de apoio.....	14
Figura 4.6 - Condições de apoio para lajes armadas em duas direções.....	14
Figura 4.7 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção I –I (sem correção).....	16
Figura 4.8 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção II-II (sem correção).....	16
Figura 4.9 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção III-III(sem correção).....	16
Figura 4.10 - Diagrama de Momento Fletor(kNm) da seção IV-IV(sem correção)..	17
Figura 4.11 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção V-V(sem correção)...	17
Figura 4.12 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) corrigido da seção I-I.....	17
Figura 4.13 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) corrigido da seção II-II.....	18
Figura 4.14 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) corrigido da seção III-III.....	18
Figura 4.15 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) corrigido da seção IV-IV.....	18
Figura 4.16 - Diagrama de Momento Fletor (kNm) corrigido da seção V-V.....	18
Figura 4.17 – Seção transversal para cálculo das armaduras.....	19
Figura 4.18 – Detalhe da laje de cobertura.....	20
Figura 5.1 – Seção longitudinal da viga 1.....	26
Figura 5.2 – Seção longitudinal da viga 15.....	26
Figura 5.3 – Esquema estrutural dos esforços sobre a viga 1.....	29
Figura 5.4 – Reações de apoio devido às cargas sobre a viga 1.....	30
Figura 5.5 – Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga 1(kNm).....	30
Figura 5.6 - Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga 1.....	30
Figura 5.7 - Esquema estrutural dos esforços sobre a viga 15.....	30

Figura 5.8 - Reações de apoio devido às cargas sobre a viga 15.....	31
Figura 5.9 - Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga 15(kNm).....	31
Figura 5.10 - Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga 15 (kN), dividido em trechos.....	31
Figura 5.11 - Diagrama de momento fletor da viga 1 com os respectivos deslocamentos a_i	37
Figura 5.12 - Flecha, em mm, da viga 1, calculada pelo programa de análise estrutural Ftool.....	46
Figura 5.13 - Flecha, em mm, da viga 15, calculada pelo programa de análise estrutural Ftool.....	46
Figura 6.1 - Seção transversal da viga.....	49
Figura 6.2 - Seção longitudinal da viga.....	49
Figura 6.3 - Especificações do trilho da ponte rolante (medidas em mm).....	50
Figura 6.4 - Trem-tipo.....	51
Figura 6.5 - Esquema de carga permanente da viga.....	51
Figura 6.6 - Reações de apoio devido à carga permanente.....	52
Figura 6.7 - Diagrama de momento fletor devido à carga permanente.....	52
Figura 6.8 - Diagrama de esforço cortante devido à carga permanente.....	52
Figura 6.9 - Cargas admissíveis para apoio da ponte rolante.....	52
Figura 6.10 - Determinação das seções da linha de influência, por metro.....	53
Figura 6.11 - Linhas de influência de esforços cortantes para as seções.....	53
Figura 6.12 - Linhas de influência de momentos fletores para as seções.....	56
Figura 6.13 - Envoltória de esforço cortante.....	59
Figura 6.14 - Envoltória de momento fletor.....	59
Figura 6.15 - Diagrama de momento fletor da viga da ponte rolante com os respectivos deslocamentos a_i	65
Figura 6.16 - Área efetiva da seção.....	73
Figura 6.17 - Área de armadura transversal.....	75
Figura 6.18 - Faces laterais, superior e inferior da viga.....	76

Figura 6.19 - Caso mais crítico do trem-tipo no primeiro vão.....	77
Figura 6.20 - Diagrama de momento fletor (kNm) do caso mais crítico.....	78
Figura 6.21 - Flecha imediata, em mm, para a carga móvel na posição mais crítica.....	78
Figura 7.1 - Pórtico das cargas sobre a viga 15.....	82
Figura 7.2 - Reações de apoio (FTOOL).....	82
Figura 7.3 - Diagrama de momento fletor (FTOOL).....	83
Figura 7.4 - Diagrama de esforço cortante (FTOOL).....	83
Figura 7.5 - Diagrama de esforço normal (FTOOL).....	84
Figura 7.6 - Situação de projeto pilar 6.....	84
Figura 7.7 - Comprimento Equivalente.....	85
Figura 7.8 - Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais.....	87
Figura 7.9 - Detalhamento da seção transversal do pilar 6.....	94
Figura 8.1 - Seção transversal da mísula.....	96
Figura 8.2 - Dimensões da mísula.....	97
Figura 8.3 - Resultados fornecidos pelo programa CAST.....	98
Figura 8.4 - Valores dos esforços de compressão e tração.....	99
Figura 9.1 - Edifício dimensionado visto em 3D, pelo Eberick.....	107
Figura 9.2 - Perfil do edifício, pelo Eberick.....	107
Figura 9.3 - Carregamento na V2 da cobertura, pelo programa Eberick.....	107
Figura 9.4 - Diagrama de esforço cortante da V2 da cobertura (Eberick),.....	108
Figura 9.5 – Diagrama de momento fletor da V2 da cobertura(Eberick).....	108
Figura 9.6 - Flecha da V2 da cobertura(Eberick).....	108
Figura 9.7 - Detalhamento da V2 da cobertura (Eberick).....	109
Figura 9.8 - Detalhamento do P6 da cobertura (Eberick).....	109
Figura 9.9 – Escada do edifício vista em 3D (Eberick).....	110
Figura 10.1 - Laje de reação, vista de cima.....	112

Figura 10.2- Detalhe da laje de reação no Eberick.....	112
Figura 10.3 - Lançamento das cargas dos furos na placa de reação(Eberick).....	113
Figura 10.4 – Carregamento da viga 200.....	114
Figura 10.5 – Esforços cortantes de cálculo da viga 200.....	114
Figura 10.6 – Momentos fletores de cálculo da viga 200.....	114
Figura 10.7 – Momentos torçores de cálculo da viga 200.....	115
Figura 10.8 - Deslocamentos da viga 200.....	115
Figura 10.9 – Carregamento da viga 201.....	115
Figura 10.10 – Esforços cortantes de cálculo da viga 201.....	115
Figura 10.11 – Momentos fletores de cálculo da viga 201.....	116
Figura 10.12 – Deslocamentos da viga 201.....	116
Figura 10.13 – Carregamento da viga 202.....	116
Figura 10.14 – Esforços cortantes de cálculo da viga 202.....	116
Figura 10.15 – Momentos fletores de cálculo da viga 202.....	117
Figura 10.16 – Momentos torçores de cálculo da viga 202.....	117
Figura 10.17 – Deslocamentos da viga 202.....	117
Figura 10.18 – Carregamento da viga 207.....	118
Figura 10.19 – Esforços cortantes de cálculo da viga 207.....	118
Figura 10.20 – Momentos fletores de cálculo da viga 207.....	118
Figura 10.21 – Momentos torçores de cálculo da viga 207.....	119
Figura 10.22 – Deslocamentos da viga 207.....	119
Figura 10.23 – Carregamento da viga 208.....	119
Figura 10.24 – Esforços cortantes de cálculo da viga 208.....	120
Figura 10.25 – Momentos fletores de cálculo da viga 208.....	120
Figura 10.26 – Momentos torçores de cálculo da viga 208.....	120
Figura 10.27 – Deslocamentos da viga 208.....	121
Figura 10.28 – Detalhamento da viga 201.....	122
Figura 10.29 – Detalhamento da viga 205.....	122
Figura 10.30 – Detalhamento da viga 207.....	123
Figura 10.31 – Detalhamento da viga 208.....	123

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Classes de agressividade ambiental (Tabela 6.1 da NBR-6118:2003).....	5
Tabela 3.2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (Tabela 7.1 da NBR-6118:2003).....	6
Tabela 3.3 – Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobertura nominal (Tabela 7.1 da NBR-6118:2003)	7
Tabela 4.1 - Valores dos momentos negativos e positivos das lajes.....	15
Tabela 4.2 - Valores de $\rho_{smín}$	21
Tabela 4.3 - Valores mínimos para as armaduras.	22
Tabela 4.4 - Fator de redução para as ações variáveis (Tabela 11.2 da NBR-6118:2003).....	24
Tabela 5.1 - Determinação das reações nas direções x e y nas vigas.....	28
Tabela 5.2 - Valores de x para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.....	33
Tabela 5.3 – Valores da área de aço para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.....	34
Tabela 5.4 – Valores da área de aço efetiva para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.....	35
Tabela 5.5 – Resultados dos espaçamentos e das taxas de armadura para cada trecho da viga.....	43
Tabela 5.6 – Resultados das flechas imediatas, diferida no tempo e admissível....	48
Tabela 6.1 – Cálculo da envoltória de esforço cortante (kN).....	58
Tabela 6.2 – Cálculo da envoltória de momento fletor (kNm).....	59
Tabela 6.3 – Valores de x para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.....	61
Tabela 6.4 – Valores da área de aço para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.....	62

Tabela 6.5 – Valores da área de aço efetiva para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.....	63
Tabela 6.6 – Resultados dos espaçamentos e das taxas de armadura para cada trecho da viga da ponte rolante.....	71

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

α - Ângulo

γ_c - Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

- peso específico do concreto

γ_t - Coeficiente de ponderação das ações

λ - Índice de esbeltez

ρ - Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração

ρ_{\min} - Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares

ϕ - Diâmetro das barras da armadura

ν - Coeficiente de Poisson

φ - Coeficiente de fluência

A - Área da seção cheia

A_c - Área da seção transversal de concreto

A_s - Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

b - Largura

b_w - Largura da alma de uma viga

c - Cobrimento da armadura em relação à face do elemento

cm - centímetro, referente a 10^{-2} m

cm² - centímetro quadrado, referente a 10^{-4} m²

d - Altura útil

- Dimensão ou distância

D - rigidez a flexão

e - Excentricidade de cálculo oriunda dos esforços solicitantes M_{sd} e N_{sd}

E - Módulo de elasticidade

(EI) - Rigidez

f - Resistência

g - Carga permanente

F - Força

h - Altura

i - Raio de giração mínimo da seção bruta de concreto da peça analisada

I_c - Momento de inércia da seção de concreto

kN - Quilonewton, referente a 10^3 N

l - Comprimento

m - metro

m^2 - metro quadrado

M - Momento fletor

MPa - Megapascal, referente a 10^6 Pa

N_d - Força normal de cálculo

N_{sd} - Força normal solicitante de cálculo

NBR - Norma Brasileira

Pa - Pascal, referente a N/m^2

q - Carga acidental

s - Espaçamento das barras da armadura

t - Tempo

x - Altura da linha neutra

CAPITULO I – INTRODUÇÃO

1.1 – Objetivo

Este trabalho tem por objetivo analisar e dimensionar, em concreto armado, um edifício de três pavimentos situado na UENF (Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro), no município de Campos dos Goytacazes.

O edifício será composto por cozinha, banheiros, salas e um laboratório que terá área útil de 108 m² e pé-direito de 6,15 m para a realização de ensaios mecânicos. O laboratório contará com laje de reação (onde serão realizados ensaios de elementos estruturais de grande porte), vigas e mísulas para apoio de uma ponte rolante, laje de cobertura, pilares e vigas.

Como resultado da realização deste projeto, será apresentado um memorial descritivo e um memorial de cálculo de todo o processo de análise e dimensionamento estrutural, incluindo plantas e detalhamento tais como: detalhamento das lajes, vigas, pilares, escada, mísula e laje de reação.

1.2 - Justificativa

Tendo em vista a UENF como uma universidade de grande importância na região Norte Fluminense que oferece o curso de bacharelado em Engenharia Civil, é essencial que se tenha um laboratório de ensaios mecânicos para auxiliar no conhecimento dos estudantes.

1.3 – Metodologia

No desenvolvimento deste projeto será feito o dimensionamento manual no Estado Limite Último (ELU) de todos os elementos estruturais do laboratório, tais como laje de cobertura, vigas, pilares e mísulas, apresentando seus respectivos detalhamentos e verificação no Estado Limite de Serviço (ELS) quando foi o caso.

O dimensionamento do edifício como um todo foi realizado utilizando o programa de cálculo estrutural AltoQI Eberick. Neste sistema é apresentado o cálculo completo de uma edificação, o que abrange desde o lançamento da estrutura até a confecção das plantas finais de detalhamento.

Já o dimensionamento do laboratório de grande porte foi feito manualmente (laje de cobertura, vigas de cobertura, mísulas, vigas da ponte rolante e pilares).

Para o cálculo das lajes de cobertura foi feito um pré-dimensionamento de suas espessuras e, em seguida, foi feita a classificação quanto à forma de trabalho, considerando as condições de apoio pelo Método de Barès. Encontraram-se então, os momentos máximos positivos e negativos das cinco seções analisadas, fazendo as devidas correções, para que fosse feito o dimensionamento da armadura. As flechas foram devidamente verificadas.

Foi feito um pré-dimensionamento grosseiro para a estimativa da altura de vigas situadas em tramos intermediários. No levantamento das cargas foram considerados, além do peso-próprio, as ações das lajes sobre elas. Através dos diagramas de momento fletor e esforço cortante, foram determinadas as armaduras longitudinal e transversal, respectivamente.

O dimensionamento da viga da ponte rolante foi feito de forma semelhante, porém, levou-se em consideração a carga móvel da ponte rolante, gerando assim, as envoltórias de momento fletor e esforço cortante, que serviram para a determinação das armaduras.

Para o cálculo da mísula, utilizou-se o método de bielas e tirantes. Pra isso, o programa CAST auxiliou na determinação dos esforços de tração e compressão. A partir daí, dimensionaram-se as armaduras de tração e verificaram-se as bielas.

O pilar 6 foi dimensionado analisando o pórtico da viga 15, considerando o caso mais crítico (ponte rolante próxima ao pilar). O pilar foi classificado como de esbeltez média e foi necessário o dimensionamento levando-se em consideração os efeitos de 2ª ordem, que pôde ser calculado pelo método da curvatura aproximada.

Como resultado final obteve-se o detalhamento de todos os elementos mencionados acima, exceto o da placa de reação, onde serão instalados equipamentos de grande porte destinados a ensaios estáticos e dinâmicos sobre modelos, protótipos e componentes estruturais.

A placa de reação foi simulada no programa Eberick. A solução mais acessível foi a de substituir esta laje por várias vigas com altura de 1 metro (com três apoios cada), compreendendo todo o vão e com o carregamento concentrado no eixo destas vigas.

Não cabe neste projeto aprofundar o tema fundação. Este elemento serviu apenas para efeito de cálculo no programa Eberick.

Já o subsolo foi acrescentado ao projeto porque, além de facilitar a parafusagem dos equipamentos na laje de reação, serve ainda como depósito de materiais do laboratório.

CAPITULO II – EDIFÍCIO

2.1 – Definição

No projeto dimensionou-se um edifício constituído de três pavimentos: subsolo, pavimento térreo e pavimento superior, em concreto armado. Levando em consideração, que o subsolo não abrange todo o comprimento do edifício.

2.2 – Localização

Universidade Estadual do Norte Fluminense (UENF), situado à Avenida Alberto Lamego, número 2000, no município de Campos dos Goytacazes.

2.3 – Composição

O edifício terá uma área de 283 m² e será composto dos seguintes itens:

Subsolo:

- Depósito de matérias do laboratório e acesso à parte inferior da laje de reação;

Térreo:

- 1 copa;
- 2 banheiros;
- 6 laboratórios de pequeno porte;
- 1 laboratório de grande porte.

Pavimento superior:

- 10 salas;
- 2 banheiros.

CAPITULO III – PROJETO ESTRUTURAL DO EDIFÍCIO

3.1- Considerações iniciais

O edifício foi dimensionado em concreto armado com paredes de alvenaria, pé-direito de 3 m, sendo que o pé-direito do laboratório de grande porte é duplo (6,15 m).

Foram previamente determinadas as características dos materiais a serem utilizados para o cálculo da estrutura do edifício.

A categoria do aço utilizado será CA – 50 ($f_{yk} = 500MPa$) para armadura longitudinal, e CA – 60 ($f_{yk} = 600MPa$) para estribos.

A classe de agressividade do meio ambiente foi obtida através da tabela 3.1 de acordo com a NBR-6118/2003.

Tabela 3.1 - Classes de agressividade ambiental (ABNT, 2003).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em: obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Segundo a tabela acima, a classe II de agressividade ambiental é a mais adequada ao local de implementação do projeto,

A determinação da resistência do concreto (f_{ck}) pode ser feita através da análise da tabela 3.2.

Tabela 3.2 - Correspondência entre classe de agressividade e qualidade do concreto (NBR-6118:2003).

Concreto	Tipo	Classe de agressividade (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	$\leq 0,65$	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,45$
	CP	$\leq 0,60$	$\leq 0,55$	$\leq 0,50$	$\leq 0,45$
Classe de concreto (NBR 8953)	CA	$\geq C20$	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C40$
	CP	$\geq C25$	$\geq C30$	$\geq C35$	$\geq C40$

NOTAS
1 O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na NBR 12655.
2 CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.
3 CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

Para concreto armado com classe de agressividade II, o f_{ck} ideal é maior ou igual a 25 MPa. Adotou-se, então, $f_{ck} = 30MPa$ devido à agressividade dos materiais utilizados nos laboratórios.

Definida a classe de agressividade do local, o cobrimento das armaduras será de 2,5 cm para lajes, 2,0 cm para a laje de cobertura e 3,0 cm para vigas e pilares, de acordo com a tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Correspondência entre classe de agressividade ambiental e cobrimento nominal (NB6118/2003).

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (tabela 6.1)			
		I	II	III	IV ³⁾
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje ²⁾	20	25	35	45
	Viga:Pilar	25	30	40	50
Concreto protendido ¹⁾	Todos	30	35	45	55

¹⁾ Cobrimento nominal da armadura passiva que envolve a banha ou os fios, cabos e cordoalhas, sempre superior ao especificado para o elemento de concreto armado, devido aos riscos de corrosão fragilizante sob tensão.

²⁾ Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento tais como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros tantos, as exigências desta tabela podem ser substituídas por 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal ≥ 15 mm.

³⁾ Nas faces inferiores de lajes e vigas de reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, a armadura deve ter cobrimento nominal ≥ 45 mm.

3.2 – Lançamento da Estrutura

Com o projeto arquitetônico definido, lançou-se a estrutura do edifício. Na parte do laboratório de grande porte, a estrutura foi lançada manualmente e no Eberick. A laje de reação e o restante do edifício foram lançados apenas no programa. Esta etapa é muito importante, pois são definidas as dimensões e posições dos diversos elementos, levando-se em consideração casos inadequados, como por exemplo, super-dimensionamento.

CAPITULO IV – DIMENSIONAMENTO MANUAL DA LAJE DE COBERTURA DO LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

4.1 – Laje de cobertura

Foi realizado um pré-dimensionamento dos pilares e vigas do laboratório. A partir daí, dividiram-se as lajes, como mostra a Figura 4.1.

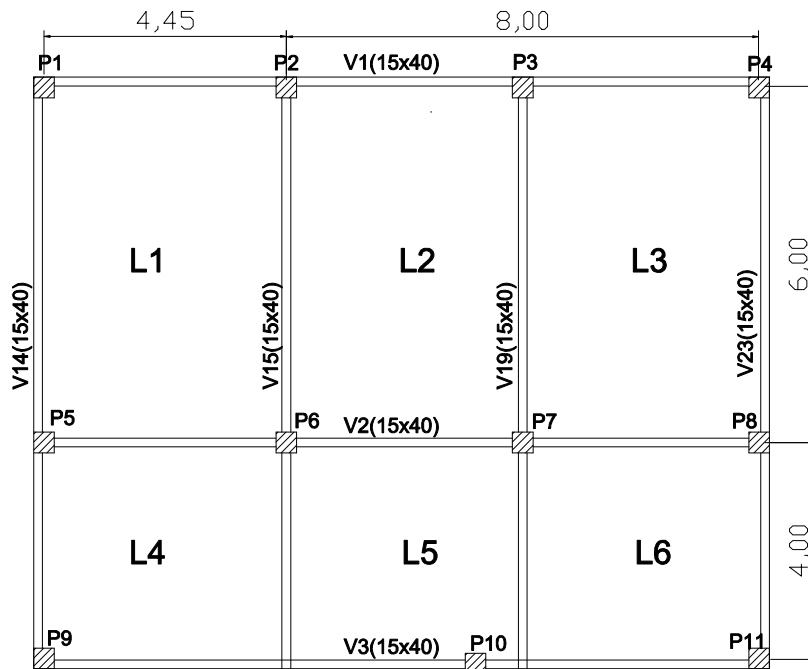


Figura 4.1 – Planta de forma da cobertura

Foram dimensionadas manualmente todas as seções das lajes de cobertura.

4.1.1 – Pré – Dimensionamento

A espessura mínima para lajes maciças de cobertura que não estejam em balanço é de 5 cm. Com isso, calculou-se a espessura das lajes, retirando os valores de ψ_2 e ψ_3 das tabelas em anexo (A – 1).

Sendo,

$\psi_2 = 25$ (depende das condições de vinculações e das dimensões da laje)

$\psi_3 = 1,56$ (depende do tipo de aço utilizado)

$$h \geq \frac{l_x}{\psi_2 \psi_3}$$

$$h \geq \frac{450}{25 * 1,56} = 11,5cm$$

Adotou-se, então, a altura das lajes com 15 cm, pois, quando foi adotada uma espessura menor, a flecha não havia sido atendida.

4.1.2 – Cargas Consideradas Segundo a NBR - 6120/1980

No cálculo dos esforços solicitantes deverá ser considerada a influência das cargas permanentes, acidentais e de todas as ações que possam produzir esforços importantes. Essas ações serão consideradas de acordo com a NBR-6120 e com as condições peculiares de cada obra.

4.1.2.1 – Carga permanente (g)

Neste projeto a carga permanente é constituída pelo peso próprio da estrutura e pela sobrecarga de utilização.

4.1.2.1.1- Peso próprio (g_1)

Sendo $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ e $h = 0,15 \text{ m}$

Temos:

$$g_1 = \gamma \cdot h$$

$$g_1 = 25 \cdot 0,15 = 3,75 \text{ kN/m}^2$$

4.1.2.1.2 – Sobrecarga de utilização (q_1)

Segundo a NBR-6120/1980 o valor da sobrecarga de utilização para terraço sem acesso ao público é de $2,00 \text{ kN/m}^2$.

4.1.2.2 – Carga de projeto (p)

A carga de projeto será o somatório de todas as cargas atuantes sobre a laje, permanentes e acidental, multiplicadas pelo fator de segurança $\gamma = 1,4$.

$$p = (g_1 + q_1) \times 1,4 = (3,75 + 2,00) \times 1,4 = 8,05 \text{ kN/m}^2$$

4.1.3 – Classificação quanto à forma de trabalho

De acordo com a NBR-6118:2003, as lajes podem ser classificadas como armadas em uma ou duas direções (cruz).

Para classificar as lajes quanto à forma de trabalho devem-se definir os vãos livres (distância livre entre as faces dos apoios), os vãos teóricos (distância entre os centros dos apoios) e a relação entre os vãos teóricos (λ).

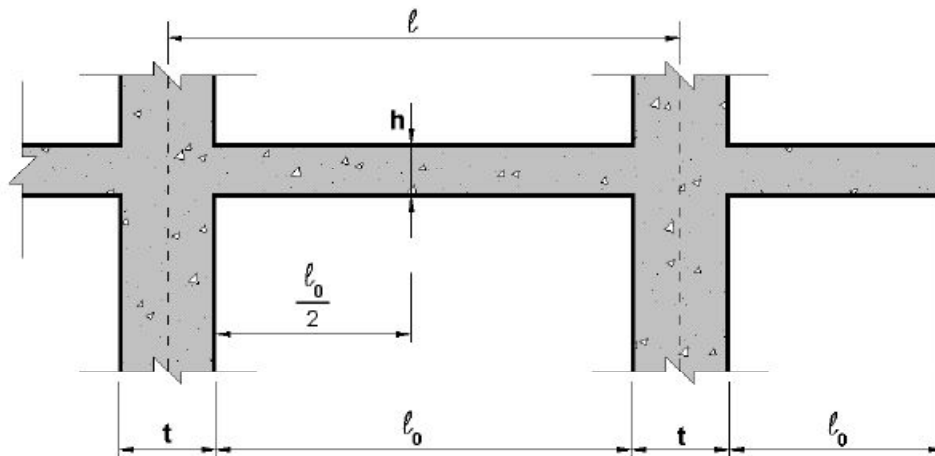


Figura 4.2 - Tipos de vão.

E por convenção, adota-se:

$l_x \rightarrow$ menor vão

$l_y \rightarrow$ maior vão

$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$ (Figura 5.2). De acordo com o valor de λ , é usual a seguinte classificação:

- $\lambda \leq 2 \rightarrow$ laje armada em duas direções;
- $\lambda > 2 \rightarrow$ laje armada em uma direção.

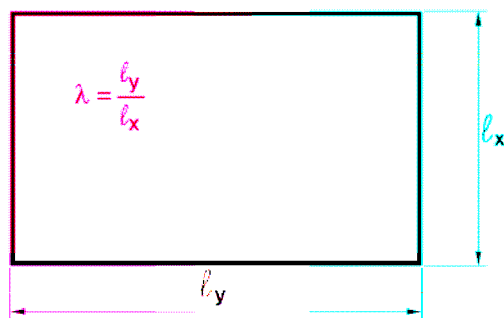


Figura 4.3 - Vãos teóricos l_x e l_y .

De acordo com estes critérios, calcula-se a forma de trabalho de cada laje.

Para laje 1:

$$L_x = 450 \text{ cm} \quad L_y = 610 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{610}{450} = 1,36 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

Para laje 2:

$$L_x = 400 \text{ cm} \quad L_y = 610 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{610}{400} = 1,52 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

Para laje 3:

$$L_x = 410 \text{ cm} \quad L_y = 610 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{610}{410} = 1,49 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

Para laje 4:

$$L_x = 410 \text{ cm} \quad L_y = 450 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{450}{410} = 1,10 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

Para laje 5:

$$L_x = 400 \text{ cm} \quad L_y = 410 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{410}{400} = 1,02 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

Para laje 6:

$$L_x = 410 \text{ cm} \quad L_y = 410 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_y}{l_x} = \frac{410}{410} = 1,00 < 2 \rightarrow 2 \text{ direções}$$

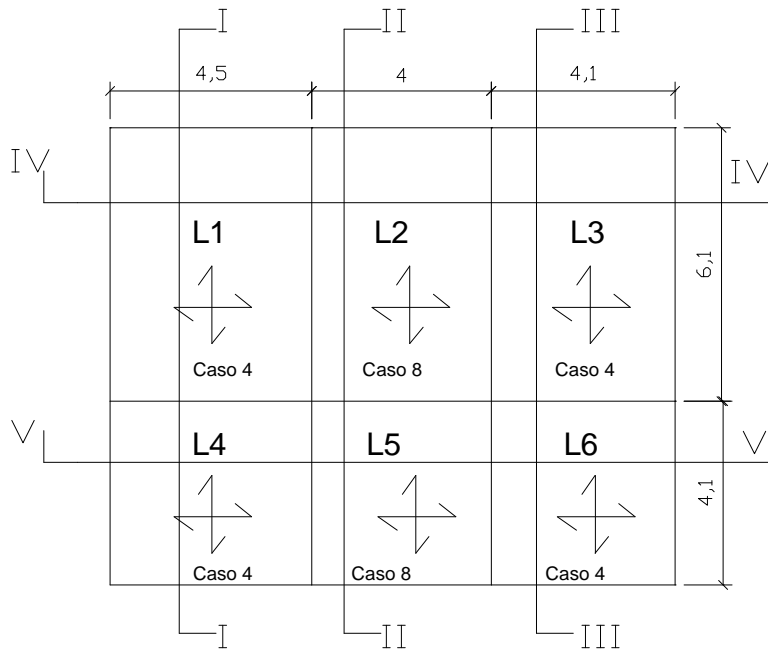


Figura 4.4 – Formas de trabalho das lajes e seções.

4.1.4 – Condições de apoio das lajes

As condições de apoio devem ser definidas antes do cálculo dos esforços, pois serão determinantes para estes. Podem - se considerar as seguintes condições de apoio:

- Nos bordos internos, quando há continuidade com lajes vizinhas, admite-se um engastamento perfeito;
- Nos bordos externos, ou mesmo nos bordos internos quando se tratar de lajes rebaixadas admite-se a condição de apoio simples.

As convenções das condições de apoio são mostradas na figura 4.5.

Borda livre	Borda simplesmente apoiada	Borda engastada
-----	—————	///////

Figura 4.5 – Representação dos tipos de apoio.

O bordo livre caracteriza-se pela ausência de apoio, apresentando, portanto, deslocamentos verticais. O bordo apoiado representa quando não há restrições dos deslocamentos verticais, sem impedir a rotação das lajes no apoio. E o bordo engastado, quando há impedimento do deslocamento vertical e rotação da laje neste apoio.

4.1.4.1 – Lajes armadas em duas direções

Existem 9 casos de apoio para lajes do tipo maciças armadas em duas direções, que são mostrados na figura 4.6.

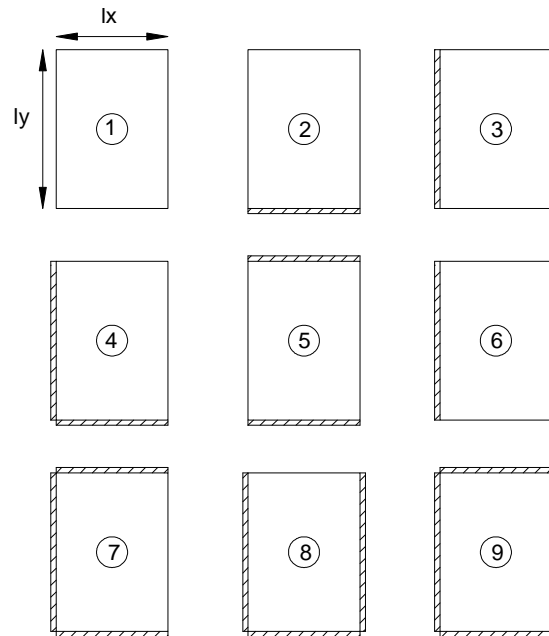


Figura 4.6 – Condições de apoio para lajes armadas em duas direções.

4.1.4.1.1 – Cálculo dos momentos para lajes armadas em duas direções

O cálculo dos momentos é feito com o auxílio da Tabela em anexo (A – 2) - Coeficientes de Barés para o cálculo dos momentos máximos em lajes retangulares uniformemente carregadas.

Com os valores calculados de λ e o caso de condição de apoio de cada laje, podem-se obter os valores dos coeficientes de Bares (μ_x , μ_y , μ'_x e μ'_y) para cálculo dos momentos nas direções de x e y, utilizando as fórmulas:

$$m_x = \mu_x \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } x;$$

$$m_y = \mu_y \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento positivo na direção do eixo } y;$$

$$x_x = \mu_x \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } x;$$

$$x_y = \mu_y \cdot \frac{P l_x^2}{100}; \text{ para momento negativo na direção do eixo } y.$$

Na tabela 4.1 são apresentados os valores dos momentos máximos positivos e negativos das lajes analisadas

Tabela 4.1 - Valores dos momentos negativos e positivos das lajes.

Laje	L _x (m)	L _y (m)	λ	Caso	P (kN/m ²)	PL ² _x (kN)	μ_x	m _x (kN/m)	μ_y	m _y (kN/m)	μ'_x	x _x (kN/m)	μ'_y	x _y (kN/m)
1	4,50	6,10	1,36	4	8,1	163,01	4,51	7,35	2,60	4,24	9,93	16,19	7,74	12,62
2	4,00	6,10	1,53	8	8,1	128,80	3,84	4,95	1,47	1,89	8,07	10,39	5,69	7,33
3	4,10	6,10	1,49	4	8,1	135,32	4,81	6,51	2,47	3,34	10,62	14,37	8,06	10,91
4	4,10	4,50	1,10	4	8,1	135,32	3,30	4,47	2,81	3,80	7,87	10,65	7,36	9,96
5	4,00	4,10	1,03	8	8,1	128,80	2,780	3,58	2,09	2,69	6,47	8,33	5,56	7,16
6	4,10	4,1	1,00	4	8,1	135,32	2,81	3,80	2,81	3,80	6,69	9,05	6,99	9,46

4.1.4.1.1– Correção dos Momentos Fletores

Analisando-se a tabelas 4.1 pode-se perceber que houve resultados de dois valores distintos, para momentos negativos nos apoios como mostrado nas figuras 4.7 a 4.11. Diante disto deve-se fazer uma correção. Esta correção é feita admitindo o maior valor entre a média dos dois momentos obtidos em cada apoio interno e 80% do maior valor. O cálculo é mostrado a seguir.

$$X \geq \begin{cases} \bar{X} = \frac{X_e + X_d}{2} \\ 0,8 \cdot X_{máx} \end{cases}$$

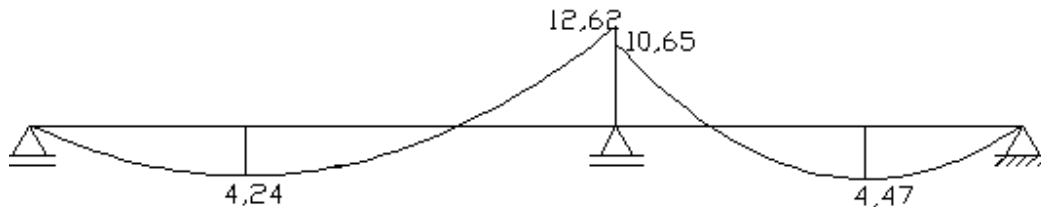


Figura 4.7 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção I – I (sem correção).

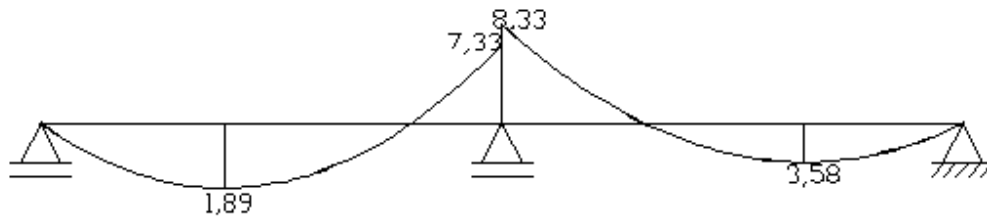


Figura 4.8 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção II – II (sem correção).

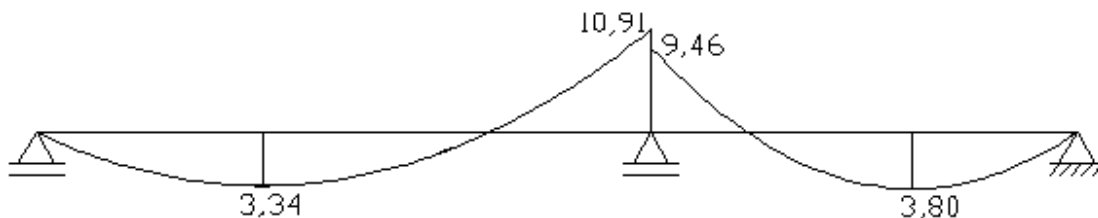


Figura 4.9 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção III-III (sem correção).

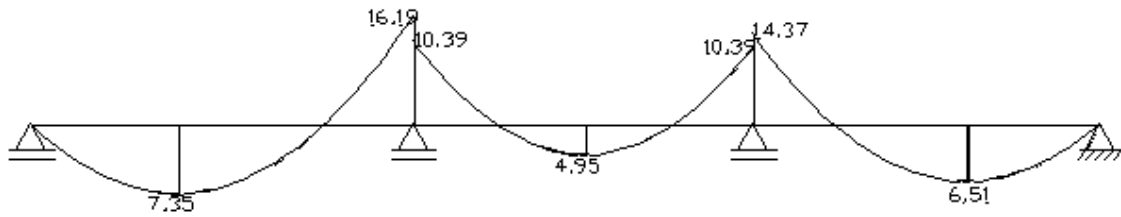


Figura 4.10 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção IV-IV (sem correção).

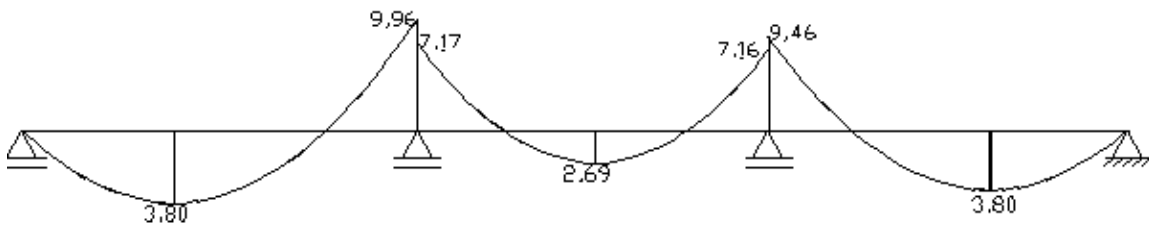


Figura 4.11 – Diagrama de Momento Fletor (kNm) da seção V-V (sem correção).

Corrigir os momentos negativos acarreta também a correção dos momentos positivos, que é feito da seguinte forma (figuras 4.12 a 4.16).

$$m_{\text{corrigido}} = m + \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo descer.}$$

$$m_{\text{corrigido}} = m - \frac{\Delta X}{2}, \text{ quando o momento positivo subir.}$$

Os diagramas de momentos fletores corrigidos das seções são mostrados nas figuras abaixo.

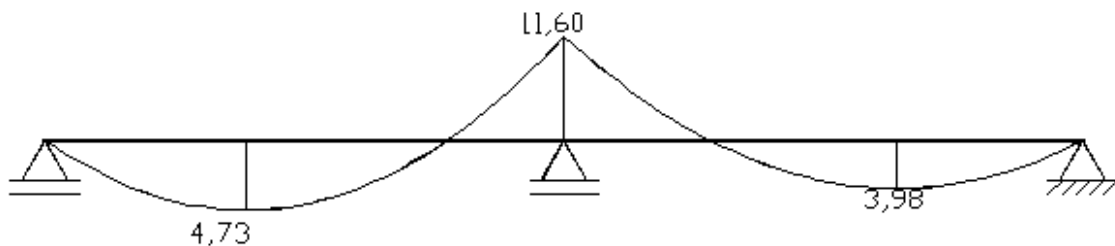


Figura 4.12 - Diagrama de Momento Fletor (kNm/m) corrigido da seção I-I.

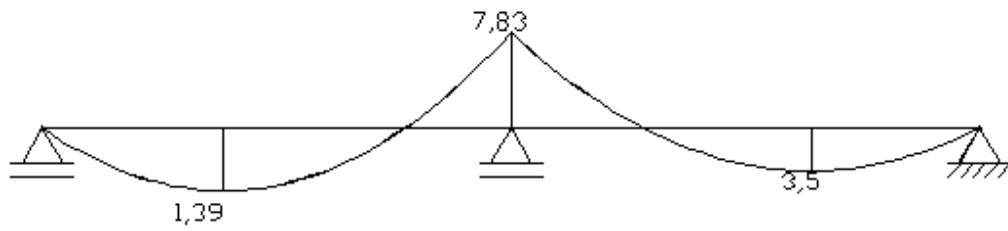


Figura 4.13 - Diagrama de Momento Fletor (kNm/m) corrigido da seção II-II.

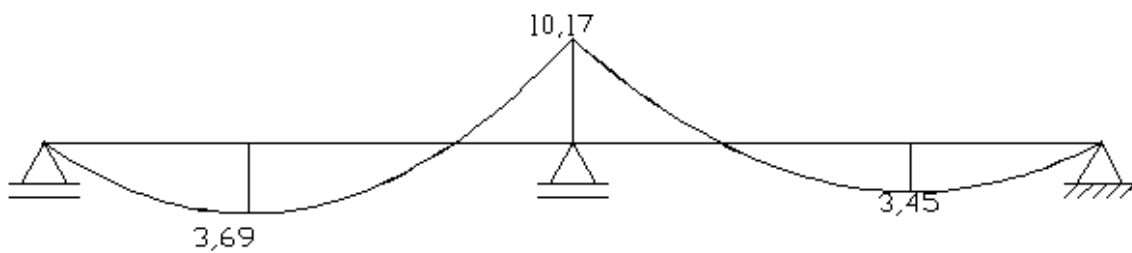


Figura 4.14 - Diagrama de Momento Fletor (kNm/m) corrigido da seção III-III.

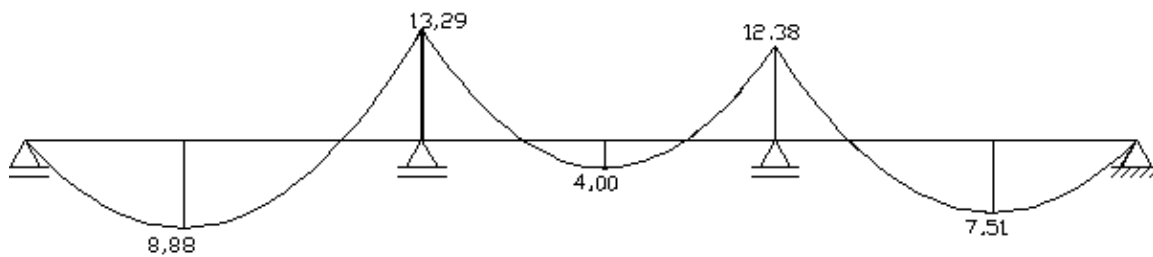


Figura 4.15 - Diagrama de Momento Fletor (kNm/m) corrigido da seção IV-IV.

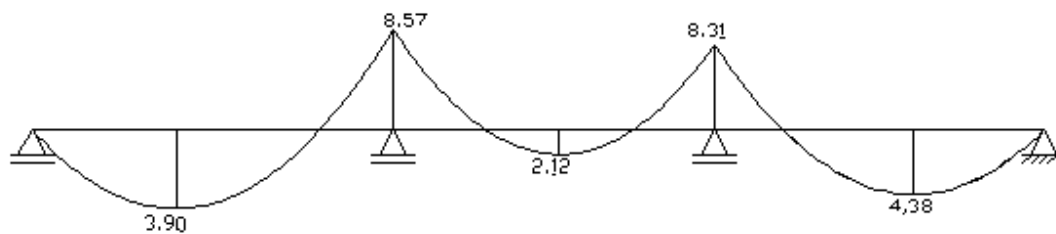


Figura 4.16 – Diagrama de Momento Fletor (kNm/m) corrigido da seção V-V.

4.1.5– Dimensionamento das seções

Com os valores dos momentos fletores calculados, passa-se à determinação das armaduras. Este dimensionamento é feito da mesma forma que para vigas contínuas de largura unitária, ou seja, para faixas de 1m ($b_w = 100$ cm) de largura e altura $h = 15$ cm. Obtém-se, dessa forma, a armadura por metro linear.

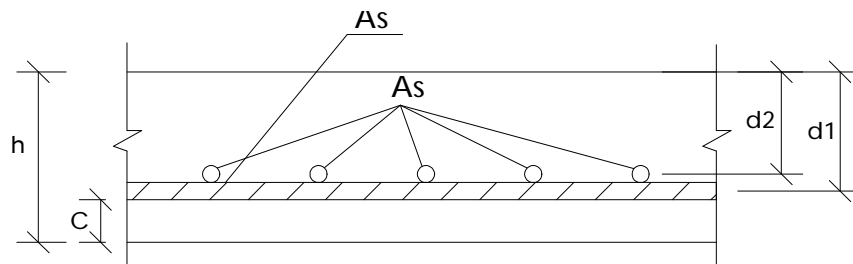


Figura 4.17 – Seção transversal para cálculo das armaduras.

4.1.5.1– Determinação da altura efetiva da laje

Recomenda-se que seja tomada como altura útil da laje a distância entre a borda comprimida superior e o centro das barras da camada superior da armadura positiva.

De acordo com a NBR 6118-2003 o diâmetro máximo das bitolas admitido para a armadura da laje é:

$$\phi_{\max} = \frac{h}{8} = \frac{15}{8} = 1,8\text{cm} = 18\text{mm}$$

Adotou-se um diâmetro de 10 mm.

$$d_1 = h - c - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,15 - 0,02 - \frac{0,010}{2} = 0,125\text{m} \rightarrow 12,5\text{cm}$$

$$d_2 = h - c - \phi - \frac{\phi}{2} \rightarrow d = 0,15 - 0,02 - 0,010 - \frac{0,010}{2} = 0,115\text{m} \rightarrow 11,5\text{cm}$$

$$d_m = \frac{d_1 + d_2}{2} = 5 = 12,00\text{cm}$$

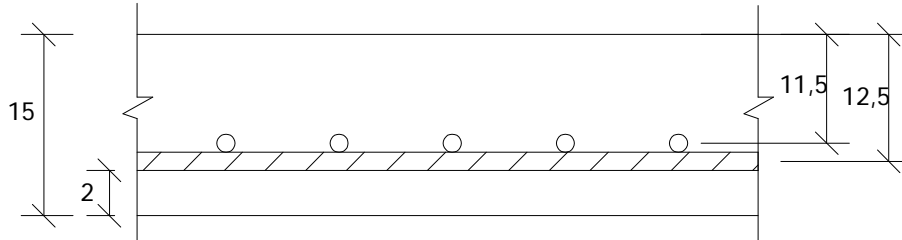


Figura 4.18 – Detalhe da laje de cobertura

4.1.5.2 – Domínio de Trabalho

Para o cálculo das armaduras, devem ser consideradas peças no Domínio 2 ou 3. As seções não podem entrar no Domínio 4, pois seria impossível colocar armadura à compressão em lajes.

Calcula-se o domínio de trabalho obtendo-se o valor de x e comparando-o com o x_{34} .

Sendo:

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{Msd}{0,425 \cdot b \cdot d^2 \cdot fcd}} \right];$$

$$x_{34} = \frac{d \cdot 0,0035}{\varepsilon_{sy} + 0,0035}$$

Se $x \leq x_{34} \rightarrow$ Domínio 2 ou 3.

Se $x \geq x_{34} \rightarrow$ Domínio 4.

Estando a laje no domínio 2 ou 3, ela pode ser dimensionada sem maiores problemas. Mas, se esta estiver no domínio 4, deve-se procurar uma nova solução que a faça voltar ao domínio 2 ou 3. Por exemplo: aumentar a altura da laje (h).

No projeto todas as lajes se encontram nos domínios 2 ou 3.

4.1.6 – Cálculo das Armaduras

O cálculo das armaduras nas direções principais deve ser feito utilizando a fórmula:

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

Sendo que esta armadura deve ser comparada à armadura mínima ($A_{s,min}$):

$$\rho_{s,min} = \frac{A_{s,máx}}{b_w d}$$

Onde $\rho_{s,min}$ é fornecido pela tabela 4.2. Sendo que, para armaduras positivas de lajes armadas em duas direções, deve-se multiplicar a taxa de armadura mínima por 0,67 (Tabela 4.3).

Tabela 4.2 - Valores de $\rho_{s,min}$.

f_{ck}	20	25	30	35	40	45	50
ω_{min}	ρ_{min} (%)						
0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
Os valores de ρ_{min} estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$. Caso esses fatores sejam diferentes, ρ_{min} deve ser recalculado com base no valor de ω_{min} dado.							

Tabela 4.3 – Valores mínimos para as armaduras.

Armaduras negativas	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armaduras positivas de lajes armadas em duas direções	$\rho_s \geq 0,67\rho_{\min}$
Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq \rho_{\min}$
Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção	$\rho_s \geq 20\%$ da armadura principal $\rho_s \geq 0,50\rho_{\min}$ $\rho_s \geq 0,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$

Os resultados dos valores mínimos para as armaduras encontram-se no anexo A-3.

4.1.6.1 – Espaçamentos

As barras das armaduras nas direções principais terão o espaçamento adotado como o mínimo entre o espaçamento calculado pela área de aço, pela área de aço mínima e o menor entre $2h$ ($2 \cdot 15 = 30 \text{ cm}$) e 20 cm . No dimensionamento em questão, os espaçamentos adotados são de 20 cm .

4.1.6.2 – Detalhamento da armadura de flexão

São detalhadas armaduras de dois tipos: as positivas colocadas na face inferior e as negativas colocadas na face superior na região de engastamento.

Nas plantas de detalhamento das armaduras, são colocados respectivamente a nomenclatura, número, diâmetro, espaçamento e o comprimento das barras. Também é mostrada a lista das barras, com diâmetros, quantidades e comprimentos, e o resumo do consumo de aço, com comprimento total. A planilha com os cálculos e a planta estão no anexo A - 3 do projeto.

4.1.6.3 – Armaduras Positivas

As armaduras positivas são estendidas em favor da segurança até os apoios com comprimento do vão livre da laje mais 10ϕ ou 6 cm, sendo escolhido o maior entre estes. Como adotou-se ϕ igual a 10 mm, acrescentou-se ao vão livre um comprimento de 10 cm.

4.1.6.4 – Armaduras Negativas

O comprimento das barras das armaduras negativas será de $2 \cdot \frac{l_x}{4}$ para cada lado do apoio, sendo que para vãos adjacentes diferentes deve-se adotar o maior vão entre os menores vãos.

4.1.7 – Estado Limite Serviço (Cálculo das flechas)

O comportamento da estrutura é analisado sob condições normais de utilização, ou seja, antes da ruína.

A estrutura deve ser rígida o suficiente para que, quando sujeita a carga de serviço, suas deformações não provoquem danos em elementos não estruturais, não afetem seu uso, aparência, nem causem desconforto aos usuários e o grau de fissuração em peças fletidas de concreto armado não deve afetar sua durabilidade.

As flechas são calculadas admitindo-se que as lajes se encontrem no estágio I (concreto não fissurado).

4.1.7.1 – Carregamento quase permanente

As flechas devem ser calculadas para combinação quase permanente de carregamento, dada por $p = g_k + \sum_{i=1}^n \psi_{2i} \cdot q_{ki}$, onde g_k representa as cargas

permanentes características e o coeficiente ψ_{2i} é definido pela tabela 4.4 para os diversos tipos de ações variáveis.

Tabela 4.4 – Fator de redução para as ações variáveis (NBR-6118:2003).

Ações		γ_{Ei}		
		ψ_{1i}	ψ_{2i}	ψ_{3i}
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

¹⁾ Para os valores de ψ_{1i} relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
²⁾ Edifícios residenciais.
³⁾ Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

No caso do laboratório, tem-se então $p = g + 0,4q$.

4.1.7.2 – Flecha final

O cálculo da flecha final pode ser feito através da seguinte relação:

$$f_{\infty} = (1 + \varphi).f_0$$

Onde,

φ é o coeficiente de fluência adotado igual a 2,5 e f_0 é a flecha inicial.

4.1.7.3 – Flecha inicial

Para lajes que trabalham em duas direções a flecha inicial pode ser calculada utilizando-se as tabelas A2.1 a A2.6 Livro – Curso de Concreto Armado, ARAÚJO, J.M. Volume 2.

$$f_0 = 0,001.w_c \cdot \frac{p.l_x^4}{D}$$

Onde,

p é o carregamento quase permanente, w_c é o coeficiente fornecido pelas tabelas e D é a rigidez à flexão da laje, dada por:

$$D = \frac{E_{cs}.h^3}{12.(1-\nu^2)}$$

O coeficiente de Poisson do concreto, ν vale 0,2 e o valor de módulo secante, E_{cs} , pode ser obtido segundo a NBR6118-2003, através expressão:

$$E_{cs} = 0,85.5600.\sqrt{f_{ck}}, MPa$$

4.1.7.4 – Flecha admissível

A NBR-6118:2003 admite como sendo $\frac{l_x}{250}$ o limite para flechas em lajes de edifícios residenciais e comerciais, onde l é o menor vão da laje.

Os cálculos das flechas das lajes das seções estão apresentados na tabela em anexo A - 4.

CAPITULO V – DIMENSIONAMENTO MANUAL DAS VIGAS DE COBERTURA DO LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

5.1 – Vigas da cobertura

Foram escolhidas as vigas 1 e 15 da cobertura do laboratório para que fossem realizados seus dimensionamentos manuais.

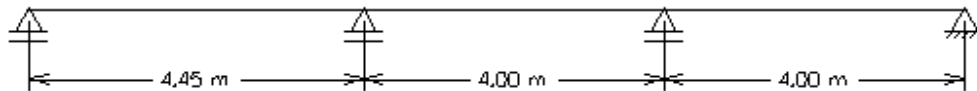


Figura 5.1 – Seção longitudinal da viga 1.



Figura 5.2 – Seção longitudinal da viga 15.

5.1.1 – Pré-dimensionamento

De acordo com a NBR-6118:2003, vigas não devem apresentar largura menor que 12 cm.

A seção transversal da viga foi determinada através da estimativa para a altura de vigas situadas em tramos intermediários:

- Viga 1

$$h = \frac{l_0}{12} = \frac{4,45}{12} = 0,37m$$

- Viga 15

$$h = \frac{l_0}{12} = \frac{6,00}{12} = 0,5m$$

onde, l_0 é o maior vão livre entre os tramos intermediários.

Determinou-se então que ambas as vigas terão seção de 15x40 cm para que haja homogeneidade na execução do projeto.

5.1.2 – Determinação das cargas

5.1.2.1 – Peso próprio

O peso próprio de ambas as vigas pode ser calculado por:

$$p_p = 1,4 \cdot \gamma_c \cdot A_c = 1,4 \cdot 25 \cdot 0,15 \cdot 0,40 = 2,1 kN/m$$

5.1.2.2 – Ações das lajes

Para a determinação das reações das lajes nas vigas será utilizada a Tabela - Coeficientes de Barés para o cálculo das reações nas vigas de apoio de lajes retangulares uniformemente carregadas.

Conhecendo-se o valor de λ e o caso de condição de apoio da laje, determinam-se os valores dos coeficientes de Barés (k_x , k_y , k_x' e k_y').

Os valores das reações das lajes nas vigas 1 e 15 são apresentados nas tabelas 4.7 e 4.8, respectivamente.

5.1.2.2.1 – Reações nas direções x e y nas vigas em bordas simplesmente apoiadas

$$q_x = k_x \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } x;$$

$$q_y = k_y \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } y.$$

5.1.2.2.2 – Reações nas direções x e y nas vigas em bordas engastadas

$$q_x' = k_x' \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } x;$$

$$q_y' = k_y' \cdot \frac{pl_x}{10}; \text{ refere-se a uma viga perpendicular ao eixo } y.$$

Sendo p a carga sobre as lajes, determinada no capítulo anterior, conforme a NBR-6120.

Tabela 5.1 – Determinação das reações nas direções x e y nas vigas.

Laje	Caso	L_x (m)	L_y (m)	λ	P (kN/m ²)	PL _x (kN/m)	k_x	q_x (kN/m)	k_y	q_y (kN/m)	k'_x	q'_x (kN/m)	k'_y	q'_y (kN/m)
1	4	4,50	6,10	1,36	8,05	36,23	2,35	8,51	1,83	6,63	4,08	14,78	3,17	11,48
2	8	4,00	6,10	1,53	8,05	32,20	-	-	1,44	4,64	3,73	12,01	2,50	8,05
3	4	4,10	6,10	1,49	8,05	33,01	2,44	8,05	1,83	6,04	4,23	13,96	3,17	10,46
4	4	4,10	4,50	1,10	8,05	33,01	2,00	6,60	1,83	6,04	3,46	11,42	3,17	10,46
5	8	4,00	4,1	1,03	8,05	32,20	-	-	1,44	4,64	3,12	10,05	2,5	8,05
6	4	4,10	4,1	1,00	8,05	33,01	1,83	6,04	1,83	6,04	3,17	10,46	3,2	10,46

5.1.2.3 - Carga de projeto

A carga de projeto será determinada através da soma entre o peso próprio da viga e as reações das lajes nas direções x ou y, conforme a viga analisada.

- Viga 1

A carga sobre o primeiro vão foi obtida por:

$$q = p_p + q_{yL_1} = 2,1 + 6,63 = 8,73 \text{ kN / m}$$

A carga sobre o segundo vão foi obtida por:

$$q = p_p + q_{yL_2} = 2,1 + 4,64 = 6,74 \text{ kN/m}$$

A carga sobre o terceiro vão foi obtida por:

$$q = p_p + q_{yL_3} = 2,1 + 6,04 = 8,14 \text{ kN/m}$$

- Viga 15

A carga sobre o primeiro vão foi obtida por:

$$q = p_p + q'_{xL_1} + q'_{xL_2} = 2,1 + 14,78 + 12,01 = 28,89 \text{ kN/m}$$

A carga sobre o segundo vão foi obtida por:

$$q = p_p + q'_{yL_4} + q'_{yL_5} = 2,1 + 10,46 + 8,05 = 20,61 \text{ kN/m}$$

5.1.2.4 – Cálculo dos Esforços

Foram calculadas esforços das vigas 1 e 15 através do programa de análise estrutural Ftool.

- Viga 1

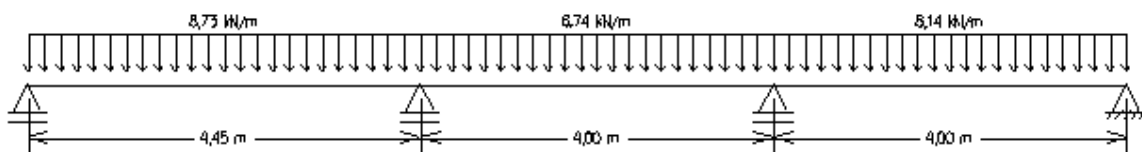


Figura 5.3 – Esquema estrutural dos esforços sobre a viga 1.

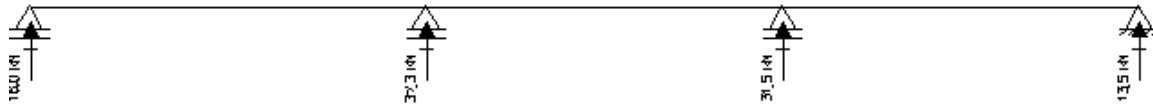


Figura 5.4 – Reações de apoio devido às cargas sobre a viga 1.

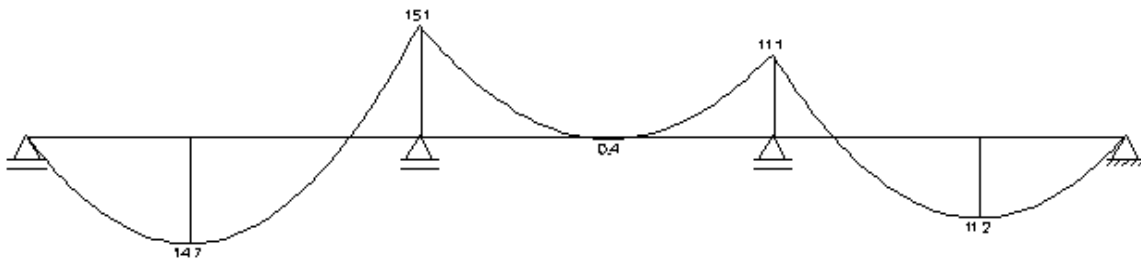


Figura 5.5 – Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga 1 (kNm).

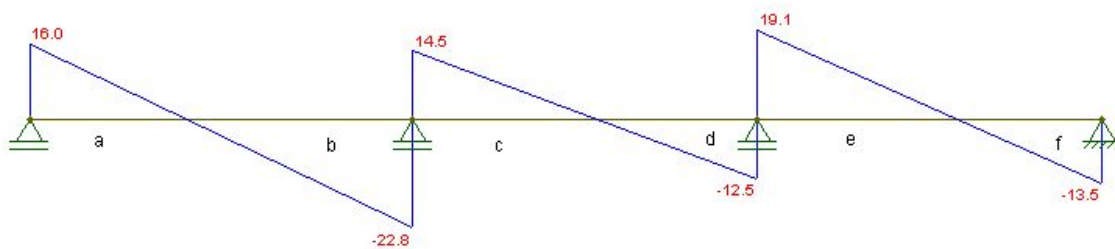


Figura 5.6 – Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga 1 (kN), dividido em trechos.

- Viga 15

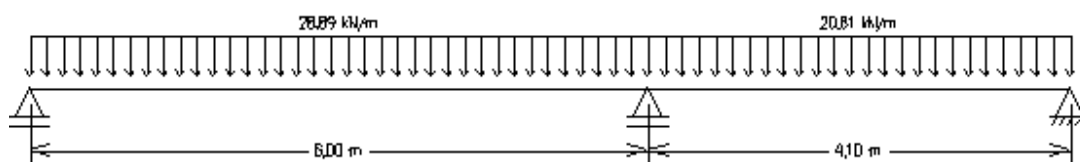


Figura 5.7 – Esquema estrutural dos esforços sobre a viga 15.



Figura 5.8 – Reações de apoio devido às cargas sobre a viga 15.

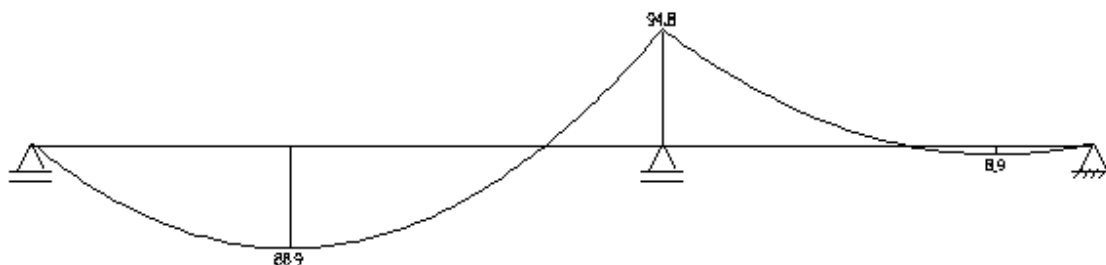


Figura 5.9 – Diagrama de momento fletor devido às cargas sobre a viga 15 (kNm).

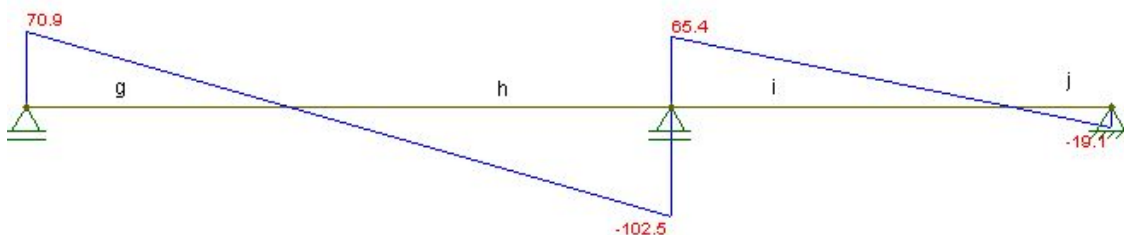


Figura 5.10 – Diagrama de esforço cortante devido às cargas sobre a viga 15 (kN), dividido em trechos.

5.1.3 Dimensionamento da armadura

5.1.3.1 Dimensionamento da armadura longitudinal

5.1.3.1.1 Altura útil da viga

A altura útil da viga foi dada por:

$$d = h - d' = 40 - 6 = 34\text{cm.}$$

5.1.3.1.2 – Domínio de Trabalho

Em vigas, na flexão simples a ruptura pode ocorrer nos domínios 2, 3 ou 4. Para determinar o domínio de trabalho da viga, deve-se primeiro determinar a altura da zona comprimida pela equação a seguir:

$$x = 1,25.d \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2 f_{cd}}} \right]$$

Se $x \leq x_{23} = 0,259d$; $\sigma_{sd} = f_{yd}$, a viga estará no domínio 2.

Neste domínio, encurtamento do concreto na borda comprimida está compreendido entre 0 e 0,35%. O concreto é pouco solicitado e a armadura está em escoamento e a ruptura é do tipo dúctil.

Se $x_{23} \leq x \leq x_{34} = \frac{0,0035d}{(0,0035 + \varepsilon_{yd})}$; $\sigma_{sd} = f_{yd}$, a viga estará no domínio 3.

Neste domínio, ocorrerá o esmagamento do concreto e o alongamento da armadura está compreendido entre ε_{yd} e 1%, o concreto está adequadamente solicitado e a armadura está em escoamento ocasionando ruptura dúctil.

Sendo:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E}$$

Foi determinado então, o limite entre os domínios 3 e 4.

$$x_{3-4} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{yd}} d$$

$$x_{3-4} = \frac{0,0035}{0,0035 + 2,07 \cdot 10^{-3}} \cdot 34$$

$$x_{3-4} = \frac{0,0035}{0,0035 + 2,07 \cdot 10^{-3}} \cdot 34$$

$$x_{3-4} = 21,36 \text{ cm}$$

A seguir, o limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{2-3} = 0,259 \cdot d$$

$$x_{2-3} = 0,259 \cdot 34$$

$$x_{2-3} = 8,81 \text{ cm}$$

Na tabela abaixo estão os valores de x encontrados para os momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.

Tabela 5.2 – Valores de x para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.

Vigas	Msd (KNcm)	x (cm)
1	1470	2,03
1	-1510	2,08
1	40	0,05
1	-1110	1,52
1	1120	1,53
15	8690	14,00
15	-9480	15,63
15	890	1,21

Como pode ser observado, os valores de x estão no domínio 2 ($x \leq x_{23}$) ou no domínio 3 ($x_{23} \leq x \leq x_{34}$).

5.1.3.1.3 – Cálculo da Armadura

Para o cálculo da armadura, admitiram-se vigas com seção retangular com armadura simples que tem as seguintes características:

- A zona comprimida da seção sujeita a flexão tem forma retangular;
- As barras que constituem a armadura estão agrupadas junto à borda tracionada e podem ser imaginadas concentradas no seu centro de gravidade.

Logo a área de aço pode ser calculada por:

$$A_s = \frac{Msd}{f_y d \cdot (d - 0,4x)}$$

Esta deve ser menor que a área de aço mínima:

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot A_c = 0,00173 \cdot 15 \cdot 40 = 1,04 \text{ cm}^2$$

onde $\rho_{\min} = 0,173\%$ é a taxa de armadura mínima.

As áreas de aço para cada momento fletor máximo encontram-se na tabela a seguir.

Tabela 5.3 – Valores da área de aço para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.

Vigas	Msd (KNcm)	As (cm ²)
1	1470	1,02
1	-1510	1,05
1	40	0,03
1	-1110	0,76
1	1120	0,77
15	8690	7,04
15	-9480	7,86
15	890	0,61

No entanto, os valores de algumas áreas calculadas foram menores que a mínima. Deve-se, então adotar a área mínima de 1,04 cm².

Abaixo estão os valores das áreas para cada trecho das vigas 1 e 15 e o cálculo das áreas efetivas.

Tabela 5.4 – Valores da área de aço efetiva para momentos positivos e negativos das vigas 1 e 15.

Vigas	Msd (KNcm)	As, adot (cm ²)	Nº Barras	Φ (mm)	As, ef (cm ²)
1	1470	1,04	2	10	1,57
1	-1510	1,04	2	10	1,57
1	40	1,04	2	10	1,57
1	-1110	1,04	2	10	1,57
1	1120	1,04	2	10	1,57
15	8690	7,04	6	12,5	7,36
15	-9480	7,86	4	16	8,04
15	890	1,04	2	10	1,57

5.1.3.1.4 Detalhamento da armadura longitudinal

A viga escolhida para detalhamento foi a viga 1, que está apresentada em anexo na prancha “Vigas de cobertura”.

Para que haja redução no comprimento de algumas barras é importante que seja feito o escalonamento da armadura longitudinal proporcionando, assim, economia de aço.

5.1.3.1.4.1 Comprimento de ancoragem

O comprimento de ancoragem representa, fisicamente, o comprimento mínimo que uma barra reta deve ter, em contato com o concreto, para transmitir a ele (concreto) a máxima força de tração resistida pela barra (comprimento que a barra deve ter para que não haja escorregamento).

Pelo equilíbrio de tensões no aço e no concreto, o comprimento de ancoragem para uma barra reta pode ser obtido por:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Sendo f_{bd} o valor último da tensão de aderência de cálculo, definido em função da qualidade de aderência:

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

Sendo:

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para barras de diâmetro $\phi < 32mm$.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (30)^{2/3}}{1,4} = 1,45MPa$$

Então:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26MPa$$

$$l_b = \frac{10.500/1,15}{4 \cdot 3,26} = 333,4mm \cong 34cm$$

Deve-se calcular o valor de a_l , que é usado para deslocar o diagrama de momento fletor para o sentido mais desfavorável para que a área do diagrama seja aumentada.

Foi utilizado o modelo de cálculo II para a obtenção de a_l , que considera inclinação da biela $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$.

$$a_l = 0,5 \cdot d \cdot (\cot \theta - \cot g\alpha) = 0,5 \cdot 34 \cdot (\cot 45^\circ - \cot g90^\circ) = 17 \text{ cm}$$

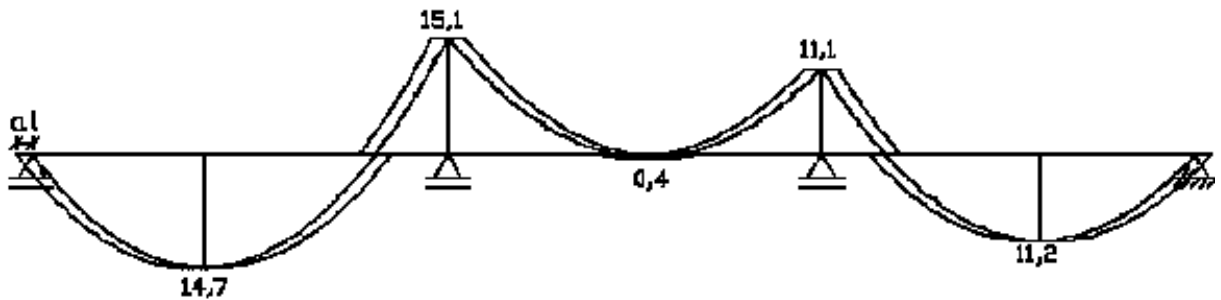


Figura 5.11–Diagrama de momento fletor da viga 1 com os respectivos deslocamentos a_l .

O comprimento mínimo de ancoragem é obtido por:

$$l_{bnec} = l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}}$$

Para P1:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{16,17}{34,43,5} = 0,18 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,efet} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{0,18}{1,57} = 4 \text{ cm}$$

Para P2:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{22,80.17}{34.43,5} = 0,26cm^2$$

$$A_{s,efet} = 1,57cm^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{0,26}{1,57} = 5,6cm$$

Para P3:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{19,10.17}{34.43,5} = 0,22cm^2$$

$$A_{s,efet} = 1,57cm^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{0,22}{1,57} = 4,8cm$$

Para P4:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{13,50.17}{34.43,5} = 0,16cm^2$$

$$A_{s,efet} = 1,57cm^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{0,16}{1,57} = 3,5cm$$

No entanto, a condição a seguir deve ser atendida:

$$l_{bnc} \geq \begin{cases} 0,3l_b = 0,3.34 = 10,2cm \\ 10\phi = 10.1 = 10cm \\ 10cm \end{cases}$$

Logo:

$$l_{bnc} = 10,2cm$$

5.1.3.2 Dimensionamento da armadura transversal

Para realizar o dimensionamento da armadura transversal (estribos) foram utilizados os diagramas de esforço cortante das vigas 1 e 15.

Procura-se manter o diâmetro dos estribos, modificando apenas o espaçamento.

5.1.3.2.1 – Modelo de cálculo I

Escolheu-se o modelo de cálculo I que admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Admite ainda que a parcela complementar V_c seja constante, independente da força cortante de cálculo na seção (V_{sd}).

5.1.3.2.2 – Verificação da biela comprimida

Independente da taxa de armadura transversal, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

V_{sd} é esforço cortante solicitante de projeto, calculado a $d/2$ do apoio, como será descrito a seguir;

V_{Rd2} é esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

$$V_{Rd2} = \alpha_{v2} f_{cd} b_w d = 0,88 \cdot 2,14 \cdot 0,15 \cdot 0,34 = 259,66 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

5.1.3.2.3 – Cálculo da armadura transversal

Além de se verificar a biela comprimida, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

V_{Rd3} é o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína por tração da diagonal;

V_c é a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_{sw} é a parcela de esforço cortante resistido pela armadura transversal

Considerando $V_{sd} = V_{Rd3}$ temos o seguinte:

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

5.1.3.2.4 – Cálculo de V_{sd}

Segundo a NBR-6118:2003, para o cálculo da armadura transversal no trecho próximo ao apoio, deve ser considerado o esforço cortante a uma distância a $d/2$ do apoio para que seja mais econômica, já que o V_{sd} passará a ter um valor menor.

5.1.3.2.5 – Cálculo de V_c

De acordo com a NBR-6118:2003, para o caso de flexão simples, com a linha neutra cortando a seção, V_c pode ser calculado por:

$$V_c = V_{co} = 0,6f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,14 \cdot 15 \cdot 34 = 44,32kN$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,20MPa$$
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,20}{1,4} = 0,14MPa$$

5.1.3.2.6 – Cálculo de A_s

O cálculo da área de aço é feito por metro de viga através da seguinte fórmula:

$$A_{sw} = \frac{A_{V_{sw}}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad em \quad \frac{cm^2}{m}$$

O número de estribos é obtido através de:

$$N^{\circ} E = \frac{A_{sw}}{2A_{\phi}}$$

Sendo A_{ϕ} a área da seção transversal da barra que está em função do seu diâmetro. De acordo com a NBR-6118:2003, o diâmetro da barra deve estar no intervalo $5mm \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10}$. Logo, foi adotado diâmetro de 6.3mm ($A_{\phi} = 0,31cm^2$).

O espaçamento é determinado pelo trecho analisado dividido pelo número de estribos.

Para garantir a ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura deve ter uma taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \sin \alpha}$$

Esta taxa deve ser maior que a taxa mínima de aço:

$$\rho_{sw, \min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{2,9}{600} = 0,097$$

5.1.3.2.7 – Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento.

Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300mm \cdots se V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200mm \cdots se V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases}$$

O espaçamento máximo adotado será sempre o de menor valor.

5.1.3.2.8 – Número de estribos

O número de estribos utilizado no projeto será obtido através da divisão do trecho pelo espaçamento adotado.

5.1.3.2.9 – Resultados

Na tabela abaixo estão os resultados dos espaçamentos, das taxas de armadura e do número de estribos que serão utilizadas no projeto.

Tabela 5.5 – Resultados dos espaçamentos e das taxas de armadura para cada trecho da viga.

trecho	V (kN)	Vmaj (kN)	Vsd a d/2 do apoio (kN)	Vsw (kN)	ρ_{swmin} (%)	Smax	Espaçamento (cm)		ρ_{sw} (%)		Número de estribos	
							Tramo do apoio	Tramo restante	Tramo do apoio	Tramo restante	Tramo do apoio	Tramo restante
a	83,87	117,42	101,14	56,82	0,097	20,4	20,4	15,6	0,097	0,265	2	4
b	50,65	70,91	70,91	26,59	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
c	35,24	49,34	49,34	5,02	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
d	63,93	89,50	84,13	39,81	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	2	3
e	96,24	134,74	121,16	76,84	0,097	20,4	12,9	15,6	0,320	0,265	3	4
f	68,53	95,94	95,94	51,63	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
g	35,25	49,35	49,35	5,03	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
h	50,65	70,91	70,91	26,59	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
i	79,27	110,98	86,20	41,88	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	2	3

5.1.4 - Flecha da viga

5.1.4.1- Flecha imediata

5.1.4.1.1 - Cálculo da Inércia equivalente

A inércia equivalente deve ser calculada quando o valor do momento de serviço atuante for maior que o momento fletor de fissuração.

5.1.4.1.2 - Momento fletor de fissuração do elemento estrutural

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{cm} I_c}{y_t}$$

Sendo:

$$\alpha = 1,5 \text{ (seção retangular)}$$

$$f_{cm} = 0,3 * (f_{ck})^{2/3} = 0,3 * (30)^{2/3} = 2,896 \text{MPa} = 0,2896 \text{kN} / \text{cm}^2$$

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} = \frac{15 * 40^3}{12} = 80000 \text{cm}^4$$

$$y_t = \frac{40}{2} = 20 \text{cm}$$

5.1.4.1.3 - Momento de serviço atuante

O momento de serviço atuante foi calculado para o caso mais crítico de cada viga.

- Para a viga 1:

$$M_a = \frac{1470}{1,4} = 1050 \text{kNcm}$$

Como $M_a < M_r$, não está no estágio II

- Para a viga 15:

$$M_a = \frac{8690}{1,4} = 6207 \text{kNcm}$$

Como $M_a > M_r$, vai fissurar (estádio II)

5.1.4.1.4 - Relação entre módulos de elasticidade

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cs}}$$

Sendo:

$$E_{cs} = 0,85 * 5600 * \sqrt{f_{ck}} = 0,85 * 5600 * \sqrt{30} = 26071,6MPa$$

$$E_s = 210000MPa$$

Então:

$$\alpha_e = \frac{210000}{26071,6} = 8,05$$

5.1.4.1.5 - Posição da linha neutra em serviço (estádio II)

$$x_{II} = \frac{\alpha_e A_s}{b_w} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2b_w d}{\alpha_e A_s}} \right) = \frac{8,05 * 7,36}{15} \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2 * 15 * 34}{8,05 * 7,36}} \right) = 12,44cm$$

5.1.4.1.6 - Momento de Inércia da seção fissurada no Estádio II

$$I_{II} = \frac{b_w (x_{II})^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x_{II})^2 = \frac{15 * (12,44)^3}{3} + 8,05 * 7,36 * (34 - 12,44)^2 = 37166cm^4$$

5.1.4.1.7 - Inércia equivalente

$$(EI)_{eq} = E_{cs} \left\{ \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^3 \right] I_{II} \right\} = 26071,6 \left\{ \left(\frac{1737,6}{6207} \right)^3 * 80000 + \left[1 - \left(\frac{1737,6}{6207} \right)^3 \right] 37166 \right\}$$

$$(EI)_{eq} = 993475757,7 \text{ kNcm}^2$$

O valor da inércia equivalente da viga 15 foi inserido no programa de análise estrutural Ftool.

Os valores das flechas imediatas das vigas 1 e 15 para cada vão foram calculados no programa de análise estrutural Ftool, como é mostrado nas figuras a seguir.

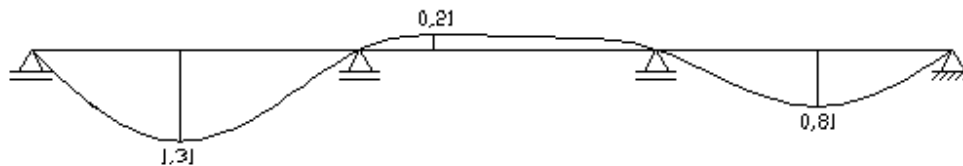


Figura 5.12 – Flecha, em mm, da viga 1, calculada pelo programa de análise estrutural Ftool.

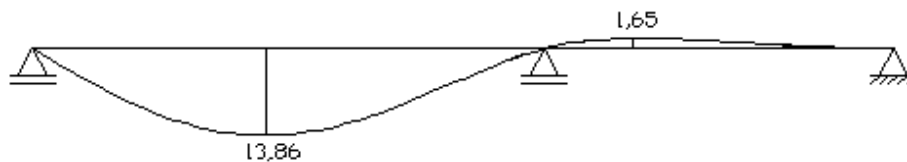


Figura 5.13 – Flecha, em mm, da viga 15, calculada pelo programa de análise estrutural Ftool.

5.1.4.2- Flecha final, diferida no tempo

A flecha diferida no tempo pode ser calculada por:

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_t) f_0$$

Sendo:

f_0 a flecha imediata

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

$$\rho' = \frac{A'_s}{b_w d} = 0$$

Supondo que o carregamento ocorra 15 dias após a construção, temos, pela tabela 17.1 da NBR6118:2003 que:

$$\xi(t = \infty) = 2$$

$$\xi(t = 0,5\text{mês}) = 0,54$$

$$\Delta\xi = 2 - 0,54 = 1,46$$

Então:

$$\alpha_t = \frac{1,46}{1 + 0} = 1,46$$

Os resultados da flecha diferida no tempo para cada vão das vigas 1 e 15 podem ser vistos na tabela 5.6.

5.3.3.3 Flecha admissível

Segundo a norma NBR-6118:2003 (Tabela 19 – Limites de deslocamentos) a flecha admissível pode ser calculada por:

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

l é o vão da viga.

5.3.3.4 Resultados

Os valores das flechas imediata, diferida no tempo e admissível encontram-se na tabela a seguir.

Tabela 5.6 – Resultados das flechas imediatas, diferida no tempo e admissível.

viga	f_0 (mm)	α_t	f_∞ (mm)	l (mm)	f_{adm} (mm)
1	1,31	1,46	1,91	4450	17,80
1	0,21	1,46	0,31	4000	16,00
1	0,81	1,46	1,18	4000	16,00
15	13,86	1,46	20,24	6000	24,00
15	1,65	1,46	2,41	4100	16,40

Como pode ser observado, a flecha de cada vão foi menor que as respectivas flechas final e admissível, atendendo às exigências da norma.

CAPITULO VI – DIMENSIONAMENTO MANUAL DA VIGA DA PONTE ROLANTE

6.1– Vigas da Ponte Rolante

Servem de apoio para os trilhos de uma ponte rolante em um galpão que será utilizado como laboratório de estruturas. As vigas em questão se apóiam em mísulas engastadas nos pilares.

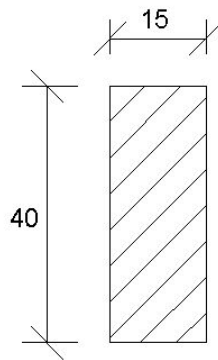


Figura 6.1 – Seção transversal da viga.

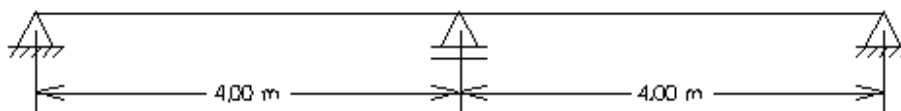


Figura 6.2 - Seção longitudinal da viga.

A seção transversal da viga foi determinada através da estimativa para a altura de vigas situadas em tramos intermediários:

$$h = \frac{l_0}{12} = \frac{4,00}{12} = 0,33m$$

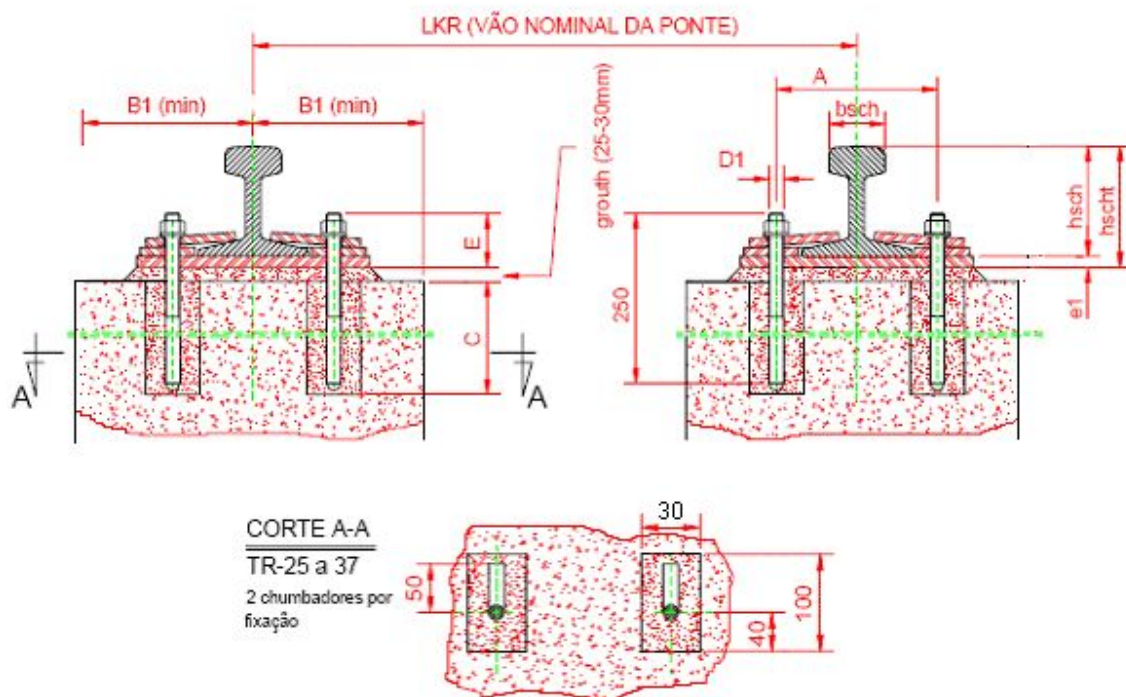
onde l_0 é o maior vão livre entre os tramos intermediários.

Determinou-se então que as vigas da ponte rolante terão seções com dimensões 15x40 cm.

6.1.1 – Especificações do trilho

A seguir, encontram-se as especificações do trilho, das placas de apoio, dos chumbadores, das porcas, arruelas e outros materiais necessários para fixação do trilho na viga.

Além disso, segundo a fabricante DMAG, o peso do trilho é de 0,73 kN/m. O vão livre da ponte rolante é de 5,65m.



A	bsch	hsch	hscht	C	E	D1	e1	B1
91	54	98	108	250	60	M16	10	75

Figura 6.3 – Especificações do trilho da ponte rolante (medidas em mm).

6.1.2 – Ações sobre o elemento

- carga permanente: peso próprio da ponte rolante (6 kN por roda).
- carga acidental: carga móvel da ponte rolante (52 kN por roda).

A carga máxima considerada por roda será de 58 kN e a distância considerada será de 2 m, conforme esquema abaixo.

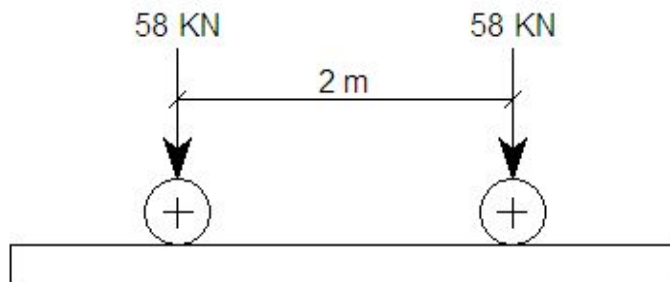


Figura 7.4 – Trem-tipo.

6.1.2.1 – Esforços devido à carga permanente

Foram consideradas as cargas devido ao peso próprio da viga e devido ao peso do trilho da ponte rolante sobre ela.

O cálculo das cargas permanentes pode ser dado por:

$$p_p = \gamma \cdot A_c + p_{\text{trilho}} = (25 \cdot 0,15 \cdot 0,40) + 0,73 = 2,23 \text{ kN/m}$$

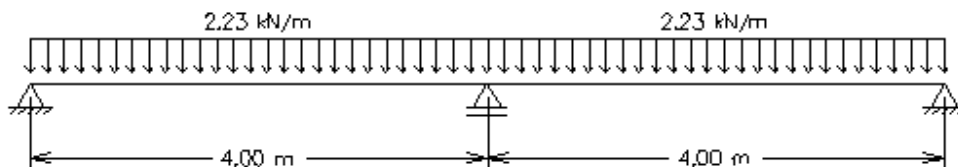


Figura 6.5 – Esquema de carga permanente da viga.

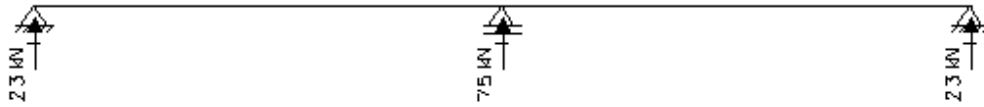


Figura 6.6 – Reações de apoio devido à carga permanente.

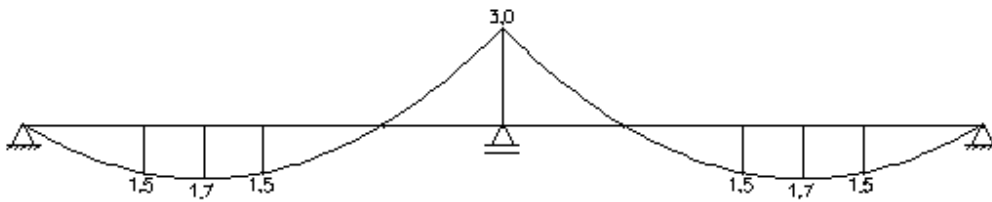


Figura 6.7 - Diagrama de momento fletor devido à carga permanente.

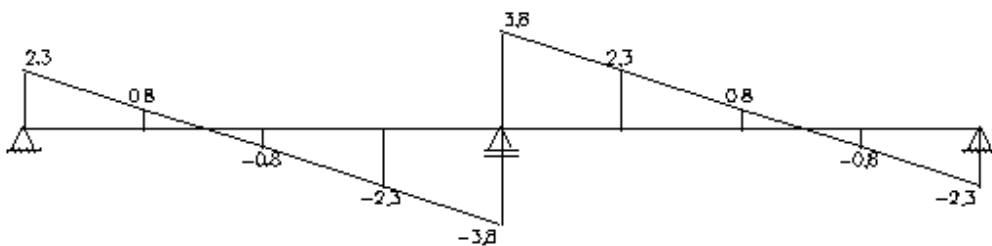


Figura 6.8 - Diagrama de esforço cortante devido à carga permanente.

6.1.2.2 - Esforços devido à carga móvel

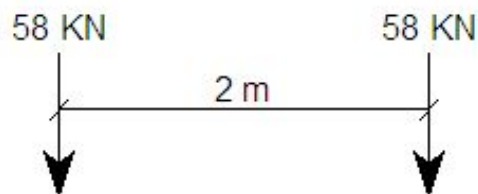


Figura 6.9 - Cargas admissíveis para apoio da ponte rolante.

6.1.3 - Linhas de influência

Foram determinadas as seções que serão analisadas através das linhas de influência, por metro.

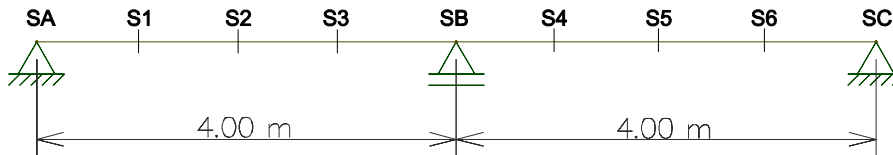
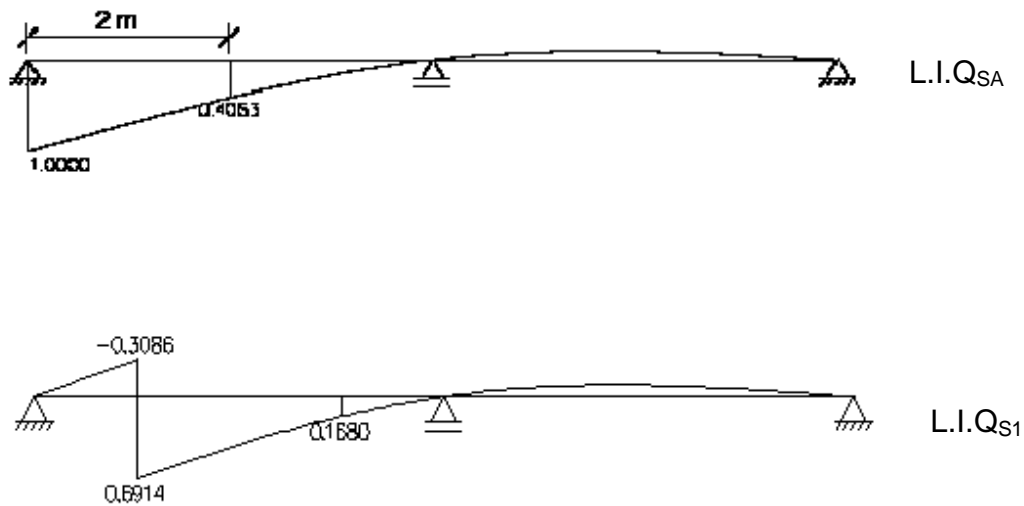


Figura 6.10 – Determinação das seções da linha de influência, por metro.

6.1.3.1- Linhas de Influência para esforços cortantes

Foram calculadas as linhas de influência para esforços cortantes através do programa de análise estrutural Ftool.



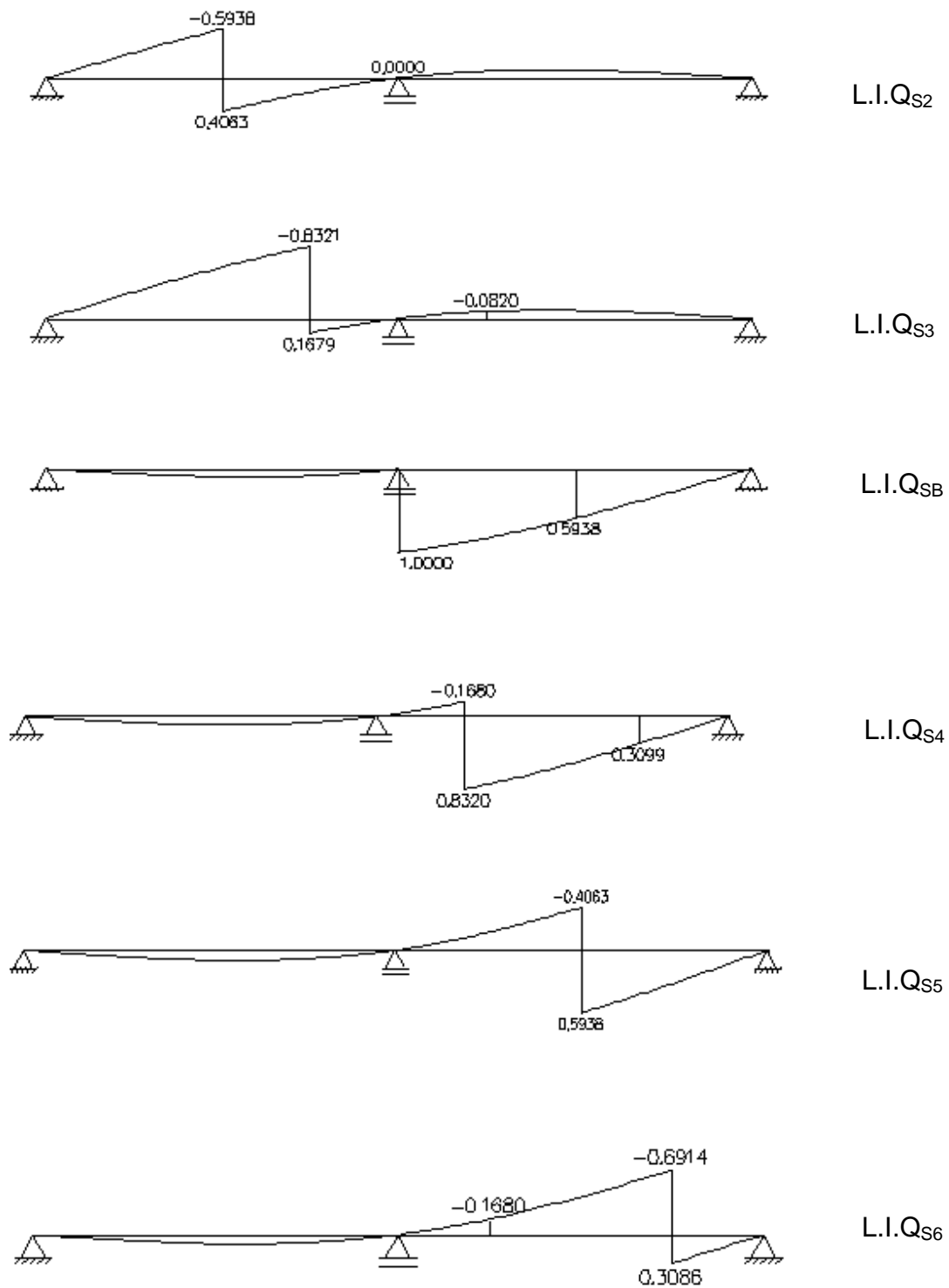


Figura 6.11 – Linhas de influência de esforços cortantes para as seções

6.1.3.1.1 - Cálculo dos esforços cortantes positivos

Por simetria:

$$Q_{SA} = Q_{SC} = 58 (1 + 0,4063) = 81,57 \text{ kN}$$

$$Q_{S1} = Q_{S6} = 58 (0,6914 + 0,1680) = 49,85 \text{ kN}$$

$$Q_{S2} = Q_{S5} = 58 (0,5938 + 0) = 34,44 \text{ kN}$$

$$Q_{S3} = Q_{S4} = 58 (0,8320 + 0,3099) = 66,23 \text{ kN}$$

$$Q_{SB} = 58 (1 + 0,5938) = 92,44 \text{ kN}$$

6.1.3.1.2 - Cálculo dos esforços cortantes negativos

$$Q_{SA} = Q_{SC} = 0$$

$$Q_{S1} = Q_{S6} = 58 (-0,6914 - 0,1680) = - 49,85 \text{ kN}$$

$$Q_{S2} = Q_{S5} = 58 (-0,5938 + 0) = - 34,44 \text{ kN}$$

$$Q_{S3} = Q_{S4} = 58 (-0,8321 + 0) = - 48,26 \text{ kN}$$

$$Q_{SB} = 0$$

6.1.3.1.3 - Esforços cortantes máximos

$$Q_{Smáx+} = 92,44 \text{ kN}$$

$$Q_{Smáx-} = - 49,85 \text{ kN}$$

6.1.3.2 - Linhas de Influência para momentos fletores

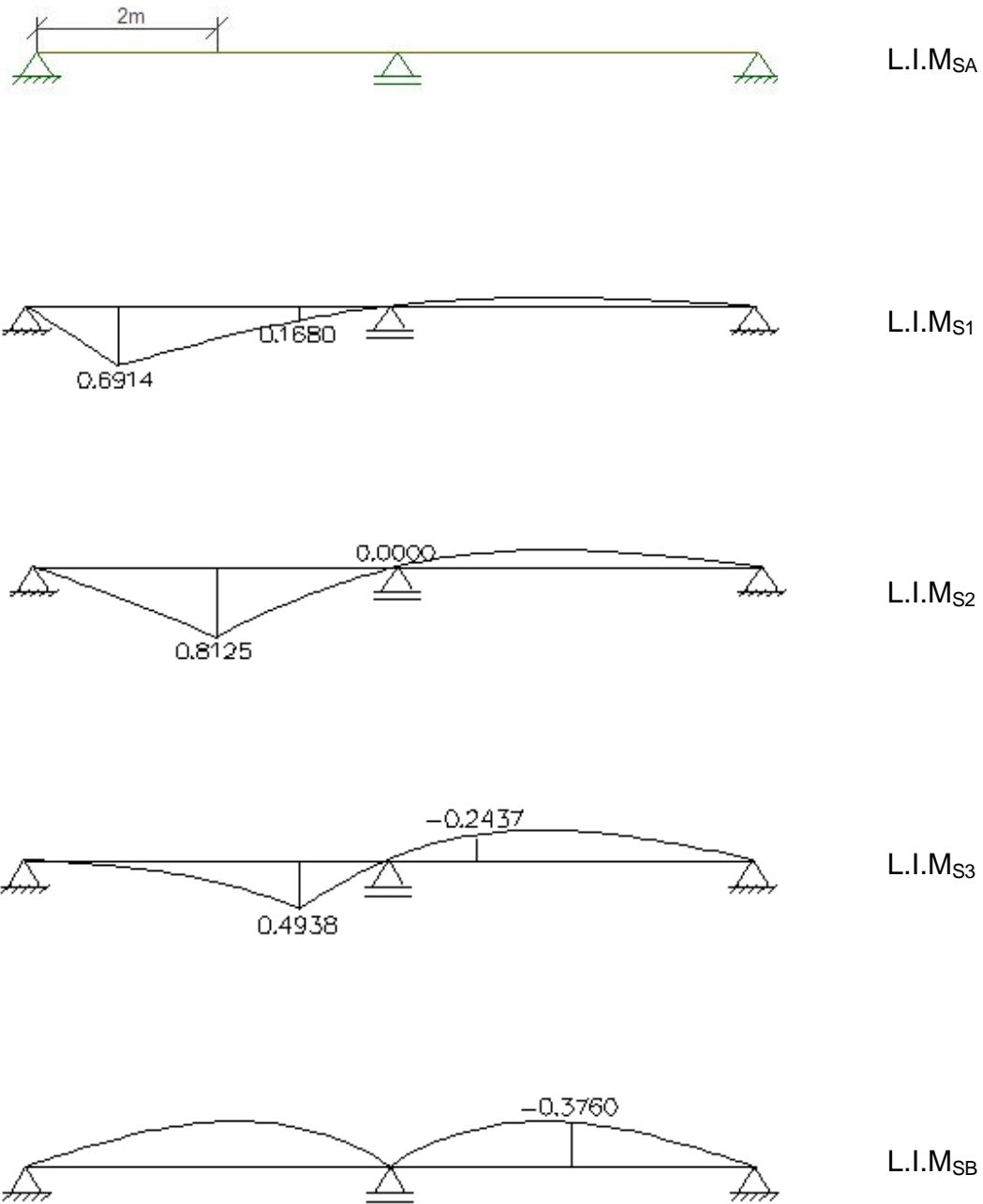


Figura 6.12 – Linhas de influência de momentos fletores para as seções.

6.1.3.2.1 - Cálculo dos momentos fletores positivos

Por simetria:

$$M_{SA} = M_{SC} = 0$$

$$M_{S1} = M_{S6} = 58 (0,6914+0,1680) = 49,84 \text{ kNm}$$

$$M_{S2} = M_{S5} = 58 (0,8125+0) = 47,12 \text{ kNm}$$

$$M_{S3} = M_{S4} = 58 (0,4928 +0) = 28,58 \text{ kNm}$$

$$M_{SB} = 0$$

6.1.3.2.2 - Cálculo dos momentos fletores negativos

$$M_{SA} = M_{SC} = 0$$

$$M_{S1} = M_{S6} = 0$$

$$M_{S2} = M_{S5} = 0$$

$$M_{S3} = M_{S4} = 58 (0 + 0,2437) = - 14,14 \text{ kNm}$$

$$M_{SB} = 58 (0 + 0,3760) = - 21,81 \text{ kNm}$$

6.1.3.2.3 - Momentos fletores máximos

$$M_{Smáx+} = 49,84 \text{ kNm}$$

$$M_{Smáx-} = - 21,81 \text{ kNm}$$

6.1.4 - Envolvórias

Foram calculadas as envoltórias de esforço cortante e de momento fletor na viga, de acordo com as tabelas a seguir, considerando a cargas permanente e móvel.

6.1.4.1 – Envolvória de esforço cortante

Tabela 6.1 – Cálculo da envoltória de esforço cortante (kN)

seção	C.P.	C.M.(+)	C.M.(-)	C.P. + C.M. (+)	C.P. + C.M. (-)
S _A	2,30	81,57	0	83,87	2,30
S ₁	0,80	49,85	-49,85	50,65	-49,05
S ₂	-0,80	34,44	-34,44	33,64	-35,24
S ₃	-2,30	66,23	-48,26	63,93	-50,56
S _B	-3,80	92,44	0	88,64	-3,80
	3,80			96,24	3,80
S ₄	2,30	66,23	-48,26	68,53	-45,96
S ₅	0,80	34,44	-34,44	35,25	-33,64
S ₆	-0,80	49,85	-49,85	49,05	-50,65
S _C	-2,30	81,57	0	79,27	-2,30

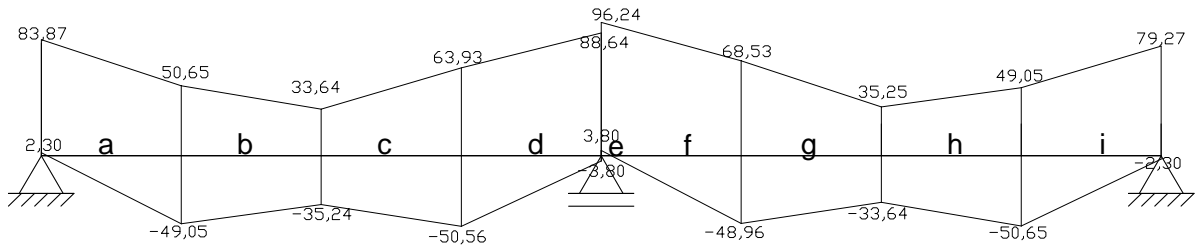


Figura 6.13 – Envoltória de esforço cortante.

6.1.4.2 - Envoltória de momento fletor

Tabela 6.2 – Cálculo da envoltória de momento fletor (kNm).

seção	C.P.	C.M. (+)	C.M. (-)	C.P. + C.M. (+)	C.P. + C.M. (-)
S _A	0	0	0	0	0
S ₁	1,50	49,84	0	51,34	1,50
S ₂	1,50	47,12	0	48,62	1,50
S ₃	0	28,58	-14,14	28,58	-14,14
S _B	-3,00	0	-21,81	-3,00	-24,81
S ₄	0	28,58	-14,14	28,58	-14,14
S ₅	1,50	47,12	0	48,62	1,50
S ₆	1,50	49,84	0	51,34	1,50
S _D	0	0	0	0,00	0,00

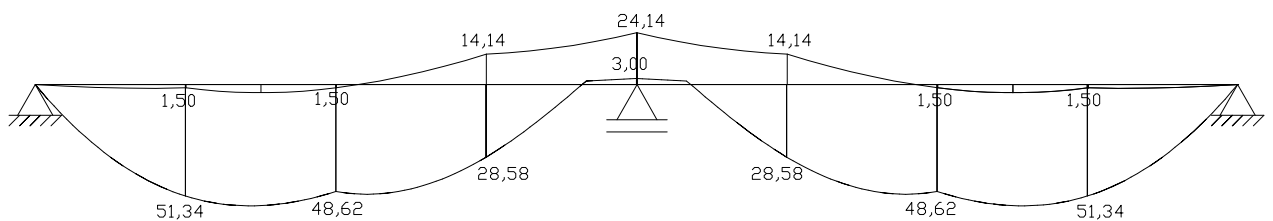


Figura 6.14 – Envoltória de momento fletor.

6.1.5 - Dimensionamento da Armadura

6.1.5.1 - Dimensionamento da Armadura Longitudinal

6.1.5.1.1 - Altura útil da viga

A altura útil da viga foi dada por:

$$d = h - d' = 40 - 6 = 34\text{cm.}$$

6.1.5.1.2 – Domínio de Trabalho

Em vigas, na flexão simples a ruptura pode ocorrer nos domínios 2, 3 ou 4. Para determinar o domínio de trabalho da viga, deve-se primeiro determinar a altura da zona comprimida pela equação a seguir:

$$x = 1,25.d. \left[1 - \sqrt{1 - \frac{M_d}{0,425.b.d^2 fcd}} \right]$$

Se $x \leq x_{23} = 0,259d$; $e\sigma_{sd} = f_{yd}$, a viga estará no domínio 2.

Neste domínio, encurtamento do concreto na borda comprimida está compreendido entre 0 e 0,35%. O concreto é pouco solicitado e a armadura está em escoamento e a ruptura é do tipo dúctil.

Se $x_{23} \leq x \leq x_{34} = \frac{0,0035d}{(0,0035 + \varepsilon_{yd})}$; $e\sigma_{sd} = f_{yd}$, a viga estará no domínio 3.

Neste domínio, ocorrerá o esmagamento do concreto e o alongamento da armadura está compreendido entre ε_{yd} e 1%, o concreto está adequadamente solicitado e a armadura está em escoamento ocasionando ruptura dúctil.

Sendo:

$$\varepsilon_{yd} = \frac{f_{yd}}{E}$$

Foi determinado então, o limite entre os domínios 3 e 4.

$$x_{3-4} = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c + \varepsilon_{yd}} d$$

$$x_{3-4} = \frac{0,0035}{0,0035 + 2,07 \cdot 10^{-3}} \cdot 34$$

$$x_{3-4} = \frac{0,0035}{0,0035 + 2,07 \cdot 10^{-3}} \cdot 34$$

$$x_{3-4} = 21,36 \text{ cm}$$

A seguir, o limite entre os domínios 2 e 3:

$$x_{2-3} = 0,259 \cdot d$$

$$x_{2-3} = 0,259 \cdot 34$$

$$x_{2-3} = 8,81 \text{ cm}$$

Na tabela abaixo estão os valores de x encontrados para os momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.

Tabela 6.3 – Valores de x para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.

Msd (KNcm)	x (cm)
5134	7,59
4862	7,14
2858	4,04
-2481	3,48
2858	4,04
4862	7,14
5134	7,59

Como pode ser observado, todos os valores de x estão no domínio 2 ($x \leq x_{23}$).

7.1.5.1.3 – Cálculo da Armadura Longitudinal

Para o cálculo da armadura, admitiram-se vigas com seção retangular com armadura simples que tem as seguintes características:

- A zona comprimida da seção sujeita a flexão tem forma retangular;
- As barras que constituem a armadura estão agrupadas junto à borda tracionada e podem ser imaginadas concentradas no seu centro de gravidade.

Logo a área de aço pode ser calculada por:

$$A_s = \frac{Msd}{f_y d \cdot (d - 0,4x)}$$

Esta deve ser menor que a área de aço mínima:

$$A_{s\min} = \rho_{\min} \cdot A_c = 0,00173 \cdot 15.40 = 1,04 \text{ cm}^2$$

onde $\rho_{\min} = 0,173\%$ é a taxa de armadura mínima.

As áreas de aço para cada momento fletor máximo encontram-se na tabela a seguir.

Tabela 6.4 – Valores da área de aço para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.

Msd (KNcm)	As (cm²)
5134	3,81
4862	3,59
2858	2,03
-2481	1,71
2858	2,03
4862	3,59
5134	3,81

Todas as áreas de aço calculadas foram maiores que a área de aço mínima.

Abaixo estão os valores das áreas para cada trecho da viga da ponte rolante e o cálculo das áreas efetivas.

Tabela 6.5 – Valores da área de aço efetiva para momentos positivos e negativos da viga da ponte rolante.

Msd (KNcm)	As (cm2)	Nº Barras	φ (mm)	As,ef (cm2)
5134	3,81	2	16	4,02
4862	3,59	2	16	4,02
2858	2,03	4	10	3,14
-2481	1,71	2	12,5	2,45
2858	2,03	4	10	3,14
4862	3,59	2	16	4,02
5134	3,81	2	16	4,02

6.1.5.1.4 - Detalhamento da armadura longitudinal

Para que haja redução no comprimento de algumas barras é importante que seja feito o escalonamento da armadura longitudinal proporcionando, assim, economia de aço.

6.1.5.1.4.1- Comprimento de ancoragem

O comprimento de ancoragem representa, fisicamente, o comprimento mínimo que uma barra reta deve ter, em contato com o concreto, para transmitir a ele (concreto) a máxima força de tração resistida pela barra (comprimento que a barra deve ter para que não haja escorregamento).

Pelo equilíbrio de tensões no aço e no concreto, o comprimento de ancoragem para uma barra reta pode ser obtido por:

$$l_b = \frac{\phi \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}}$$

Sendo f_{bd} o valor último da tensão de aderência de cálculo, definido em função da qualidade de aderência:

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

Sendo:

$\eta_1 = 2,25$ para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência;

$\eta_3 = 1,0$ para barras de diâmetro $\phi < 32mm$.

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (f_{ck})^{2/3}}{\gamma_c} = \frac{0,21 \cdot (30)^{2/3}}{1,4} = 1,45MPa$$

Então:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 1,45 = 3,26MPa$$

Para $\phi = 10mm$

$$l_b = \frac{10.500/1,15}{4.3,26} = 333,4mm \cong 34cm$$

Para $\phi = 12,5mm$

$$l_b = \frac{12,5.500/1,15}{4.3,26} = 416,8mm \cong 42cm$$

Para $\phi = 16mm$

$$l_b = \frac{16.500/1,15}{4.3,26} = 533,5mm \cong 53cm$$

Deve-se calcular o valor de a_l , que é usado para deslocar o diagrama de momento fletor para o sentido mais desfavorável para que a área do diagrama seja aumentada.

Foi utilizado o modelo de cálculo II para a obtenção de a_l , que considera inclinação da biela $\theta = 45^\circ$ e $\alpha = 90^\circ$.

$$a_l = 0,5 \cdot d \cdot (\cot \theta - \cot g\alpha) = 0,5 \cdot 34 \cdot (\cot 45^\circ - \cot 90^\circ) = 17 \text{ cm}$$

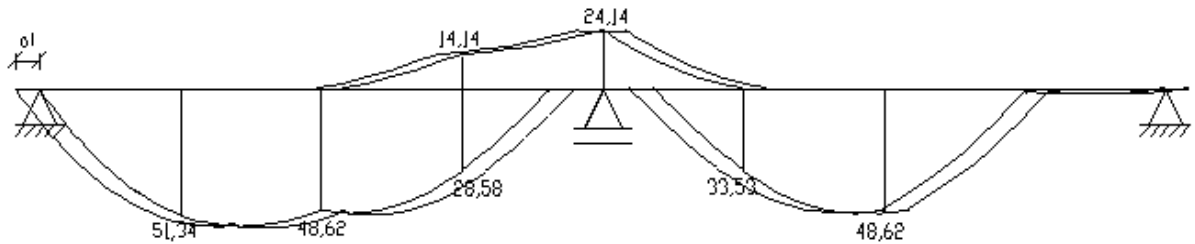


Figura 6.15 – Diagrama de momento fletor da viga da ponte rolante com os respectivos deslocamentos a_l .

O comprimento mínimo de ancoragem é obtido por:

$$l_{bnec} = l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,efet}}$$

Para P2:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{93,97 \cdot 17}{34 \cdot 43,5} = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,efet} = 4,02 \text{ cm}^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{1,08}{4,02} = 9,1 \text{ cm}$$

Para P3:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{96,24.17}{34.43,5} = 1,11 cm^2$$

$$A_{s,efet} = 4,02 cm^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{1,11}{4,02} = 9,4 cm$$

Para P4:

$$A_{s,calc} = \frac{V_d a_l}{df_{yd}} = \frac{2,3.17}{34.43,5} = 0,03 cm^2$$

$$A_{s,efet} = 4,02 cm^2$$

$$l_{bnec} = 34 \frac{0,03}{4,02} = 0,3 cm$$

No entanto, a condição a seguir deve ser atendida:

$$l_{bnec} \geq \begin{cases} 0,3l_b \\ 10\phi \\ 10cm \end{cases}$$

Logo:

Para P2:

$$l_{bnec} \geq \begin{cases} 0,3l_b = 0,3.53 = 15,9 cm \\ 10\phi = 10.1 = 10 cm \\ 10 cm \end{cases}$$

Adotar $l_{bnec} = 16cm$.

Para P3:

$$l_{bnec} \geq \begin{cases} 0,3l_b = 0,3.53 = 15,9cm \\ 10\phi = 10.1,25 = 12,5cm \\ 10cm \end{cases}$$

Adotar $l_{bnec} = 16cm$.

Para P4:

$$l_{bnec} \geq \begin{cases} 0,3l_b = 0,3.53 = 15,9cm \\ 10\phi = 10.1,6 = 16cm \\ 10cm \end{cases}$$

Adotar $l_{bnec} = 16cm$.

6.1.5.1.4.2 - Cálculo do comprimento de emendas por traspasse (l_t)

Em alguns casos será necessário emendar barras, e, se possível, as emendas devem ocorrer em trechos em que elas estejam comprimidas, pois assim todas podem se dar na mesma seção. O comprimento de traspasse é igual ao comprimento de ancoragem, obedecendo a:

$$l_t = l_b \geq \begin{cases} 10\phi = 10.1 = 10cm \\ 15cm \\ 0,6l_{b1} = 0,6.34 = 20,4cm \end{cases}$$

Adotou-se o valor de 20,4cm para o traspasse da barra.

6.1.5.2 - Dimensionamento da armadura transversal

Para realizar o dimensionamento da armadura transversal (estribos) foi utilizada a envoltória de esforço cortante. Em cada trecho, foi empregado o diagrama de maior área.

Procura-se manter o diâmetro dos estribos, modificando apenas o espaçamento.

6.1.5.2.1 - Modelo de cálculo I

Escolheu-se o modelo de cálculo I que admite diagonais de compressão inclinadas de $\theta = 45^\circ$ em relação ao eixo longitudinal do elemento estrutural. Admite ainda que a parcela complementar V_c seja constante, independente da força cortante de cálculo na seção (V_{sd}).

6.1.5.2.1.1 - Verificação da biela comprimida

Independente da taxa de armadura transversal, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

Onde:

V_{sd} é esforço cortante solicitante de projeto, calculado a $d/2$ do apoio, como será descrito a seguir;

V_{Rd2} é esforço cortante resistente de cálculo, relativa à ruína da biela;

$$V_{Rd2} = \alpha_{v2} f_{cd} b_w d = 0,88 \cdot 2,14 \cdot 0,15 \cdot 0,34 = 259,66 \text{ kN}$$

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,88$$

6.1.5.2.2 - Cálculo da armadura transversal

Além de se verificar a biela comprimida, deve ser verificada a seguinte condição:

$$V_{sd} \leq V_{Rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

V_{Rd3} é o esforço cortante resistente de cálculo relativo à ruína por tração da diagonal;

V_c é a parcela de esforço cortante resistido pelo concreto;

V_{sw} é a parcela de esforço cortante resistido pela armadura transversal

Considerando $V_{sd} = V_{Rd3}$ temos o seguinte:

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

6.1.5.2.2.1 - Cálculo de V_{sd}

Segundo a NBR-6118:2003, para o cálculo da armadura transversal no trecho próximo ao apoio, deve ser considerado o esforço cortante a uma distância a $d/2$ do apoio para que seja mais econômica, já que o V_{sd} passará a ter um valor menor.

6.1.5.2.2.2 - Cálculo de V_c

De acordo com a NBR-6118:2003, para o caso de flexão simples, com a linha neutra cortando a seção, V_c pode ser calculado por:

$$V_c = V_{co} = 0,6 f_{ctd} \cdot b_w \cdot d = 0,6 \cdot 0,14 \cdot 15 \cdot 34 = 44,32 \text{ kN}$$

Sendo:

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 0,20 MPa$$
$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} = \frac{0,20}{1,4} = 0,14 MPa$$

6.1.5.2.2.3 - Cálculo de A_s

O cálculo da área de aço é feito por metro de viga através da seguinte fórmula:

$$A_{sw} = \frac{A_{V,sw}}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} \quad em \quad \frac{cm^2}{m}$$

O número de estribos é obtido através de:

$$N^{\circ} E = \frac{A_{sw}}{2A_{\phi}}$$

Sendo A_{ϕ} a área da seção transversal da barra que está em função do seu diâmetro. De acordo com a NBR-6118:2003, o diâmetro da barra deve estar no intervalo $5mm \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10}$. Logo, foi adotado diâmetro de 6.3mm ($A_{\phi} = 0,31cm^2$).

O espaçamento é determinado pelo trecho analisado dividido pelo número de estribos.

Para garantir a ductilidade à ruína por cisalhamento, a armadura deve ter uma taxa geométrica dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \text{sen} \alpha}$$

Esta taxa deve ser maior que a taxa mínima de aço:

$$\rho_{sw,min} = 0,2 \frac{f_{ctm}}{f_{ywk}} = 0,2 \cdot \frac{2,9}{600} = 0,097$$

6.1.5.2.2.4 - Espaçamento longitudinal mínimo e máximo

O espaçamento mínimo entre estribos, na direção longitudinal da viga, deve ser suficiente para a passagem do vibrador, garantindo um bom adensamento.

Para que não ocorra ruptura por cisalhamento nas seções entre os estribos, o espaçamento máximo deve atender às seguintes condições:

$$S_{m\acute{a}x} \leq \begin{cases} 0,6d \leq 300mm \dots se V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2} \\ 0,3d \leq 200mm \dots se V_{sd} > 0,67V_{Rd2} \end{cases}$$

O espaçamento máximo adotado será sempre o de menor valor.

6.1.5.2.3 - Resultados

Na tabela abaixo estão os resultados dos espaçamentos e das taxas de armadura que serão utilizadas no projeto.

Tabela 6.6 – Resultados dos espaçamentos e das taxas de armadura para cada trecho da viga da ponte rolante.

trecho	V (kN)	Vmaj (kN)	Vsd a d/2 do apoio (kN)	Vsw (kN)	ρ_{swmin} (%)	Smax	Espaçamento (cm)		ρ_{sw} (%)		Número de estribos	
							Tramo do apoio	Tramo restante	Tramo do apoio	Tramo restante	Tramo do apoio	Tramo restante
a	83,87	117,42	101,14	56,82	0,097	20,4	20,4	15,6	0,097	0,265	2	4
b	50,65	70,91	70,91	26,59	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
c	50,56	70,78	70,78	26,47	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
d	96,24	134,74	91,75	47,43	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	2	3
e	96,24	134,74	121,16	76,84	0,097	20,4	12,9	15,6	0,320	0,265	3	4
f	88,53	95,94	95,94	51,63	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
g	0,80	1,12	1,12	-43,20	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
h	0,80	1,12	1,12	-43,20	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	1	5
i	2,30	3,22	2,50	-41,82	0,097	20,4	20,4	20,4	0,097	0,097	2	3

6.1.6 - Verificação à torção

O esforço de frenagem e aceleração provoca torção na viga da ponte rolante através da força de 12,4 kN no eixo do trole da ponte rolante na direção horizontal. A distância utilizada para cálculo foi do eixo do trole até o centro de gravidade da viga:

$$T_{sd} = 1,4 \cdot 12,4 \cdot 13,3 = 231 \text{ kNcm}$$

6.1.6.1- Verificação da tensão na biela comprimida para solicitações combinadas

Segundo a NBR-6118:2003, no caso de torção e cisalhamento, deve ser obedecida a seguinte verificação:

$$\frac{V_{sd}}{V_{Rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{Rd2}} \leq 1$$

Sendo:

$$T_{Rd2} = 0,5 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot A_e \cdot h_e \cdot \text{sen} 2\theta$$

$$h_e = \frac{A}{\mu}$$

$$A_e = (h - h_e) \cdot (b - h_e)$$

Onde:

T_{Rd2} é o momento torção que pode ser resistido pela biela

h_e é a espessura da parede da seção equivalente

A é a área da seção

μ é o perímetro da seção cheia

A_e é a área efetiva da seção

θ é a inclinação da biela, mesmo valor adotado para o caso de cortante: $\theta = 45^\circ$

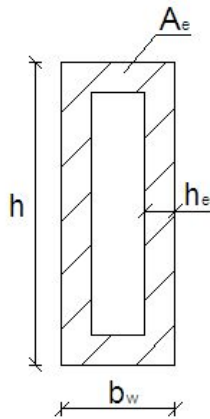


Figura 6.16 - Área efetiva da seção.

$$T_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,88 \cdot \frac{30}{1,4} \cdot 330 \cdot 5,45 \cdot \text{sen}90^\circ = 1695 \text{ kNcm}$$

$$h_e = \frac{150 \cdot 400}{(150 \cdot 2) + (400 \cdot 2)} = 54,5 \text{ cm}$$

$$A_e = (150 - 54,5) \cdot (400 - 54,5) = 32995,3 \text{ cm}^2$$

$$\frac{121,6}{259,66} + \frac{231}{16,95} = 0,6 \leq 1$$

6.1.6.3- Cálculo da Armadura de torção

- LONGITUDINAL

$$\frac{As_l}{\mu_e} = \frac{a_{sl}}{2 \cdot A_e \cdot f_{yd}} = \frac{Tsd}{2 \cdot As \cdot f_{yd}} \cdot \cot g\varphi = \frac{2,31}{2 \cdot 329,95 \cdot \frac{50}{1,15}} \cot 45^\circ$$

$$\frac{Tsd}{2.As.f_{yd}} \cdot \cot \varphi = \frac{2,31}{2.329,95 \cdot \frac{50}{1,15}} \cot 45^\circ = 8,05 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{ m} = 80,50 \text{ mm}^2 / \text{ m}$$

- TRANSVERSAL

$$\frac{As_l}{\mu_e} = \frac{a_{sl}}{2.Ae.f_{yd}} = \frac{Tsd}{2.As.f_{yd}} \cdot \text{tg} \varphi = \frac{2,31}{2.329,95 \cdot \frac{50}{1,15}} \text{tg} 45^\circ$$

$$\frac{Tsd}{2.As.f_{yd}} \cdot \text{tg} \varphi = \frac{2,31}{2.329,95 \cdot \frac{50}{1,15}} \text{tg} 45^\circ = 8,05 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^2 / \text{ m} = 80,50 \text{ mm}^2 / \text{ m}$$

6.1.6.3.1 - Cálculo da armadura mínima

$$\rho_{sw \min} = 0,2 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$$

$$\rho_{sw \min} = 0,2 \cdot \frac{0,3 \cdot \sqrt[3]{30^2}}{500} = 0,12\%$$

6.1.6.3.2 - Cálculo da área de aço crítica

- TRANSVERSAL

$$\rho_{sw,t} = \frac{a_{sw,t}}{h_e} \frac{80,5 \text{ mm}^2 / \text{ m}}{1000 \text{ mm} \cdot 54,5 \text{ mm}} = 1,48 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0,15\% > \rho_{sw \min}$$

- LONGITUDINAL

$$\rho_{sl,t} = \frac{a_{sw,t}}{h_e} \frac{80,5 \text{ mm}^2 / \text{ m}}{1000 \text{ mm} \cdot 54,5 \text{ mm}} = 1,48 \cdot 10^{-3} \cdot 100 = 0,15\% > \rho_{sw \min}$$

6.1.6.4 - Detalhamento

6.1.6.4.1 - Armadura Transversal

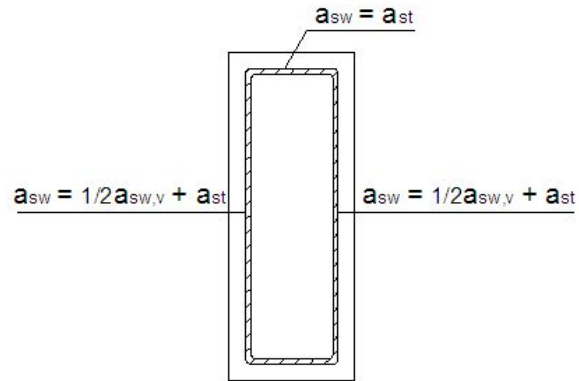


Figura 6.17 – Área de armadura transversal.

O cálculo da armadura transversal mínima é dado por:

$$\rho_{sv} = \frac{a_{sw}}{b_w \cdot s}$$

$$a_{sw,v/m} = \rho_{sv} \cdot b_w \cdot s = 0,12 \cdot 10^{-3} \cdot 150 \cdot 1000$$

$$a_{sw,v/m} = 180 \text{ mm}$$

$$As \rightarrow \phi 10 \text{ mm} \quad As = 78,53 \text{ mm}^2$$

$$1000 \text{ mm} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 170,5 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ (mm)} \quad \underline{\hspace{2cm}} \quad 78,53 \text{ mm}^2$$

$$S = 46 \text{ cm} > S_{\text{max}}$$

Logo, adota-se $S=S_{\text{mas}}=20,4\text{cm}$

$$a_{sw} = \frac{1}{2} \cdot a_{sw.v} + a_{sw.T}$$

$$a_{sw} = \frac{1}{2} \cdot 180 + 80,5 = 170,5\text{mm}^2 / m$$

6.1.6.4.2 - Armadura Longitudinal

$As \rightarrow \phi 10 \text{ mm} \quad As=78,53\text{mm}^2$

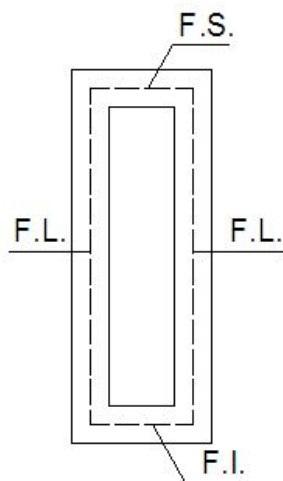


Figura 6.18 - Faces laterais, superior e inferior da viga.

FACES LATERAIS

$$a_{sl} = 80,5 \cdot 0,3455 = 27,81\text{mm}^2$$

$$N_{est} = \frac{27,81}{78,53} = 0,35 \cong 1 \text{ estribo}$$

FACE SUPERIOR

$$a_{sl} = 80,5 \cdot 0,0955 = 7,69 \text{ mm}^2$$

$$N_{est} = \frac{7,69}{78,53} = 0,10 \cong 1 \text{ estribo}$$

FACE INFERIOR

$$a_{sl} = A s_{flexão} + a_{sl/m} \cdot 0,0955$$

$$a_{sl} = 402 + 80,5 \cdot 0,0955$$

$$a_{sl} = 4,09 \text{ cm}^2$$

$$N_{est} = \frac{409}{78,53} = 5,22 \cong 6 \text{ estribos}$$

6.1.7 - Cálculo das flechas

Para o cálculo das flechas da viga da ponte rolante, escolheu-se o caso mais crítico para a carga móvel no primeiro vão, considerando que os vãos são simétricos.

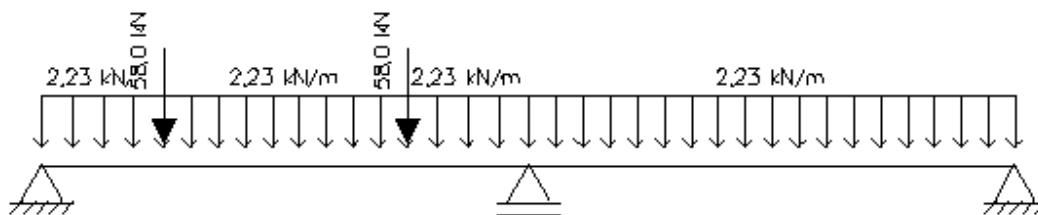


Figura 6.19- Caso mais crítico do trem-tipo no primeiro vão.

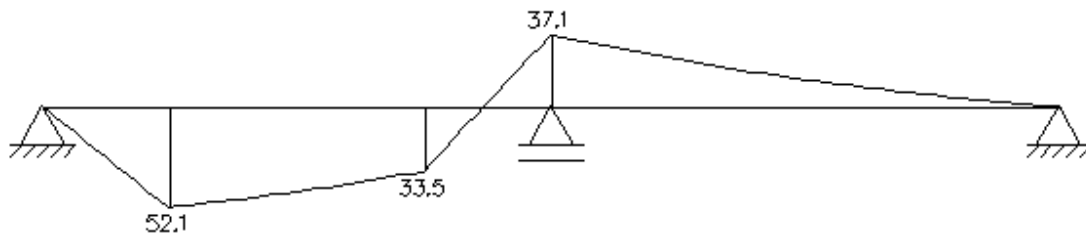


Figura 6.20- Diagrama de momento fletor (kNm) do caso mais crítico.

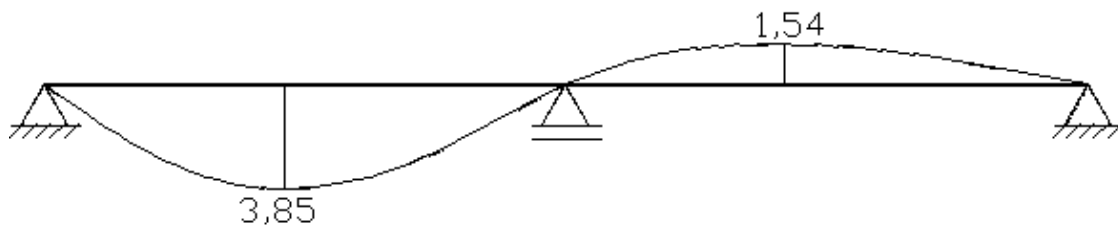


Figura 6.21 - Flecha imediata, em mm, para a carga móvel na posição mais crítica.

6.1.7.1- Cálculo do momento de fissuração

Nos estados limites de serviço as estruturas trabalham parcialmente no estágio I e parcialmente no estágio II. A separação entre essas duas partes é definida pelo momento de fissuração. Esse momento pode ser calculado pela seguinte expressão aproximada (NBR 6118:2003):

$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{cm} \cdot I_c}{y_t}$$

α é o fator que correlaciona aproximadamente a resistência à tração na flexão com a resistência à tração direta. Para seções retangulares $\alpha = 1,5$

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto.

y_t é a distância do centro de gravidade da seção à fibra mais tracionada.

$$I_c = \frac{b_w h^3}{12} = \frac{15.40^3}{12} = 80000 \text{ cm}^4$$

$$y_t = \frac{40}{2} = 20cm$$

$$f_{ctm} = 0,3(f_{ck})^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctm} = 0,3(30)^{\frac{2}{3}} = 2,896MPa = 0,289kN / cm^2$$

O momento de fissuração é dado por:

$$Mr = \frac{1,5 \cdot 0,289 \cdot 80000}{20} = 1734kNcm = 17,34kNm$$

O momento de fissuração é menor do que os momentos calculados na figura 7.20. Logo, a viga encontra-se no estágio II, onde se despreza a resistência do concreto à tração.

O valor da flecha admissível é dado por:

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

$$f_{adm} = \frac{400}{250} = 1,6cm = 16mm$$

O valor da flecha admissível é maior do que a flecha imediata calculada nos dois trechos mais críticos da viga.

CAPITULO VII – DIMENSIONAMENTO MANUAL DO PILAR 6 DO LABORATÓRIO DE ENSAIOS MECÂNICOS

7.1 – Pilares

Pilares são elementos estruturais lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes e cuja função principal é receber as ações atuantes nos diversos níveis e conduzi-las até as fundações.

Junto com as vigas, os pilares formam os pórticos, que na maior parte dos edifícios são responsáveis por resistir às ações verticais e horizontais e garantir a estabilidade global da estrutura.

No presente trabalho, dimensionou-se o Pilar 6, por ser um pilar que se situa praticamente no centro do laboratório e recebe carregamento de todas as lajes do laboratório. Como ele possui uma altura efetiva de 6,41 metros, escolheu-se o dimensionamento por flambagem.

Quanto à esbeltez os pilares podem ser classificados:

- curtos, para os quais não são considerados efeitos de segunda ordem;
- moderadamente esbeltos, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados porém podem ser calculados de forma simplificada;
- esbeltos, os efeitos de segunda ordem são tão importantes que não podem ser calculados por processos simplificados.

7.1.1 – Carregamento a ser considerado

Para o dimensionamento do pilar 6, analisou-se o pórtico da figura 6.1. Nele foram considerados os seguintes carregamentos:

7.1.1.1-Peso próprio da viga

$$P_{p\text{viga}} = A \cdot \gamma = (0,15 \cdot 0,40 \cdot 25) \cdot 1,4 = 2,10 \text{ kN/m}$$

7.1.1.2 – Carga de projeto

O cálculo da carga de projeto para a viga V15 foi determinado anteriormente no item 5.1.2.3.

$$P = 28,89 \text{ kN/m (trecho entre os pilares P2 e P6).}$$

$$P = 20,61 \text{ kN/m (trecho entre o pilar P6 e a viga V3).}$$

7.1.1.3 - Carga vertical e horizontal da viga da ponte rolante

$$F_v = 124 \text{ kN}$$

$$F_v = 7,5 \text{ kN}$$

$$F_H = 12,4 \text{ kN}$$

Na figura 7.1, mostra-se o pórtico com os devidos carregamentos.

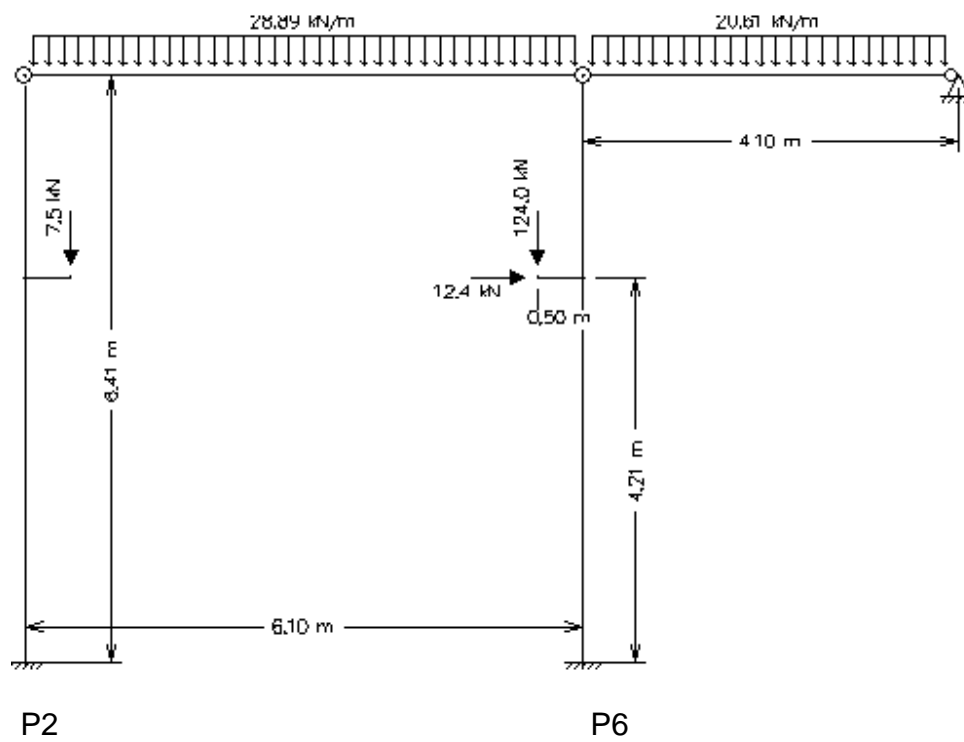


Figura 7.1- Pórtico das cargas sobre a viga 15.

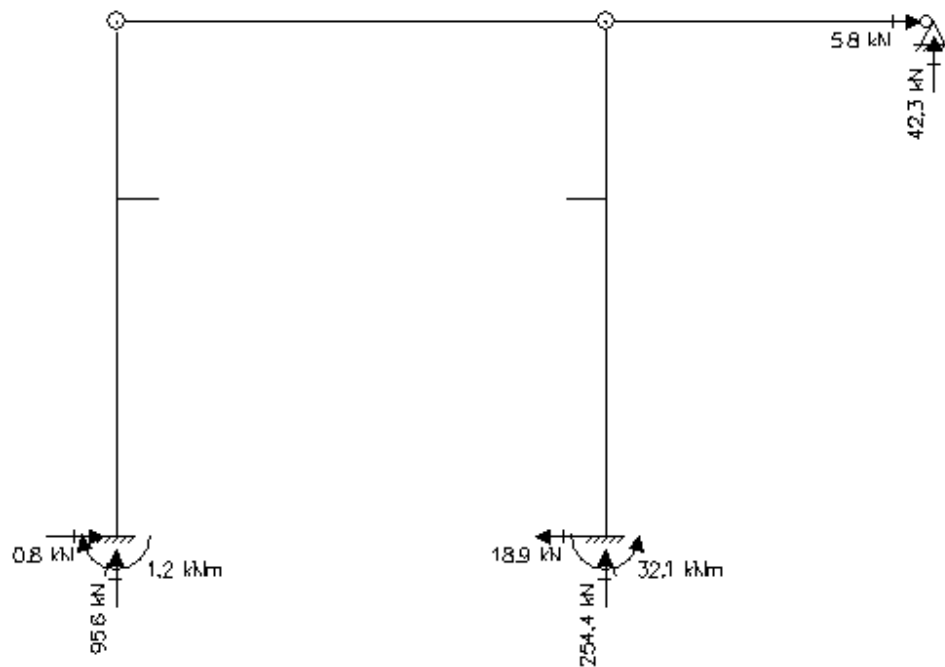


Figura 7.2 – Reações de apoio (FTOOL).

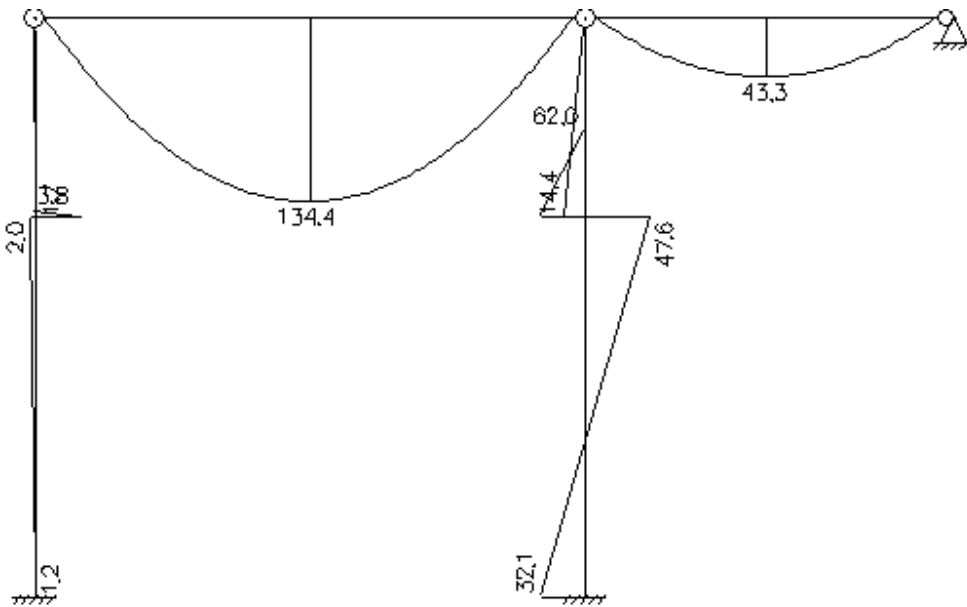


Figura 7.3 - Diagrama de momento fletor (FTOOL).

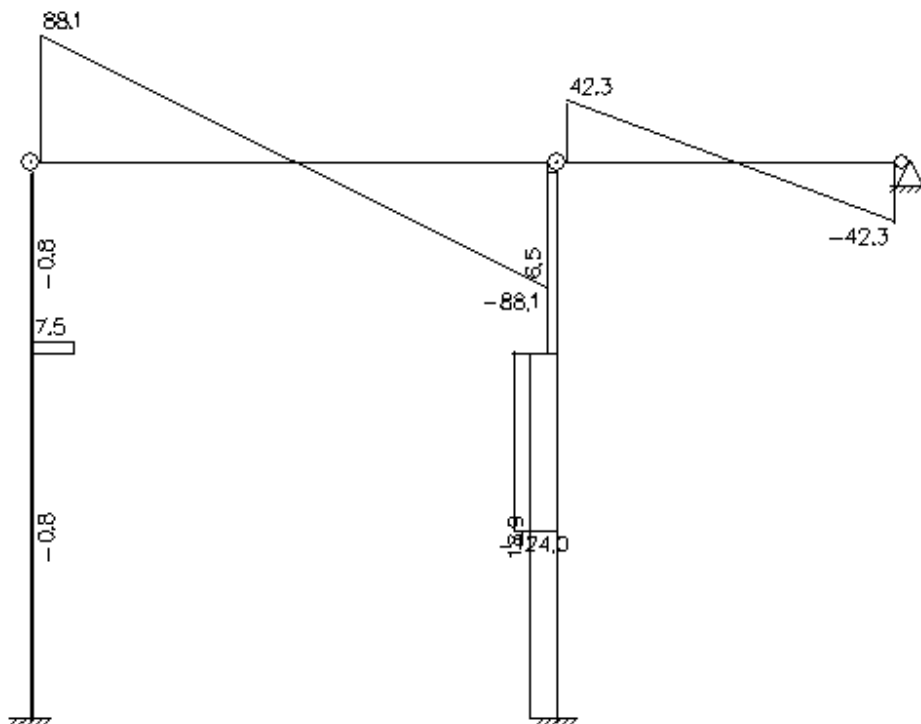


Figura 7.4 - Diagrama de esforço cortante (FTOOL).

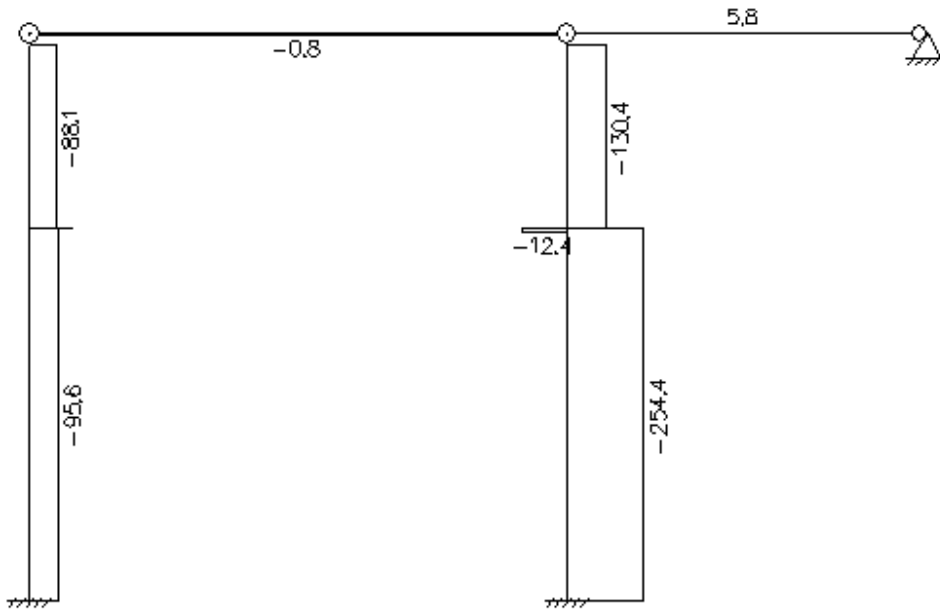


Figura 7.5 - Diagrama de esforço normal (FTOOL).

7.1.2 – Dimensionamento do pilar 6

$$N_{sd} = \text{reação de apoio} + pp_{\text{pilar}}$$

$$N_{sd} = 254,40 + (0,35 \cdot 0,35 \cdot 6,41 \cdot 25)$$

$$N_{sd} = 274,03 \text{ kN}$$

Situação de projeto:

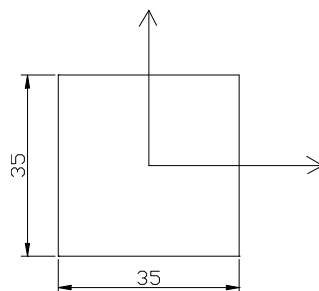


Figura 7.6 – Situação de projeto pilar 6.

É importante dizer que o concreto por si só resistirá ao esforço cortante solicitado de 18,90 kN.

7.1.2.1 – Comprimento equivalente

Segundo a NBR 6118:2003, o comprimento equivalente l_e do pilar, suposto vinculado em ambas extremidades, é o menor dos valores como mostra a figura 7.7.

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h \\ l \end{cases}$$

l_0 é a distância entre as faces internas dos elementos estruturais, supostos horizontais, que vinculam o pilar;

h é a altura da seção transversal do pilar, medida no plano da estrutura;

l é a distância entre os eixos dos elementos estruturais aos quais o pilar está vinculado.

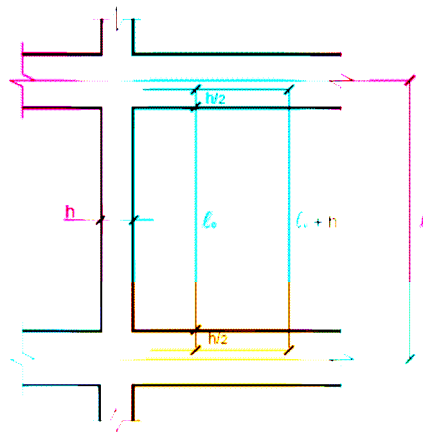


Figura 7.7 – Comprimento Equivalente.

Para o pilar 6:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 6,15 + 0,35 = 6,50m \\ l = 6,41cm \end{cases}$$

Adotando-se o menor valor, tem-se l_e igual a 6,41 m.

7.1.2.2 – Raio de Giração e Índice de Esbeltez

Define-se o raio de giração i como sendo:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

Onde:

I é o momento de inércia da seção transversal;

A é a área de seção transversal..

Para o caso em que a seção transversal é retangular, resulta:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b.h^3}{12 \cdot b.h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$$

Em que h é o lado da seção quadrada.

O índice de esbeltez é definido pela relação:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

$$i = \frac{h}{\sqrt{12}} = \frac{35}{\sqrt{12}} = 10,10 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{l_e}{i} = \frac{641}{10,10} = 63,44$$

7.1.2.3 – Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais

Os pilares podem ser classificados como: internos que são aqueles em que se pode admitir compressão simples, ou seja, em que as excentricidades iniciais podem ser desprezadas.

Pilares de borda, nos quais as solicitações iniciais correspondem à flexão composta normal, ou seja, admite-se excentricidade inicial em uma direção. Para seção quadrada ou retangular, a excentricidade inicial é perpendicular à borda.

Pilares de canto que são submetidos à flexão oblíqua. As excentricidades iniciais ocorrem nas direções das bordas.

O pilar 6 se classifica como pilar interno.

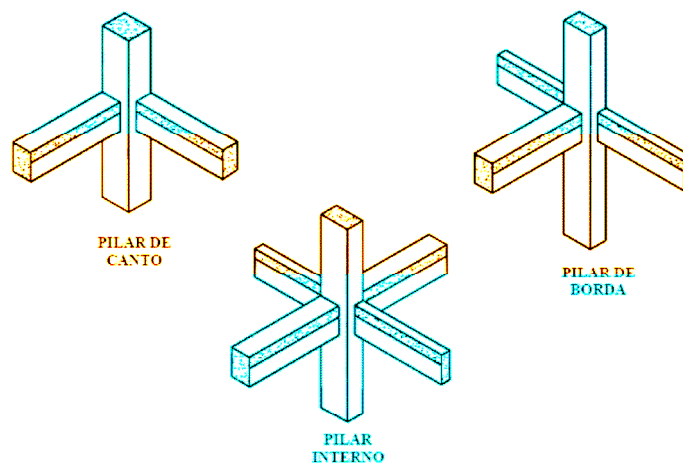


Figura 7.8 – Classificação dos pilares quanto às solicitações iniciais.

7.1.2.4 – Classificação quanto à esbeltez

De acordo com o índice de esbeltez (λ) e com a esbeltez limite (λ_1) os pilares podem ser classificados em:

- pilares robustos ou pouco esbeltos $\rightarrow \lambda \leq \lambda_1$
- pilares de esbeltez média $\rightarrow \lambda_1 < \lambda \leq 90$
- pilares esbeltos ou muito esbeltos $\rightarrow 90 < \lambda \leq 140$
- pilares excessivamente esbeltos $\rightarrow 140 < \lambda \leq 200$

No caso analisado o pilar é classificado como de esbeltez média.

7.1.2.5 – Excentricidade de primeira ordem

A excentricidade de primeira ordem é a seguinte:

7.1.2.5.1– Excentricidade inicial

A excentricidade inicial no topo e na base do pilar é calculada como:

$$e_i = \frac{M_d}{N_d}$$

$$M_d = 32,10kNm$$

$$e_i = \frac{32,10}{274,03} = 0,12m$$

7.1.2.5.2 - Excentricidade mínima

$$e_{1,\min} = 0,015 + 0,03.h$$

$$e_{1,\min} = 0,015 + 0,03.h = 0,015 + 0,03.0,35 = 0,026cm$$

7.1.2.6 - Momento Mínimo

A NBR6118/2003 exige um momento mínimo dado por:

$$Md_{\min} = (0,015 + 0,03.h).Nd$$

Onde h é a altura da seção dada em metros.

$$Md_{\min} = (0,015 + 0,03.0,35).274,03$$

$$Md_{\min} = 6,99kNm$$

7.1.2.7 – Esbeltez limite

Corresponde ao valor da esbeltez a partir do qual os efeitos de 2ª ordem começam a provocar uma redução da capacidade resistente do pilar.

Diversos fatores influenciam no valor da esbeltez limite. Os principais são:

- excentricidade relativa de 1ª ordem e $1/h$;
- vinculação dos extremos do pilar isolado;
- forma do diagrama de momentos de 1ª ordem.

Segundo a NBR 6118:2003, os esforços locais de 2ª ordem em elementos isolados podem ser desprezados quando o índice de esbeltez λ for menor que o valor limite λ_1 , que pode ser calculado pelas expressões:

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}$$

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \frac{12}{35}}{1} = 29,18cm$$

$$35 < \lambda_1 < 90$$

Como λ_1 é menor do que 35 cm adotam-se 35 cm.

$\lambda_1 < \lambda \rightarrow$ Considera efeito de segunda ordem no pilar.

No diagrama de momento fletor (Figura 6.3), os momentos MA e MB do pilar 6 são, considerando o pilar P6 como sendo biapoiado:

$$MA = 32,10kNm$$

$$MB = 0$$

$$\alpha_b = 1$$

7.1.2.8 – Excentricidade de 2º ordem

A força normal atuante no pilar, sob as excentricidades de 1ª ordem (excentricidade inicial), provoca deformações que dão origem a uma nova excentricidade, denominada excentricidade de 2ª ordem, que pode ser calculada pelo método da curvatura aproximada.

7.1.2.8.1 – Método da curvatura aproximada

O método da curvatura aproximada é permitido para pilares de seção constante e de armadura simétrica e constante ao longo de seu eixo e $\lambda \leq 90$.

A excentricidade de segunda ordem pode ser calculada da seguinte forma:

$1/r$ é a curvatura na seção crítica, que pode ser avaliada pela expressão:

h é a altura da seção na direção considerada;

ν_0 é a força normal adimensional.

$$\nu_0 = \frac{N_{sd}}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{274,03}{35.35.2,14} = 0,104$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(\nu_0 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{0,35(0,104 + 0,5)} \leq \frac{0,005}{0,35}$$

$$\frac{1}{r} = 0,01$$

$$Md_{Total} = \alpha_b \cdot M_{1dA} + Nd \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r}$$

$$Md_{Total} = 1.32,10 + 374,03 \cdot \frac{(6,41)^2}{10} \cdot 0,01$$

$$Md_{Total} = 47,47 \text{ kNm}$$

$$e_{Total} = \frac{Md_{Tot}}{N_d}$$

$$e_{Total} = \frac{47,47}{374,03}$$

$$e_{Total} = 0,17$$

$$\mu = \frac{v \cdot e_{Total}}{h}$$

$$\mu = \frac{0,104 \cdot 0,17}{0,35}$$

$$\mu = 0,05$$

Obtem-se o valor de “ ω ” entrando com os valores de “ v ” e “ μ ” no ábaco A-5 de Venturini (1987).

$$\omega = 0,12$$

7.1.3 – Armadura longitudinal

A escolha e a disposição das armaduras devem atender não só à função estrutural como também as condições de execução, particularmente com relação ao lançamento e adensamento do concreto.

As armaduras longitudinais colaboram para resistir à compressão, diminuindo a seção do pilar, e também resistem às tensões de tração. Além disso, tem a função de diminuir as deformações dos pilares.

De acordo com a NBR 6118/2003 o diâmetro das barras longitudinais não deve ser inferior a 10 mm e nem superior a 1/8 da menor dimensão da seção transversal.

$$10mm < \varphi_l < \frac{b}{8}$$

$$10\text{mm} < \varphi_l < \frac{350}{8}$$

$$\varphi_l = 16\text{mm}$$

A área de aço calculada:

$$A_s = \frac{\varpi \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,12 \cdot 35 \cdot 35 \cdot 2,14}{43,48} = 7,25\text{cm}^2$$

A área de aço adotada:

$$4\phi 16 \text{ mm} \rightarrow A_s = 8,04\text{cm}^2$$

A taxa de armadura calculada:

$$\rho_{calc} (\%) = \frac{A_s}{b \cdot h} = \frac{7,25}{35 \cdot 35} \cdot 100 = 0,66\%$$

A taxa de armadura mínima é dada por:

$$\rho_{min} = 0,15 \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \nu_o \geq 0,40\% \rightarrow 0,15 \cdot \frac{2,14}{43,48} \cdot 0,104 \geq 0,40\% \rightarrow 0,10\% \geq 0,4\%$$

$$\rho_{min} = 0,4\%$$

A armadura longitudinal mínima (NBR 6118:2003) deve ser:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{374,03}{43,48} \geq 0,004 \cdot (35 \cdot 35)$$

$$A_{s,min} = 1,29 \geq 4,90$$

$$A_{s,\min} = 4,90\text{cm}^2$$

O valor máximo da área total de armadura longitudinal é dado por:

$$A_{s,\max} = 8\% \cdot A_c$$

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot (35 \cdot 35)$$

$$A_{s,\max} = 0,08 \cdot (35 \cdot 35)$$

$$A_{s,\max} = 98,00\text{cm}^2$$

7.1.4 – Armadura transversal

A armadura transversal de pilares, constituída por estribos, deve ser colocada em toda a altura do pilar, sendo obrigatória sua colocação na região de cruzamento com vigas e lajes (NBR 6118; 2003).

De acordo com a NBR 6118:2003, o diâmetro dos estribos em pilares não deve ser inferior a 5 mm nem a 1/4 do diâmetro da barra isolada ou do diâmetro equivalente do feixe que constitui a armadura longitudinal.

$$\phi_t \geq \begin{cases} \phi_e / 4 = \frac{16}{4} = 4\text{mm} \\ 5\text{mm} \end{cases} \rightarrow \phi_t = 5\text{mm}$$

O espaçamento longitudinal entre estribos, medido na direção do eixo do pilar, deve ser igual ou inferior ao menor dos seguintes valores:

$$s_t \begin{cases} 20\text{cm} \\ \text{menor dimensão da seção} = 35\text{cm} \\ 12\phi_e = 12 \cdot 1,6 = 19,20\text{cm} \end{cases}$$

Adotar $s = 19,20\text{cm}$

Detalhamento da Seção Transversal

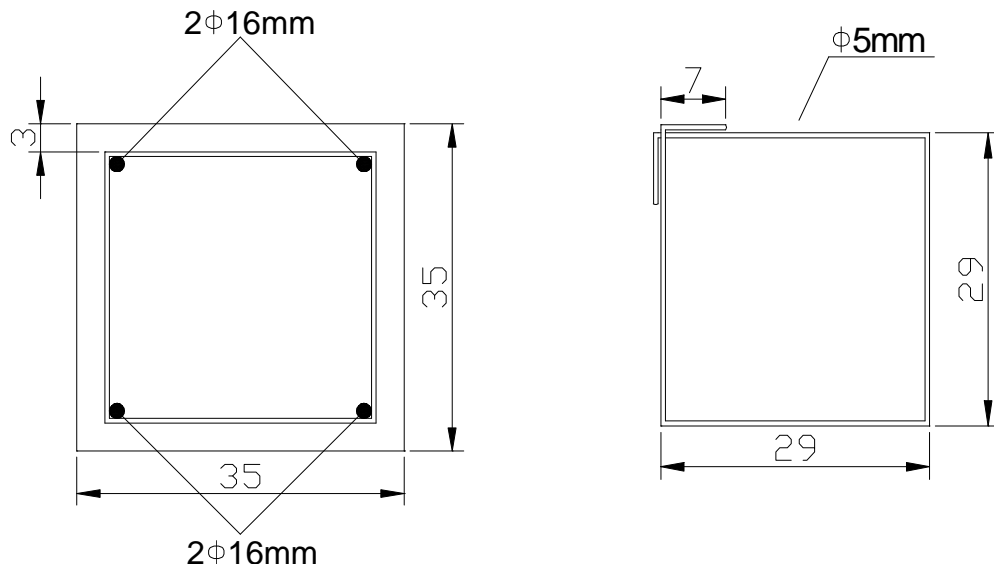


Figura 7.9 – Detalhamento da seção transversal do pilar 6.

7.1.5 - Limitação da taxa de armadura nas emendas

Essa taxa deve ser inferior ao valor máximo de 4%, inclusive nos trechos de emenda por traspasse, onde a soma dos trechos consecutivos deve ser menor que 8%:

$$\rho_1 + \rho_2 \leq 8\%$$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{A_c} = \frac{6 \cdot A_\phi}{b \cdot h} \cdot 100 = \frac{7,36}{35 \cdot 35} \cdot 100 = 0,60\%$$

$$\rho_2 = \frac{A_s}{A_c} = \frac{4 \cdot A_\phi}{b \cdot h} \cdot 100 = \frac{8,04}{35 \cdot 35} \cdot 100 = 0,66\%$$

$$0,60 + 0,66 \leq 8\% \rightarrow 1,26 \leq 8\% \rightarrow OK!$$

CAPITULO VIII – DIMENSIONAMENTO DA MÍSULA

8.1- Mísula

Para suportar a viga da ponte rolante dimensionou-se um tipo de mísula junto aos pilares. Uma mísula geralmente é definida como sendo uma viga curta em balanço, sendo dimensionada através do modelo de treliça. As cargas de cálculo são transmitidas ao pilar através de bielas comprimidas e tirantes.

A relação entre a distância do pilar até a aplicação da carga e a altura efetiva deve ser menor que 1 para que seja dimensionada como consolo curto. Se esta relação não for atendida, deve-se calcular a mísula como uma viga em balanço.

Abaixo, pode-se observar a seguir a relação para o caso do projeto:

$$d = 70 - 6 = 64cm$$

$$\frac{a}{d} = \frac{20}{64} = 0,3$$

$$a < 0,5d$$

$$d = 2a$$

$$\text{Então } d = 40cm, \frac{a}{d} = 0,5$$

Logo, dimensiona-se como consolo curto.

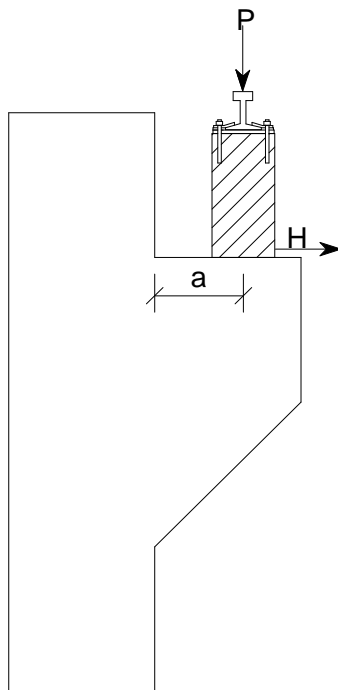


Figura 8.1 – Seção transversal da mísula.

O carregamento considerado sobre a mísula foi dividido em dois casos: ponte rolante distante da mísula e ponte rolante próxima à mísula. O dimensionamento foi feito para o segundo caso, que é o mais crítico.

8.1.1- Carregamentos sobre a mísula

8.1.1.1- Carregamento vertical

O carregamento vertical para o caso da ponte rolante próxima à mísula é:

$P = \text{Reação vertical da ponte} + (2 \cdot \text{carga sobre a ponte rolante})$

$$P = (7,8 + (2 \cdot 58)) \cdot 1,4 = 124 \text{ kN}$$

8.1.1.2- Carregamento horizontal

Além da carga vertical, há uma carga horizontal provocada pelo esforço de frenagem e aceleração do trole da ponte rolante que vale 10% da carga vertical.

$$H = 10\%P$$

$$H = 0,1 \cdot 124 = 12,4\text{kN}$$

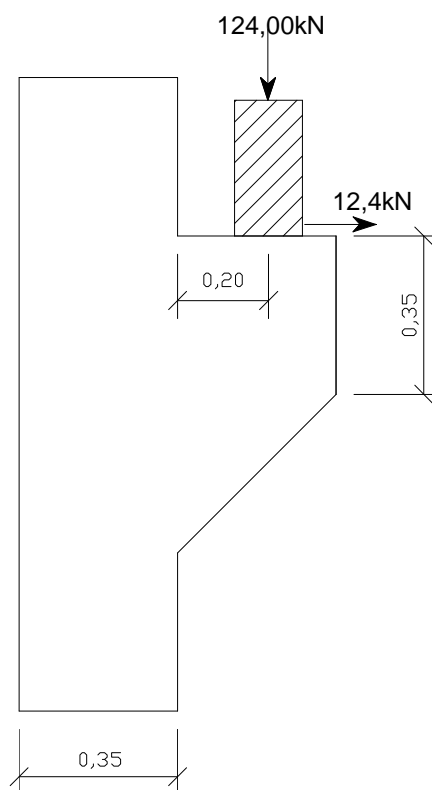


Figura 8.2 - Dimensões da mísula.

Mísulas carregadas diretamente transmitem cargas verticais e horizontais através de um banzo tracionado e de uma biela inclinada de compressão.

8.1.2- Dimensionamento da mísula

No dimensionamento a seguir, consideraram-se apenas as cargas transmitidas diretamente.

8.1.2.1 – Dimensionamento utilizando o CAST

Utilizou-se o programa comercial CAST que é um programa para cálculo de vigas, pilares, mísulas através do método de bielas e tirantes. Os resultados fornecidos pelo programa estão indicados abaixo.

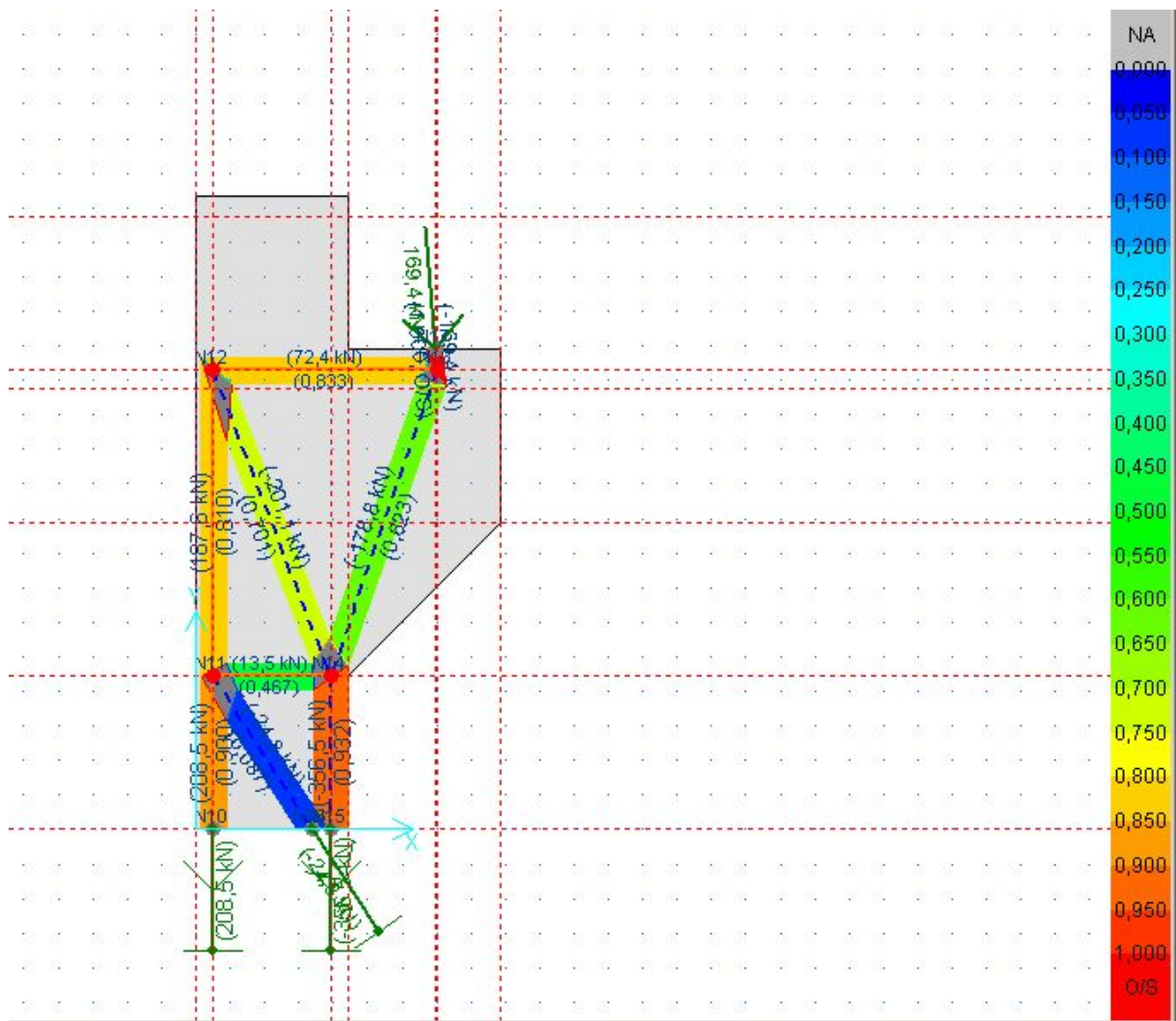


Figura 8.3 - Resultados fornecidos pelo programa CAST.

Com os valores das solicitações de bielas e tirantes obtidos do programa CAST, dimensionaram-se as armaduras manualmente, para confirmar os resultados do programa.

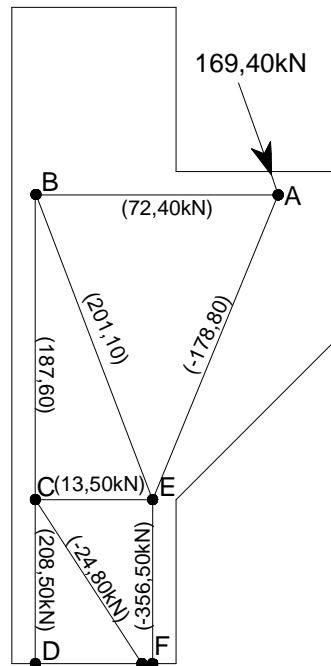


Figura 8.4 - Valores dos esforços de compressão e tração.

Áreas de aço encontradas no programa CAST:

- $A_{s_{BA}} = 2,36cm^2$
- $A_{s_{BC}} = 6,28cm^2$
- $A_{s_{CD}} = 6,28cm^2$
- $A_{s_{CE}} = 0,78cm^2$

No entanto, o programa não leva em consideração a área de aço mínima.

8.1.2.1 – Dimensionamento manual da mísula

8.1.2.1.1 - Cálculo da $A_{s\min}$ (ACI seção 11.9.5)

$$A_{s\min} = 0,04 \frac{fcd}{fyd} b_w d$$

$$A_{s\min} = 0,04 \frac{2,14 \cdot 10^7}{435 \cdot 10^6} 0,35 \cdot 0,66 = 4,55 \text{ cm}^2$$

8.1.2.1.2 – Cálculo das áreas de aço dos tirantes

- A_s tirante BA:

$$\sigma = \frac{F}{A}$$

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot fcd}$$

$$A_s = \frac{72,4}{0,75 \frac{50}{1,15}} = 2,2 \text{ cm}^2 < A_{s\min}$$

Adotar

$$A_{s\min} = 4,55 \text{ cm}^2 - 4\phi 12,5 \text{ mm} - A_s = 4,91 \text{ cm}^2$$

- A_s tirante BC:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot fcd}$$

$$A_s = \frac{187,6}{0,75 \frac{50}{1,15}} = 5,75 \text{ cm}^2$$

Adotar

$$6\phi 12,5 \text{ mm} - A_s = 7,36 \text{ cm}^2$$

- A_s tirante CD:

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot fcd}$$

$$A_s = \frac{208,5}{0,75 \frac{50}{1,15}} = 6,40 \text{ cm}^2$$

Adotar

$$6\phi 12,5 \text{ mm} - A_s = 7,36 \text{ cm}^2$$

- A_s do tirante CE

$$A_s = \frac{F}{\phi \cdot fcd}$$

$$A_s = \frac{13,50}{0,75 \frac{50}{1,15}} = 0,40 \text{ cm}^2$$

Adotar

$$2\phi 10 \text{ mm} - A_s = 1,57 \text{ cm}^2$$

8.1.2.1.3 – Verificação das bielas

A tensão resistente da biela (f_{cu}) pode ser calculada por:

$$f_{cu} = 0,85 \cdot B_s \cdot f_{cd}$$

onde B_s é um coeficiente minoração da tensão determinado pela norma.

- Biela AE

$$f_{cu} = 0,85 \cdot B_s \cdot f_{cd}$$

$$f_{cu} = 0,85 \cdot 0,75 \cdot 21,43$$

$$f_{cu} = 13,66 \text{ MPa}$$

$$f_{ns} = f_{cu} \cdot A_c$$

$$f_{ns} = 1,366 \cdot (35,6)$$

$$f_{ns} = 283,5 \text{ kN} > 178,8 \text{ kN}$$

- Biela EF

$$f_{cu} = 13,66 \text{ MPa}$$

$$f_{ns} = f_{cu} \cdot A_c$$

$$f_{ns} = 1,366 \cdot (35,8)$$

$$f_{ns} = 383,60 \text{ kN} > 356,50 \text{ kN}$$

- Biela CF

$$f_{cu} = 13,66MPa$$

$$f_{ns} = 383,60kN > 13,50kN$$

- Biela BE

$$f_{cu} = 13,66MPa$$

$$f_{ns} = 383,60kN > 201,10kN$$

- Biela AG

$$f_{cu} = 13,66MPa$$

$$f_{ns} = 383,60kN > 169,40kN$$

8.1.2.1.4 – Armadura de fissuração

Armadura de fissuração, segundo a norma ACI, pode ser calculada por:

$$A_h = 0,5(A_s - A_n)$$

Sendo A_n a armadura que resiste à força de tração.

$$A_n = 0,5(4,55 - \frac{11,6 \cdot 1,4}{0,75 \cdot 43,5}) = 2,03 \text{ cm}^2 - 3\phi 10 \text{ mm} - A_s = 2,35 \text{ cm}^2$$

Observou-se que os resultados da armadura obtidos no programa CAST foram praticamente os mesmos obtidos no cálculo manual, exceto para o caso em que se deve adotar armadura mínima.

8.1.2.2 - Detalhamento da armadura

A armadura do tirante pode ser distribuída até uma altura de $d/4$ a partir do bordo superior. Essa armadura deve ser ancorada em laço no lado da carga. A ancoragem da armadura do tirante no pilar é garantida por meio do comprimento de ancoragem l_b . A posição e as dimensões do apoio devem ser adotadas de forma a permitir que o tirante abrace a biela.

Os estribos verticais servem apenas para enrijecer a armadura. Já os estribos horizontais de costura aumentam a capacidade resistente das bielas de compressão, dispostos com pequenos espaçamentos, e servem para garantir uma ruína mais dúctil. Segundo a NBR-6118:2003, esses estribos devem possuir uma área maior ou igual à metade da área da armadura do tirante.

CAPITULO IX – DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA UTILIZANDO EBERICK

9.1- Eberick

Para dimensionar o edifício, utilizou-se o AltoQi Eberick, que é um programa destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Este possui um sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura em um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos. Estes são lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas.

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses no cálculo do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais da norma brasileira e pode ser organizado em pranchas para posterior plotagem.

9.1.1- Características principais

As principais características do programa são as seguintes:

- Entrada de dados gráfica em ambiente de CAD integrado, com possibilidade de importação da arquitetura em formato DXF;
- Visualização tridimensional da estrutura;

- Análise da estrutura em modelo de pórtico espacial, com verificação da estabilidade global;
- Possibilidade de modelar as ligações entre os elementos (rótulas, engastes, ligações semi-rígidas);
- Possibilidade de analisar os painéis de lajes em um modelo de grelha plana, com discretização semi-automática;
- Dimensionamento dos elementos de acordo com a norma NBR-6118:2003;
- Detalhamento dos elementos com possibilidade de edição da ferragem e atualização da relação de aço;
- Geração de quantitativos de materiais por elemento, prancha, pavimento ou projeto;
- Geração de diversos diagramas, apresentando reações de lajes e vigas, flechas em pavimentos, entre outros;
- Geração de relatórios formatados graficamente, em formato HTML (para Internet) ou RTF (para leitura no Microsoft Word®);
- Geração de pranchas de formato configurável distribuindo os detalhes.

Algumas das características acima podem ser vistas nas figuras a seguir:

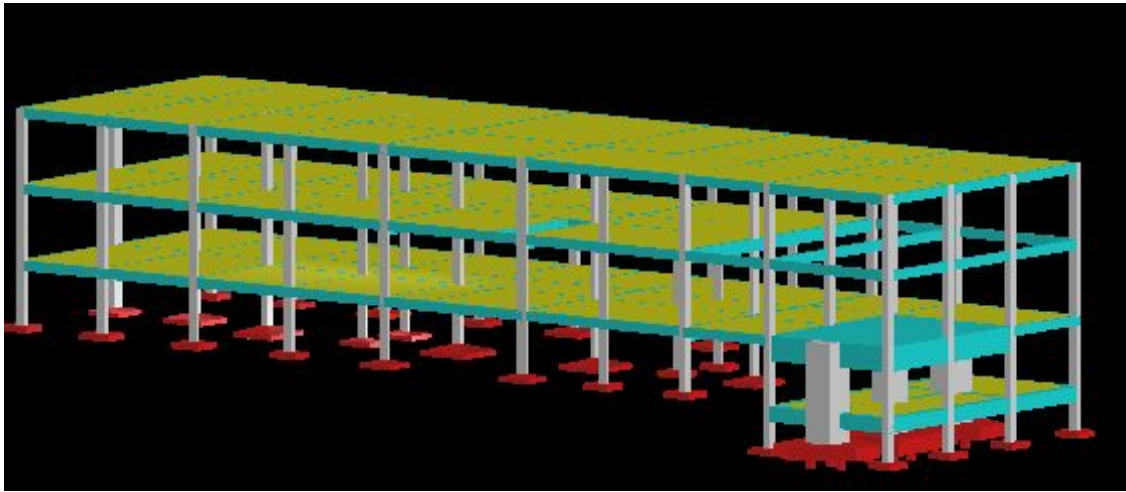


Figura 9.1 – Edifício dimensionado, visto em 3D, pelo Eberick.

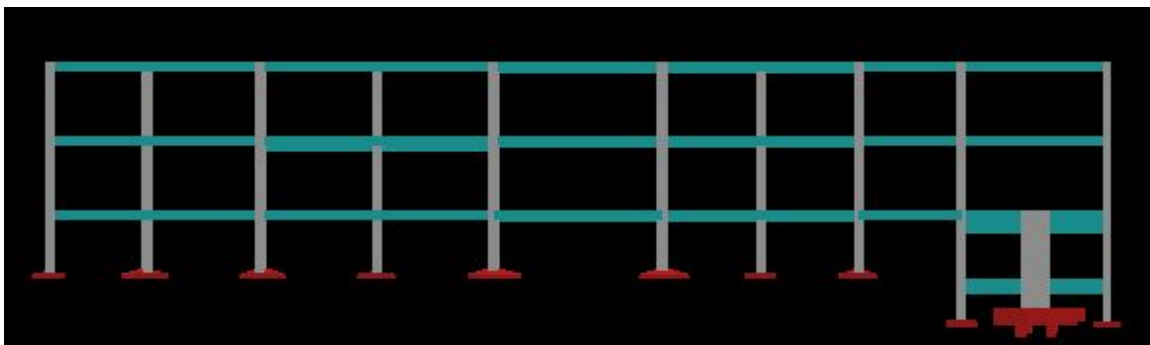


Figura 9.2 – Perfil do edifício, pelo Eberick.

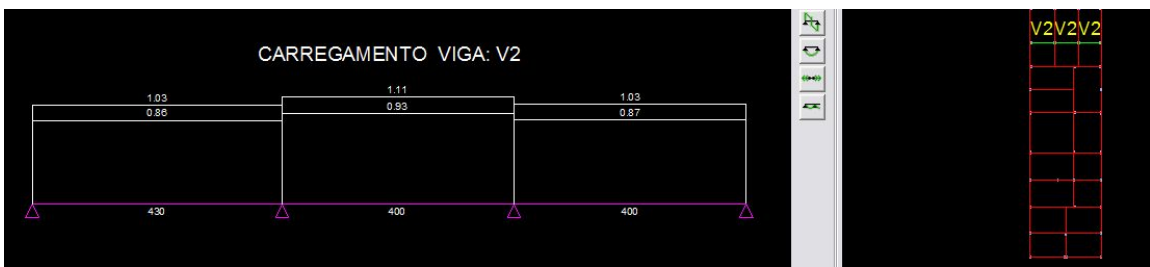


Figura 9.3 – Carregamento na V2 da cobertura, pelo programa Eberick.

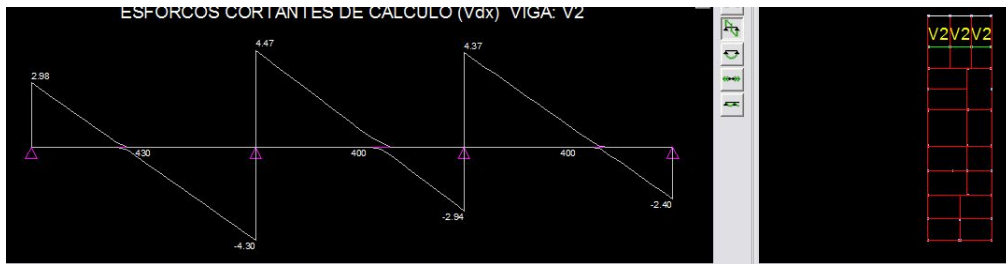


Figura 9.4 - Diagrama de esforço cortante da V2 da cobertura (Eberick).

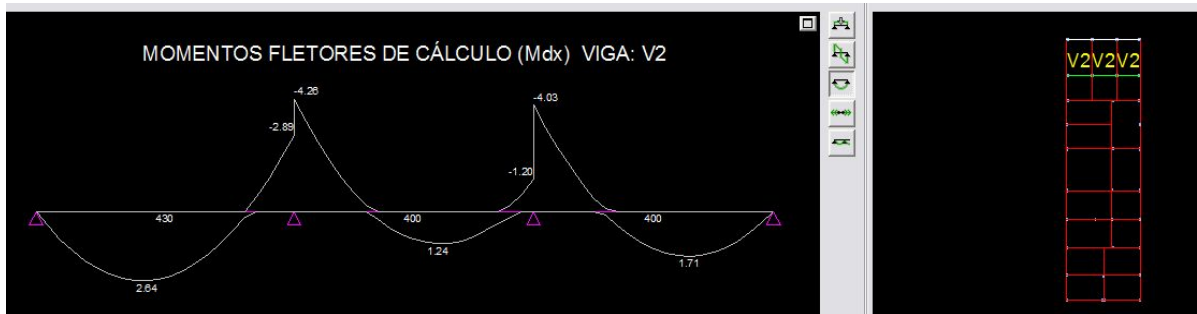


Figura 9.5 - Diagrama de momento fletor da V2 da cobertura (Eberick).

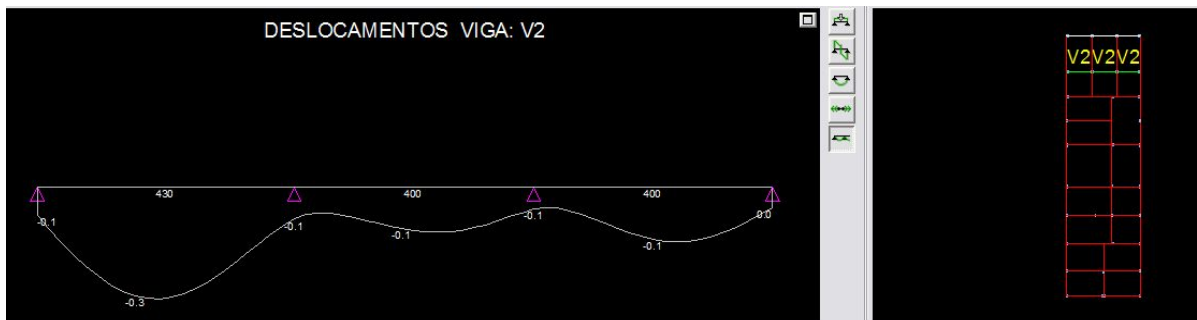


Figura 9.6 - Flecha da V2 da cobertura (Eberick).

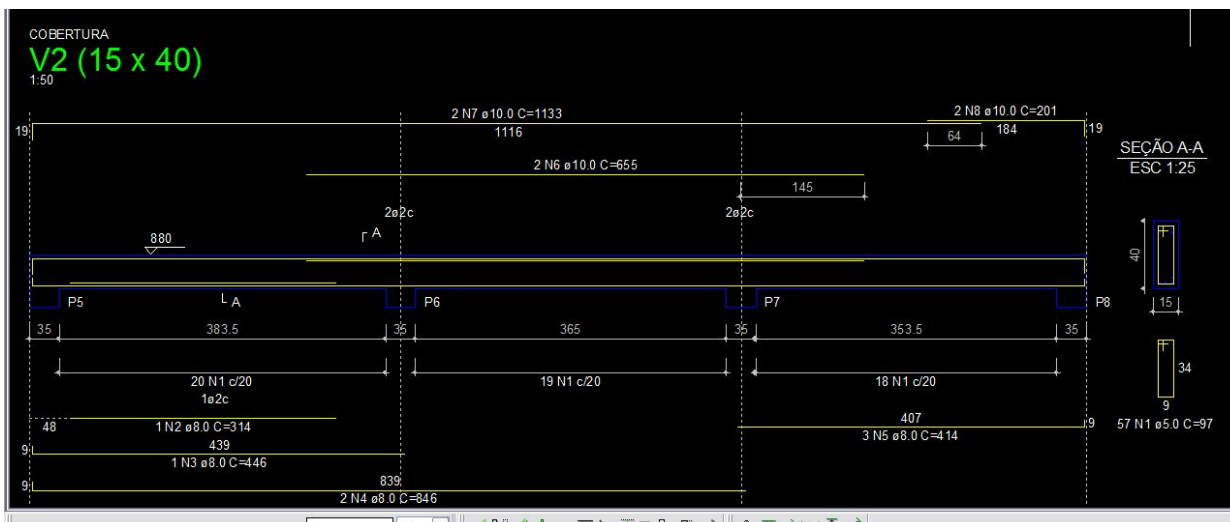


Figura 9.7 - Detalhamento da V2 da cobertura (Eberick).

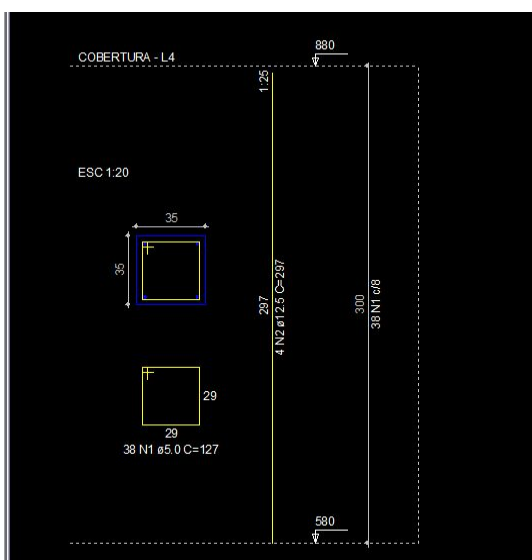


Figura 9.8 - Detalhamento do P6 da cobertura (Eberick).

A escada do pavimento térreo para o primeiro pavimento foi dimensionada e detalhada no programa Eberick. Seguiu-se a planta de arquitetura na quantidade dos degraus. Foram adotados 16 degraus, cada um com 18,80 cm de espelho e 26,10 cm de piso.

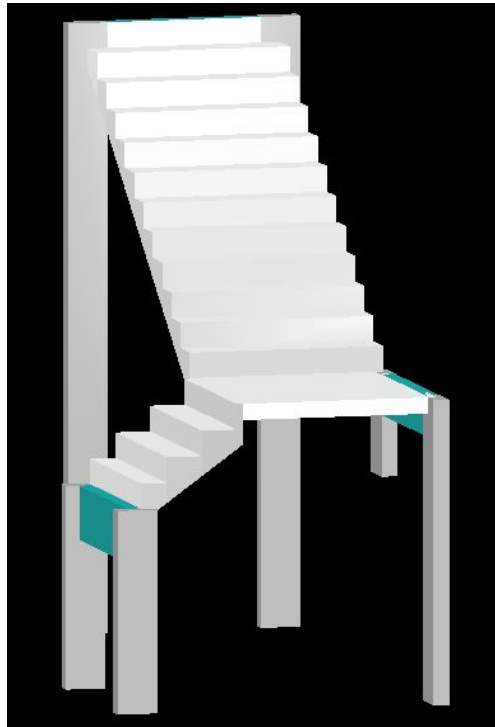


Figura 9.9 – Escada do edifício vista em 3D (Eberick).

As pranchas geradas com o dimensionamento do edifício no programa estão apresentadas nos anexos.

CAPITULO X – DIMENSIONAMENTO DA LAJE DE REAÇÃO UTILIZANDO O EBERICK

10.1- Laje de Reação

Para a modelagem da laje de reação, que tem a função de suportar cargas dos equipamentos de ensaios mecânicos, foram feitas várias simulações, devido à complexidade do assunto. As lajes de reação da PUC-RJ e da UFRJ são em concreto protendido com uma altura aproximada de 1,0 metro. No entanto, neste projeto, foi dimensionada em concreto armado, para que a proposta fosse atendida.

A solução que mais se mostrou acessível foi a de substituir esta laje por várias vigas com altura de 1 metro (com três apoios cada), uma ao lado da outra, compreendendo todo o vão e com o carregamento concentrado no eixo destas vigas. As vigas são carregadas e dimensionadas para o carregamento máximo, ou seja, todas as máquinas atuando ao mesmo tempo. As vigas receberam furos de 10 cm de diâmetro, ao longo do seu eixo, por onde serão fixados os equipamentos, cada um representado por uma carga concentrada de 50 tf.

A seguir estão apresentados os esquemas estruturais das vigas, seus diagramas de carregamentos, de esforço cortante, momento fletor, momento torçor e deslocamentos. As vigas foram detalhadas a todos estes esforços. Os pilares que suportam as vigas também foram dimensionados.

Os blocos e estacas foram simulados considerando estacas fictícias apenas para que fossem mostrados os detalhes das ferragens dos blocos, que é importante para o aprendizado de alunos de graduação. No entanto, a parte referente às fundações não foi proposta no presente trabalho.

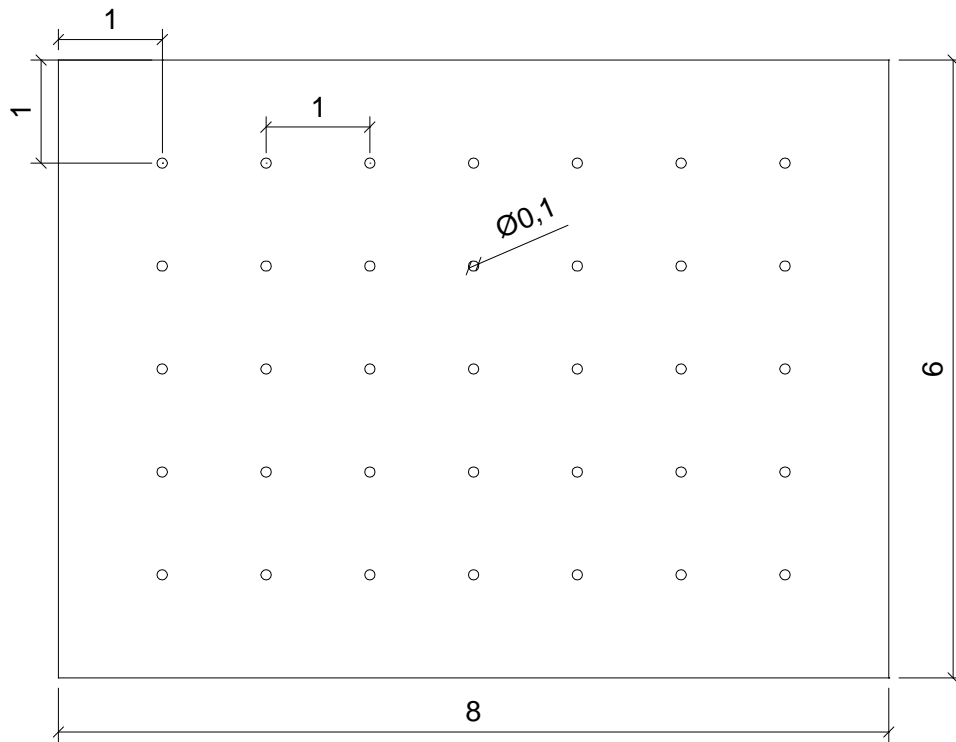


Figura 10.1- Laje de reação, vista de cima.

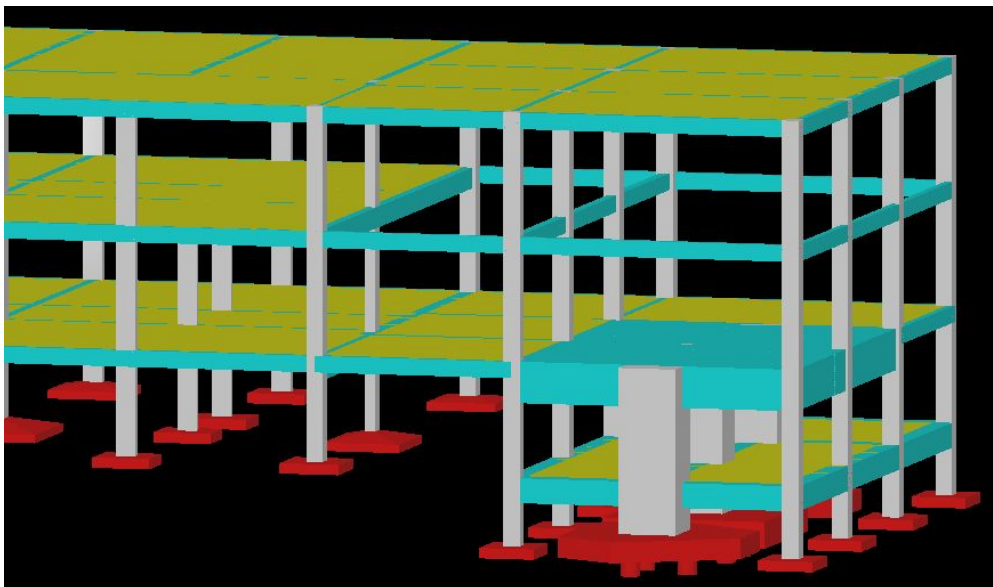


Figura 10.2 - Detalhe da laje de reação no Eberick.

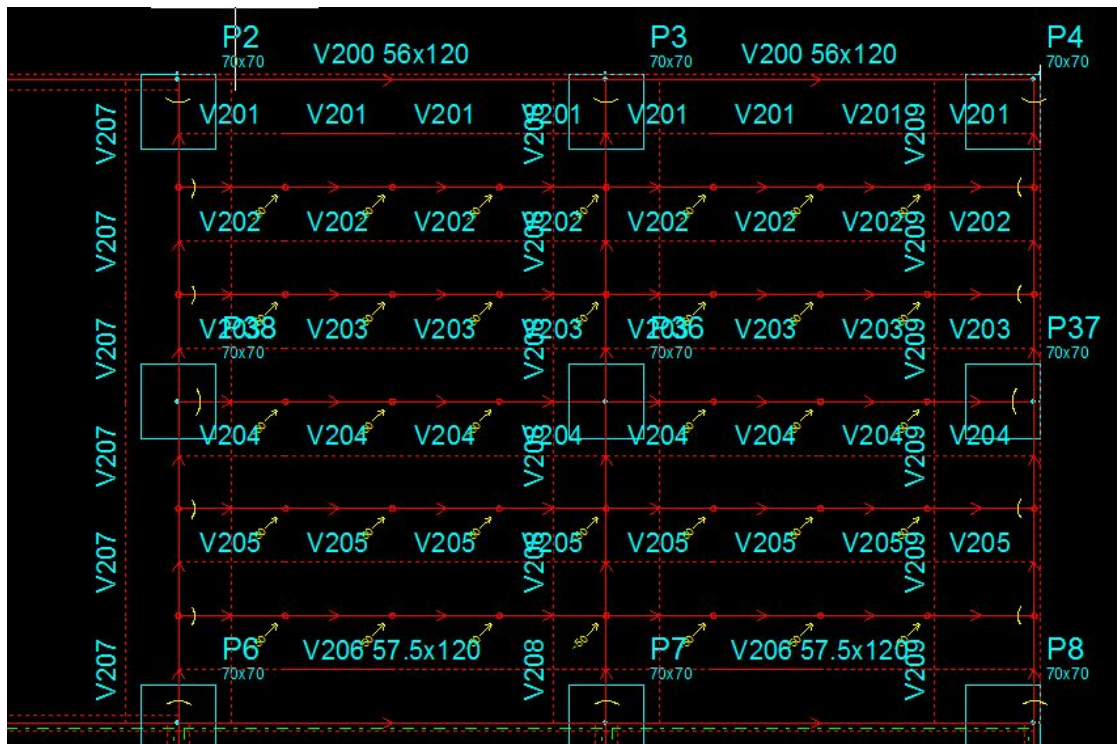


Figura 10.3- Lançamento das cargas dos furos na placa de reação (Eberick).

Conforme se observa, as vigas V200 e V206, não participam da laje de reação, simplesmente servem para complementar o vão, portando o seu dimensionamento se torna desnecessário nesta etapa.

As vigas V201, V202, V203, V204 e V205, apresentam o mesmo carregamento, apresentando, portanto, os mesmos esforços, deslocamentos e detalhamentos.

As vigas V207 e V209, também apresentam os mesmos esforços, deslocamentos e detalhamentos.

A viga V208, apoiada nos pilares P7, P36 e P3, apesar de possuir menor comprimento, é a viga mais solicitada, pois recebe o carregamento das vigas V201, V202, V203, V204 e V205, apresentando o detalhamento mais pesado.

Observa-se que os deslocamentos centrais das vigas V203 e V208, são iguais, o que confirma os cálculos, visto que o apoio é comum a ambas as vigas.

Pode-se notar que existe uma pequena diferença nos valores dos esforços e deslocamentos em vigas com o mesmo carregamento. Isto ocorre devido à

estrutura ter sido analisada como pórtico espacial, um carregamento em um lado ou pavimento da estrutura reflete muitas vezes em outro local e até em outro pavimento.



Figura 10.4 – Carregamento da viga 200.

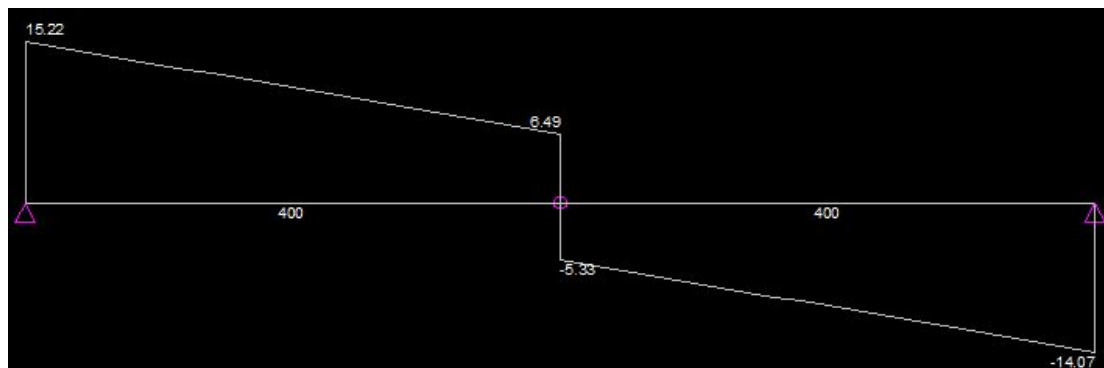


Figura 10.5 – Esforços cortantes de cálculo da viga 200.

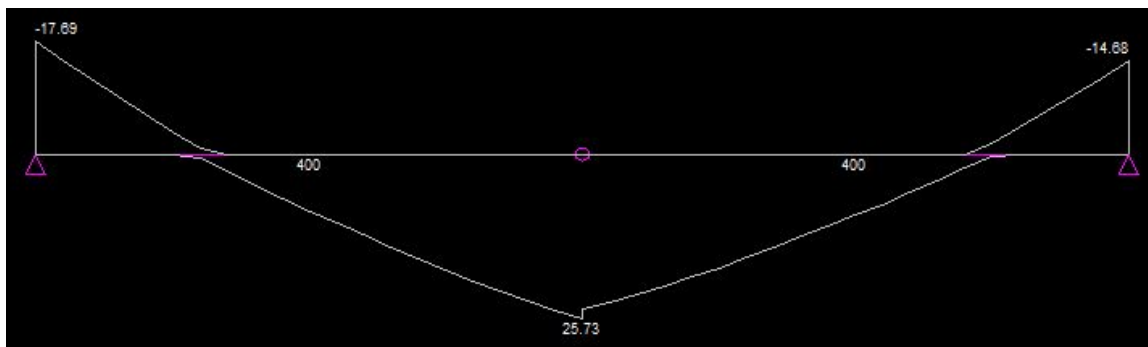


Figura 10.6 – Momentos fletores de cálculo da viga 200.

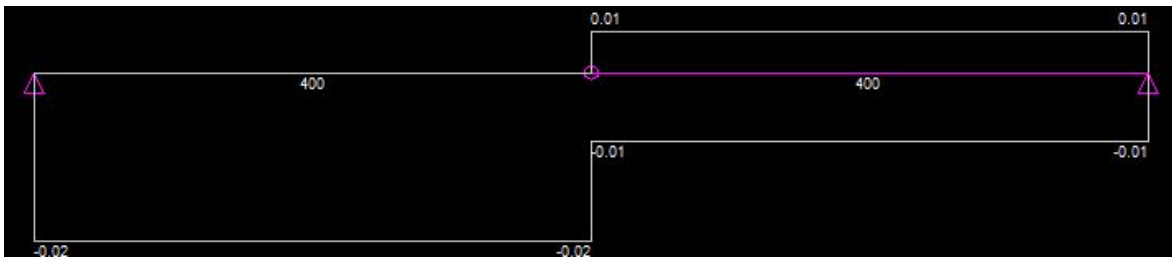


Figura 10.7 – Momentos torçores de cálculo da viga 200.

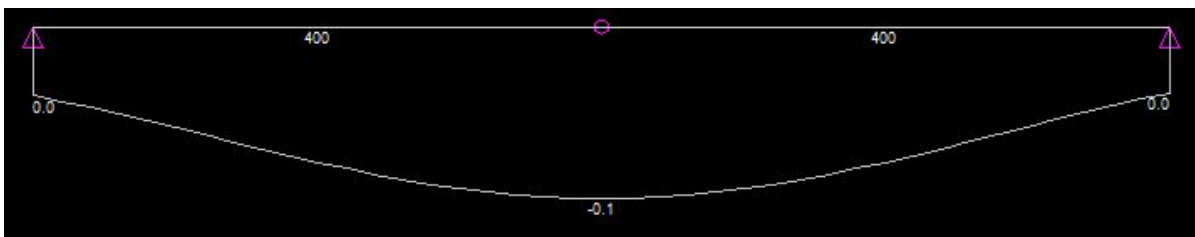


Figura 10.8 - Deslocamentos da viga 200.

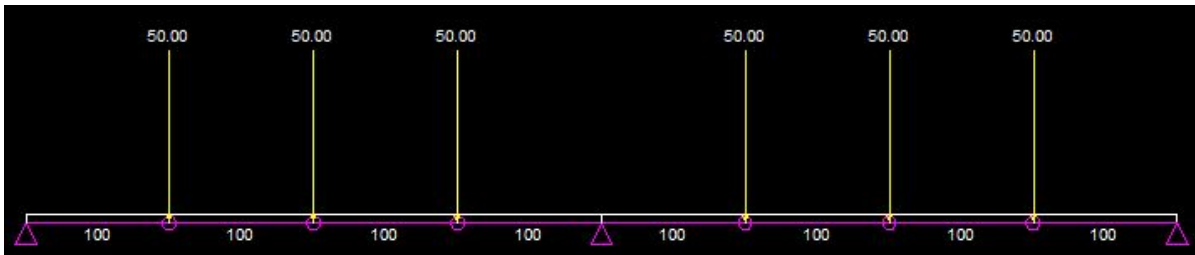


Figura 10.9 – Carregamento da viga 201.

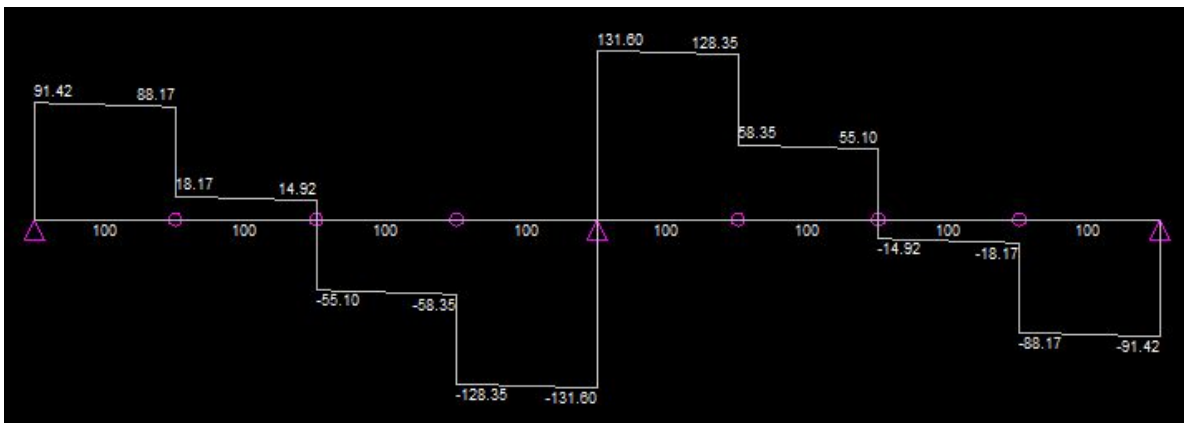


Figura 10.10 – Esforços cortantes de cálculo da viga 201.

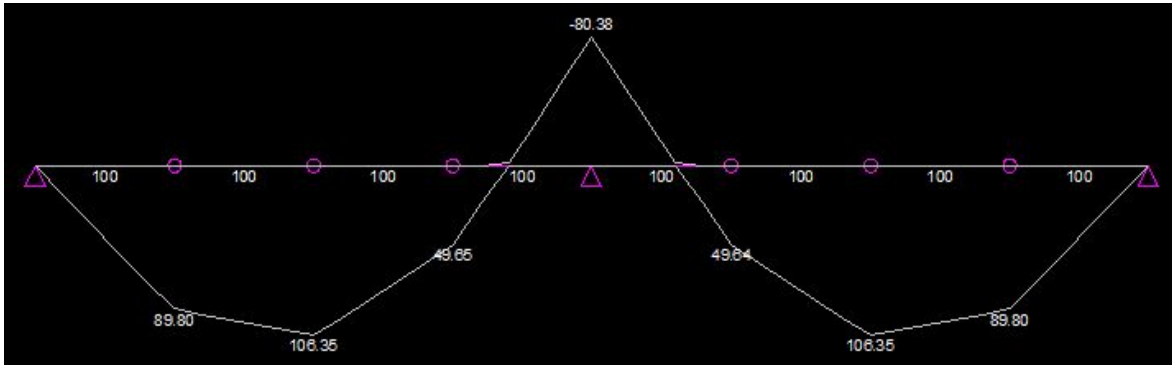


Figura 10.11 – Momentos fletores de cálculo da viga 201.

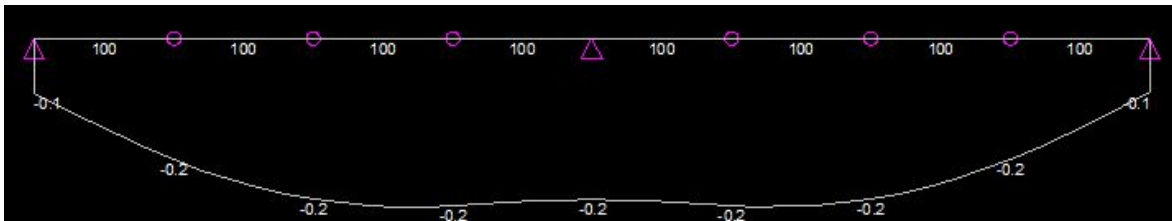


Figura 10.12 – Deslocamentos da viga 201.

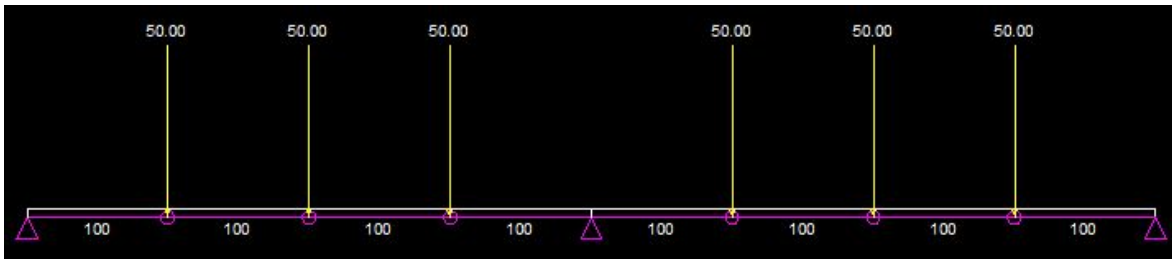


Figura 10.13 – Carregamento da viga 202.

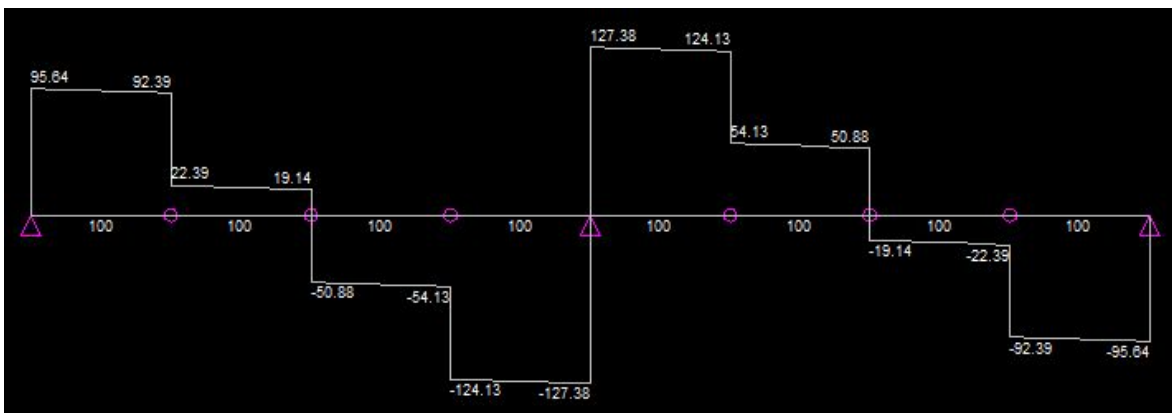


Figura 10.14 – Esforços cortantes de cálculo da viga 202.

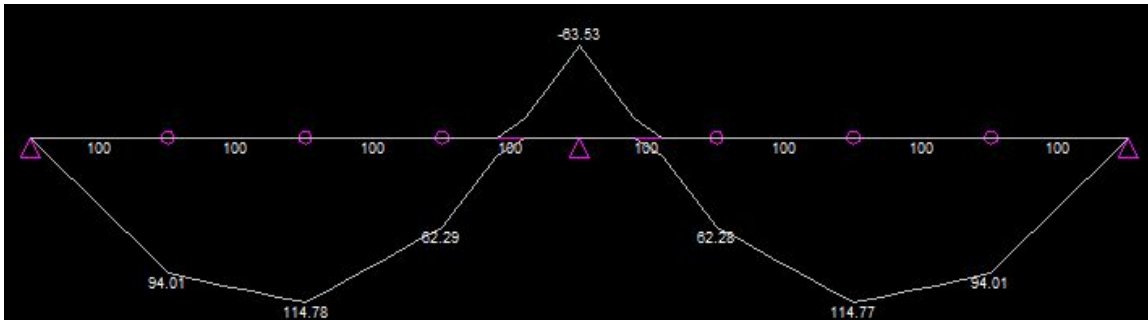


Figura 10.15 – Momentos fletores de cálculo da viga 202.

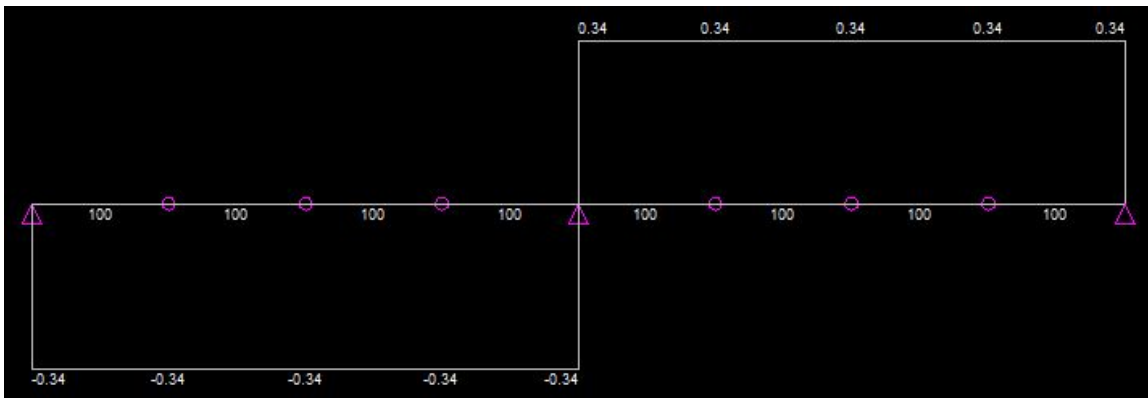


Figura 10.16 – Momentos torçores de cálculo da viga 202.

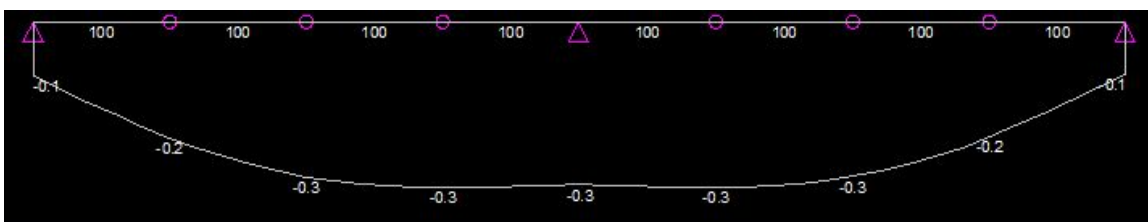


Figura 10.17 – Deslocamentos da viga 202.

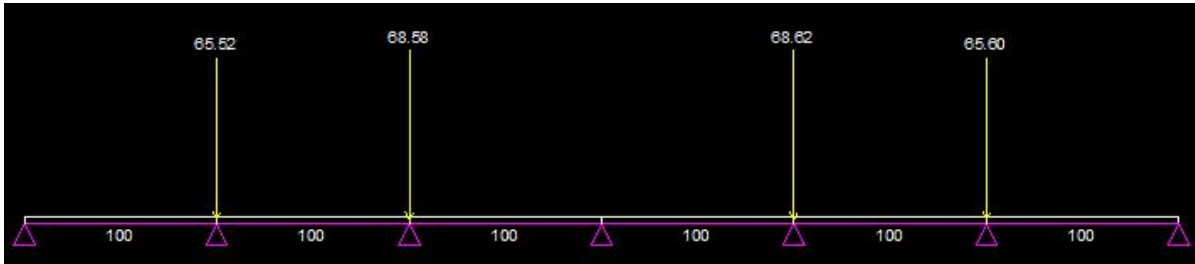


Figura 10.18 – Carregamento da viga 207.

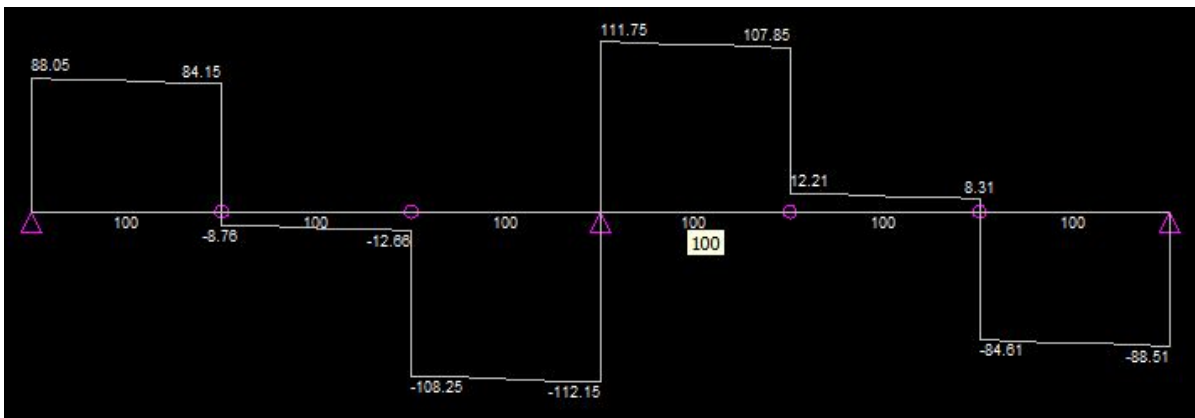


Figura 10.19 – Esforços cortantes de cálculo da viga 207.

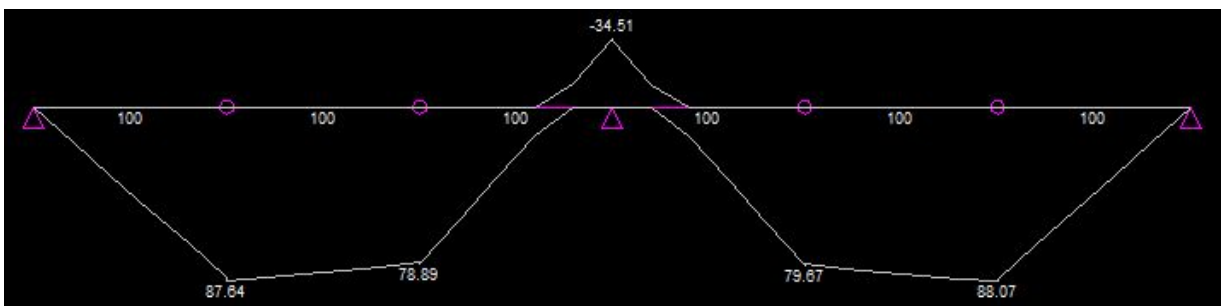


Figura 10.20 – Momentos fletores de cálculo da viga 207.

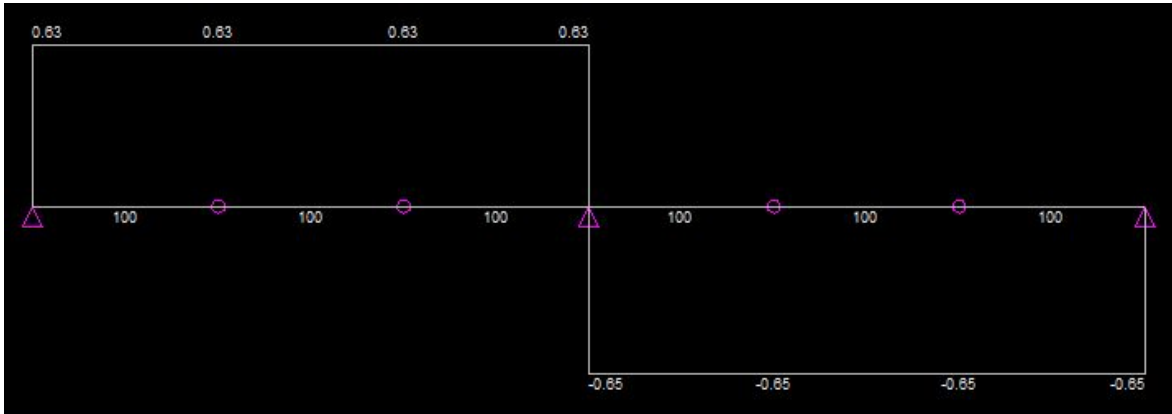


Figura 10.21 – Momentos torçores de cálculo da viga 207.

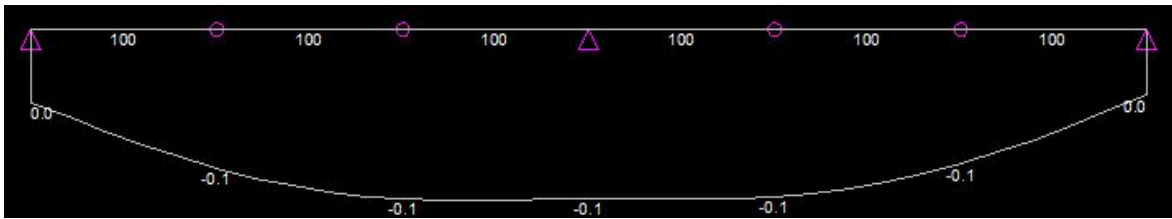


Figura 10.22 – Deslocamentos da viga 207.

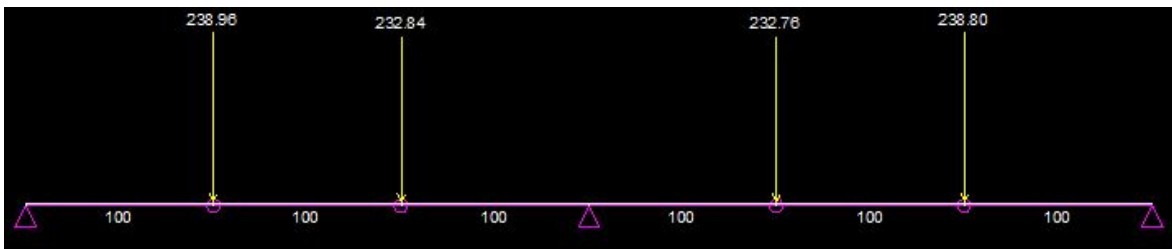


Figura 10.23 – Carregamento da viga 208.

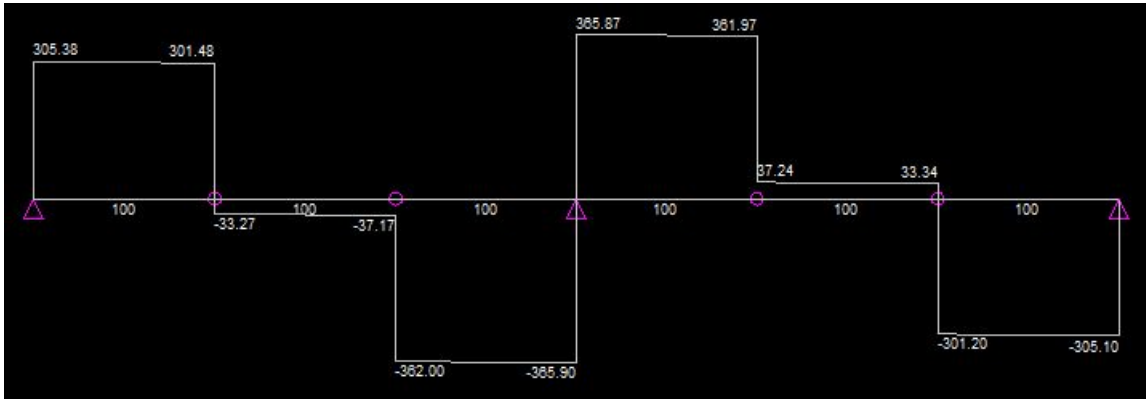


Figura 10.24 – Esforços cortantes de cálculo da viga 208.

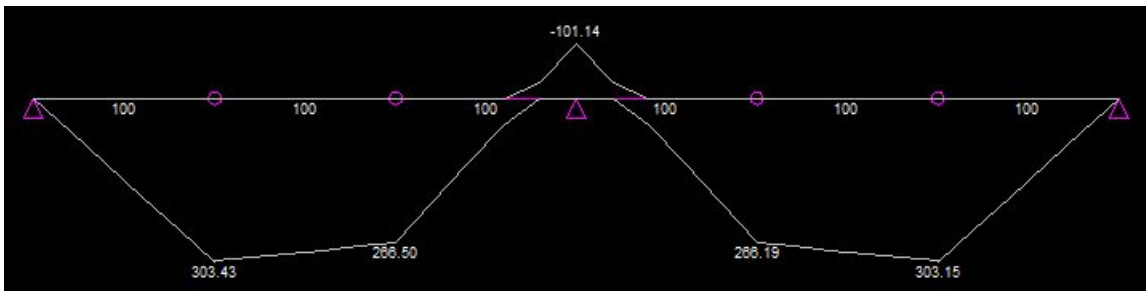


Figura 10.25 – Momentos fletores de cálculo da viga 208.

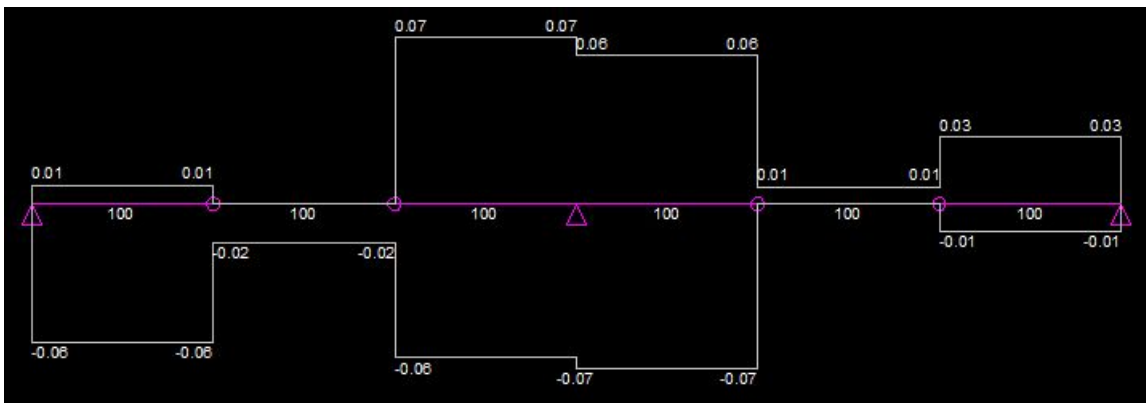


Figura 10.26 – Momentos torçores de cálculo da viga 208.

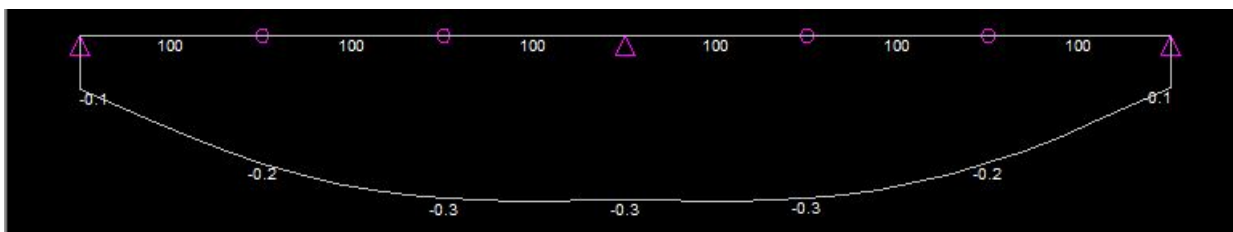


Figura 10.27 – Deslocamentos da viga 208.

Um subsolo foi dimensionado abaixo da placa de reação com 74,70 m² para dispensa de materiais e para dar acesso à parte inferior da placa de reação, permitindo assim parafusar os equipamentos na placa.

10.1.2- Especificações dos furos para fixação dos equipamentos

As aberturas contidas no plano vertical da laje de reação para fixação dos equipamentos do laboratório através de parafuso foram detalhadas como furos de para passagem de tubulação vertical em vigas.

Estas aberturas não devem ser superiores a 1/3 da largura da viga. A distância mínima de um furo à face mais próxima da viga deve ser pelo menos igual a 5 cm e duas vezes o cobrimento previsto nessa face. A seção remanescente nessa região, descontada a área ocupada pelo furo deve ser capaz de resistir aos esforços de cálculo, além de permitir uma boa concretagem.

No projeto em questão, onde foi necessário um conjunto de furos, eles devem ser alinhados a uma distância entre duas faces deve ser de no mínimo 5 cm ou o diâmetro do furo. Cada intervalo entre os furos deve conter um estribo ao longo da viga.

Todas essas exigências foram atendidas pelo projeto, como pode ser observado na figura 10.1.

10.1.3 - Detalhamento

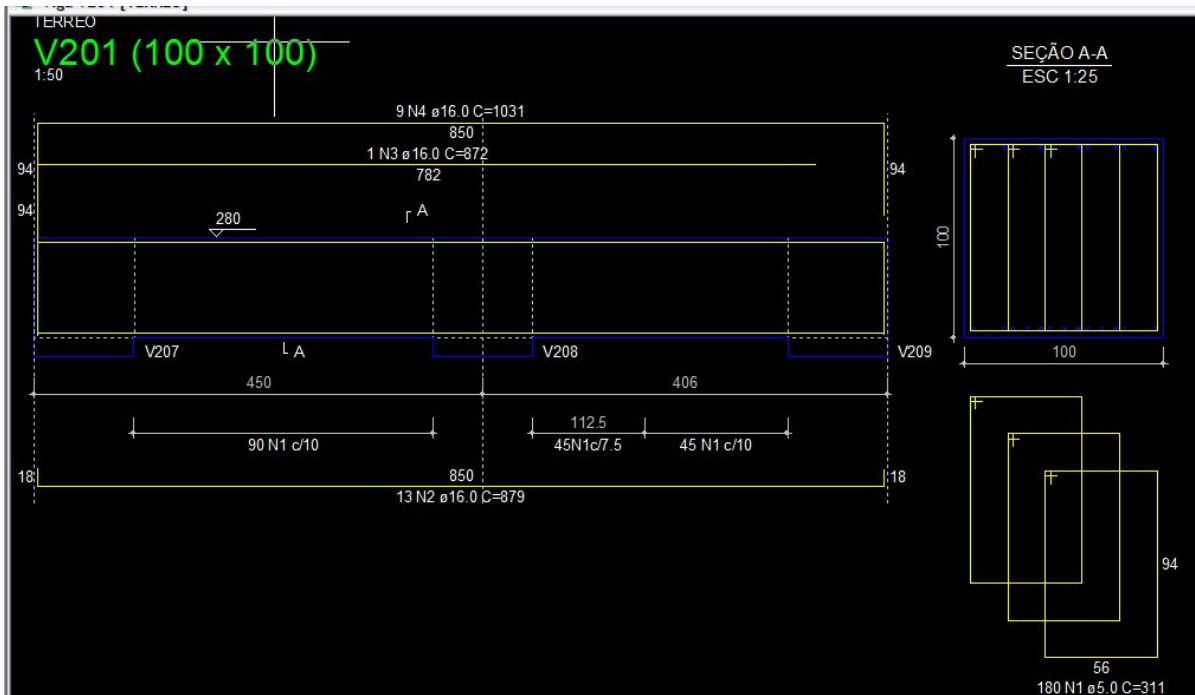


Figura 10.28 – Detalhamento da viga 201.

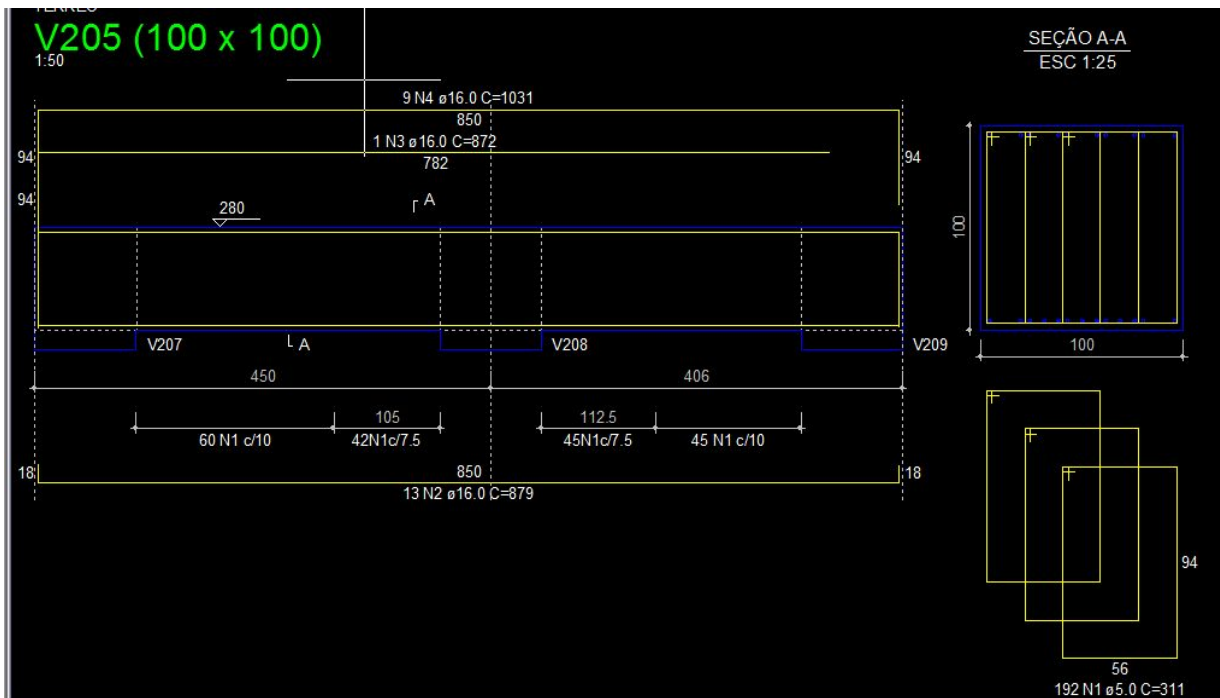


Figura 10.29 – Detalhamento da viga 205.

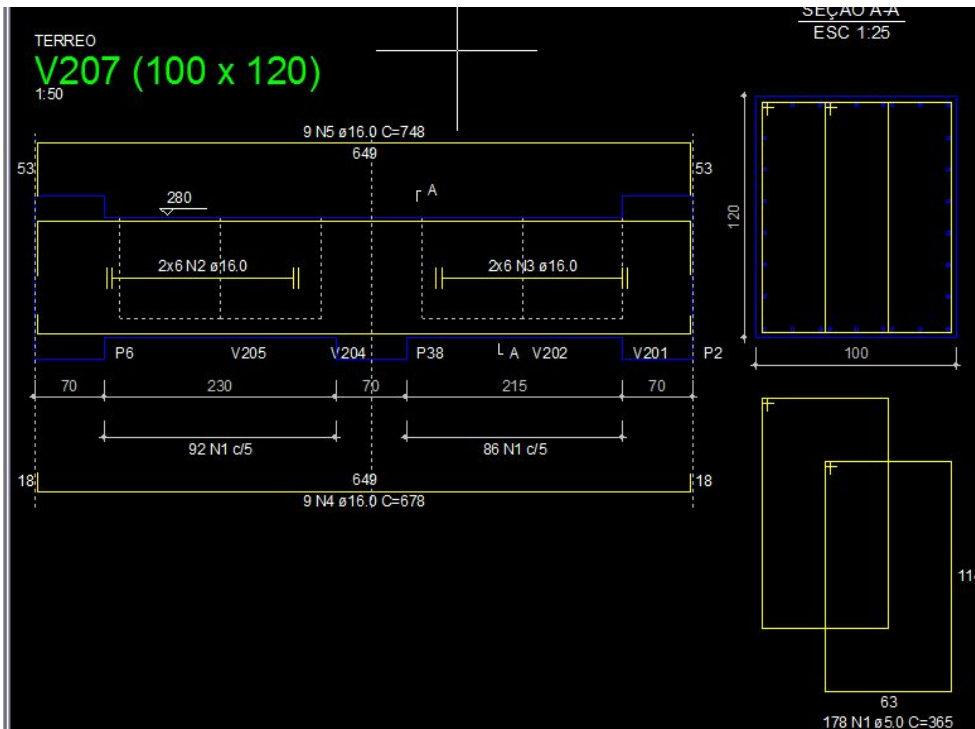


Figura 10.30 – Detalhamento da viga 207.

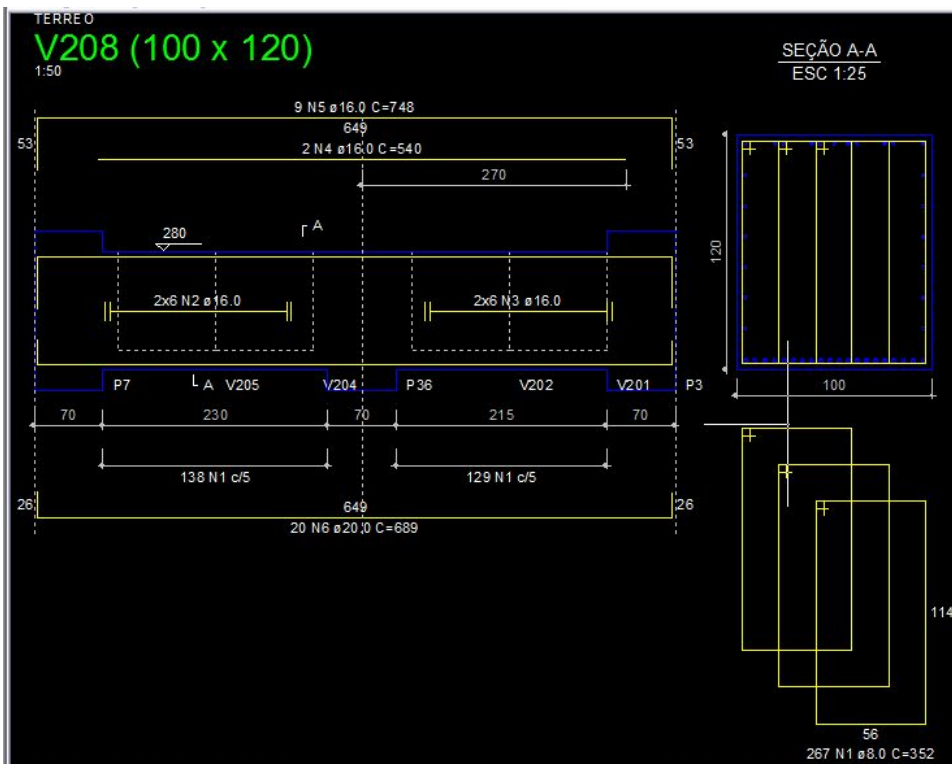


Figura 10.31 – Detalhamento da viga 208.

CAPITULO XI – Conclusão

Após o processo iterativo de várias tentativas e erros, considera-se que o presente trabalho foi de muita utilidade para o aprendizado. Foram casos triviais, do dia-a-dia do engenheiro, caso de lajes, vigas e pilares, mas de fundamental importância, pois qualquer elemento mal dimensionado pode levar à ruína da estrutura, com prejuízos, tanto financeiro, como de vidas humanas.

Foram analisados os casos de linhas de influência, para que fosse possível dimensionar a viga da ponte rolante, o que não é tão rotineiro, visto que temos a ocorrência de carga móvel.

Foi feito também o estudo do dimensionamento da mísula, que é uma estrutura pouco explicitada na norma NBR-6118. Foi preciso, portanto, pesquisar sobre o assunto na norma ACI.

Para a realização do projeto fez-se necessária a utilização dos Programas AutoCad, utilizado nas pranchas de detalhamento; Ftool, utilizado no cálculo das linhas de influência; do CAST, utilizado para auxiliar no dimensionamento da mísula e do Eberick, utilizado no dimensionamento do Edifício.

Observou-se que é de fundamental importância o conhecimento e a utilização destes programas, bem como de outros na elaboração dos projetos atualmente, mas percebeu-se que nenhum programa substitui o engenheiro, visto que é este quem idealiza e lança a estrutura, informa os dados. Os programas apenas processam as informações inseridas em sua memória.

A utilização do Eberick no cálculo da estrutura por pórtico espacial, mostrou algumas diferenças em relação ao cálculo manual. Por exemplo, no caso das lajes, calculadas manualmente pelo método de Barès, as vigas são indeformáveis, não sofrem deslocamentos, possuem grande inércia e, portanto, ocasionam o aparecimento de momentos entre as vigas e as lajes, os momentos negativos, bem maiores do que no sistema utilizado no Eberick.

No Eberick, onde as lajes são calculadas como pórtico espacial, é levada em consideração a rigidez das vigas e as suas deformações, o que ocasiona um momento negativo com menor valor, e mais realístico do que no cálculo manual.

O estudo que se fez necessário para simular a laje de reação foi realmente diferente de tudo o que foi visto. A visita aos laboratórios da UFRJ e da PUC-RJ foi de suma importância para se entender o funcionamento da laje de reação. Foram feitas várias tentativas e afinal acredita-se ter conseguido simular a mesma, de forma satisfatória.

Para finalizar, este Projeto Final foi essencial para o aprendizado, pois foi através deste que se conseguiu organizar os conhecimentos adquiridos durante os anos de graduação.

Este trabalho, além de tudo, trouxe a confiança necessária para iniciar os trabalhos como profissionais e, talvez, o mesmo sirva, futuramente, de auxílio a outros colegas formandos.

Bibliografia

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6118 - Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Armado, 2003.

ABNT, Associação Brasileira de Normas Técnicas - NBR 6120 – Cargas para o Cálculo de Estruturas, 1980.

ARAÚJO, J.M. 2003. Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 1.

ARAÚJO, J.M. 2003. Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 2.

ARAÚJO, J.M. 2003. Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 3.

ARAÚJO, J.M. 2003. Curso de Concreto Armado. Editora Dunas. Volume 4.

CARVALHO, R.C. e FIGUEIREDO J.R. 2001. Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado. Editora da UFSCar.

F. LEONARDT e E. MÖNNIG 1984. Construções de Concreto – Princípios Básicos sobre a Armação de Estruturas de Concreto Armado. Volume 3.

PINHEIRO, L.M. (2003). *Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios*. São Carlos, EESC-USP.

ANEXOS