

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**  
**FACULDADE DE TECNOLOGIA**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PROJETO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO**  
**RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO E**  
**PROTENDIDO E A INFLUÊNCIA DO PROCESSO**  
**CONSTRUTIVO**

**ERIC ALLONSO OLIVEIRA ALVES**

**ORIENTADOR: PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS**

**BRASÍLIA / DF: DEZEMBRO / 2017**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**PROJETO DA ESTRUTURA DE UM EDIFÍCIO  
RESIDENCIAL EM CONCRETO ARMADO E PROTENDIDO  
E A INFLUÊNCIA DO PROCESSO CONSTRUTIVO**

**ERIC ALLONSO OLIVEIRA ALVES**

**MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA  
CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS  
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE BACHAREL EM ENGENHARIA CIVIL.**

**APROVADA POR:**

---

**PAULO CHAVES DE REZENDE MARTINS, Dr. ECP (ENC-FT-UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**MARCOS HONORATO DE OLIVEIRA, Dr. (ENC-FT-UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**DIOGO VIEIRA RESENDE, Engenheiro (CONPREST ENGENHARIA)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 08 de DEZEMBRO de 2017.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

ALVES, ERIC ALLONSO OLIVEIRA

Projeto da Estrutura de um Edifício Residencial em Concreto Amado e Protendido e a Influência do Processo Construtivo [Distrito Federal] 2017.

xii, 95 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 1990)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Dimensionamento

2. Concreto Protendido

3. Concreto Armado

4. Processos Construtivos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

ALVES, E.A.O. (2017). Projeto da Estrutura de um Edifício Residencial em Concreto Armado e Protendido e a Influência do Processo Construtivo, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 95 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Eric Allonso Oliveira Alves

TÍTULO DA MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL: Projeto da Estrutura de um Edifício Residencial em Concreto Armado e Protendido e a Influência do Processo Construtivo

GRAU / ANO: Bacharel em Engenharia Civil / 2017

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta monografia de Projeto Final e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta monografia de Projeto Final pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Eric Allonso Oliveira Alves

Condomínio Solar de Brasília Quadra 1 Conjunto 13 Casa 8 – Jardim Botânico

71680349 – Brasília/DF – Brasil

## **RESUMO**

Este trabalho constitui-se em um memorial descritivo e de cálculo do projeto estrutural de um edifício de concreto armado e protendido, desenvolvido a partir da arquitetura de um prédio residencial construído em Milão nos anos 1980. Para fins de cálculo será considerada a execução do edifício em Brasília – DF.

Neste trabalho o objetivo é apresentar o projeto executivo da estrutura da edificação, com todas as dimensões finais e detalhamento dos elementos estruturais, incluindo plantas de armações. Além disso, apresentar as soluções estruturais adotadas para resolver as adversidades de projeto encontradas durante o dimensionamento da edificação.

# SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO .....	1
1.1	PROJETO ESTRUTURAL .....	2
1.2	OBJETIVOS .....	4
2	PROJETO DE ARQUITETURA.....	5
2.2	CARACTERÍSTICAS GERAIS.....	5
2.1.1	CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL.....	5
2.2	PROJETOS SEMELHANTES .....	8
2.2.1	PALÁCIO TIRADENTES .....	8
2.2.2	EDIFÍCIO-SEDE DA PROCURADORIA GERAL DA REPÚBLICA.....	9
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	10
3.1	LAJES .....	10
3.1.1	LAJES MACIÇAS .....	11
3.1.1.1	GRELHA EQUIVALENTE .....	11
3.1.2	LAJES LISAS .....	12
3.1.2.1	PUNÇÃO.....	13
3.2	CONCRETO PROTENDIDO .....	15
3.2.1	SISTEMAS DE PROTENSÃO.....	16
3.2.1.1	CONCRETO COM ARMADURA ATIVA PRÉ-TRACIONADA.....	16
3.2.1.2	CONCRETO COM ARMADURA ATIVA PÓS-TRACIONADA.....	16
3.2.2	TIPOS DE ANCORAGENS .....	17
3.2.3	GRAU DE PROTENSÃO.....	17
3.2.4	PERDAS DE PROTENSÃO.....	19
3.2.4.1	PERDAS IMEDIATAS.....	19

3.2.4.2	PERDAS DIFERIDAS .....	22
3.2.5	FLEXÃO ISOSTÁTICA.....	29
3.2.6	TIRANTES PROTENDIDOS.....	32
3.2.7	ELU NA PROTENSÃO.....	39
3.3	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS – ELS-DEF.....	40
3.3.1	COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....	40
3.3.1.1	MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS.....	40
4	MEMORIAL DESCRITIVO .....	42
4.1	MODELAGEM.....	42
4.2	CAD/TQS .....	42
4.3	PROPRIEDADES DO CONCRETO .....	44
4.4	PROPRIEDADE DO AÇO.....	44
4.5	CRITÉRIOS DE DURABILIDADE DO CONCRETO .....	45
4.6	SITUAÇÃO DE INCÊNDIO.....	47
4.7	AÇÕES DE CARREGAMENTO.....	48
4.8	VENTO.....	52
4.9	ELEMENTOS PROTENDIDOS.....	54
4.9.1	VIGAS PROTENDIDAS.....	54
4.9.2	TIRANTES PROTENDIDOS.....	56
5	MEMORIAL DE CÁLCULO.....	58
5.1	LANÇAMENTO ESTRUTURAL.....	58
5.1.1	ESCADAS.....	61
5.2	ESTABILIDADE GLOBAL .....	62
5.3	LAJES.....	65
5.3.1	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS – ELS-DEF .....	65
5.3.1.1	COEFICIENTE DE FLUÊNCIA .....	65

5.3.2	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO À FLEXÃO .....	71
5.3.3	DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO AO CISALHAMENTO .....	73
5.4	MARQUISE.....	78
5.4.1	ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS ELS-DEF .....	81
5.5	VIGAS .....	83
5.6	PILARES .....	85
5.7	ELEMENTOS PROTENDIDOS .....	89
5.7.1	VIGAS PROTENDIDAS .....	89
5.7.2	TIRANTES PROTENDIDOS .....	91
6	CONCLUSÕES .....	94
	BIBLIOGRAFIA.....	95
A1	DIMENSIONAMENTO DETALHADO VP1≡VP2 .....	98
A2	DIMENSIONAMENTO DETALHADO DE T2 .....	120
A3	DIMENSIONAMENTO DE VP3≡VP4≡VP5 .....	132
A4	DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES PROTENDIDOS .....	146

## ÍNDICE DE TABELAS

TABELA 3.1 - EXIGÊNCIAS DE DURABILIDADE RELACIONADAS À FISSURAÇÃO E À PROTEÇÃO DA ARMADURA, EM FUNÇÃO DAS CLASSES DE AGRESSIVIDADE AMBIENTAL .....	18
TABELA 4.1 - CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO .....	43
TABELA 4.2 - PROPRIEDADES DO CONCRETO UTILIZADO .....	44
TABELA 4.3 - PROPRIEDADES DO AÇO DE ARMADURA ATIVA UTILIZADO .....	45

TABELA 4.4 - PROPRIEDADES DO AÇO DE ARMADURA PASSIVA .....	45
TABELA 4.5 - COBRIMENTOS NOMINAIS ADOTADOS .....	46
TABELA 4.6 - CARGAS VARIÁVEIS ATUANTES NA ESTRUTURA.....	50
TABELA 4.7 - FATORES PARA O CÁLCULO DO EFEITO DO VENTO.....	53
TABELA 5.1 - NOVOS COEFICIENTES DE ARRASTO C.A .....	63
TABELA 5.2 – DESLOCAMENTOS-LIMITE SEGUNDO NBR6118:2014.....	65
TABELA 5.3 - VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS NO ELS .....	65
TABELA 5.4 - PARÂMETROS GERAIS .....	66
TABELA 5.5 - PARÂMETROS CONSTANTES .....	67
TABELA 5.6 - COEFICIENTE DE FLUÊNCIA .....	67
TABELA 5.7 - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DOS COEFICIENTES GLOBAIS .....	68
TABELA 5.8 - DADOS GERAIS.....	75
TABELA 5.9 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T1 .....	75
TABELA 5.10 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T2 .....	75
TABELA 5.11 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T3 .....	75
TABELA 5.12 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T4 .....	75
TABELA 5.13 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T5 .....	76
TABELA 5.14 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T6 .....	76
TABELA 5.15 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T7 .....	76
TABELA 5.16 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T8 .....	76
TABELA 5.17 - VERIFICAÇÃO À PUNÇÃO AO REDOR DE T9 .....	76
TABELA 5.18 - DIMENSIONAMENTO DAS MARQUISES .....	80
TABELA 5.19 – PARÂMETROS FINAIS $VP1 \equiv VP2$ .....	90
TABELA 5.20 - ELEVAÇÕES DOS CABOS DE PROTENSÃO $VP1 \equiv VP2$ .....	90
TABELA 5.21 - PARÂMETROS FINAIS DE $VP3 \equiv VP4 \equiv VP5$ .....	90
TABELA 5.22 - ELEVAÇÕES DOS CABOS DE PROTENSÃO $VP3 \equiv VP4 \equiv VP5$ .....	90
TABELA 5.23- PARÂMETROS FINAIS DE $T1 \equiv T7$ .....	93
TABELA 5.24 - PARÂMETROS FINAIS DE $T2 \equiv T8$ .....	93
TABELA 5.25 - PARÂMETROS FINAIS DE $T3 \equiv T9$ .....	93
TABELA 5.26 - PARÂMETROS FINAIS DE T4 .....	93
TABELA 5.27 - PARÂMETROS FINAIS DE T5 .....	93



TABELA 5.28 - PARÂMETROS FINAIS DE T6 .....	93
TABELA A1.1 - DADOS INICIAIS DE VPI .....	98
TABELA A1.2 – DADOS GERAIS .....	98
TABELA A1.3 - DADOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL.....	98
TABELA A1.4 - VALORES DE MOMENTOS MÁXIMO E MÍNIMO E TENSÕES DA SEÇÃO CRÍTICA DEVIDO AO CARREGAMENTO, SEM EFEITO DA PROTENSÃO .....	99
TABELA A1.5 - DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE CORDOALHAS .....	100
TABELA A1.6 - LIMITES GEOMÉTRICO E DO FUSO DE PASSAGEM DOS CABOS	101
TABELA A1.7 - ELEVAÇÕES DOS CABOS DE PROTENSÃO .....	101
TABELA A1.8 - DADOS INICIAIS CABO 1 .....	103
TABELA A1.9 - DADOS CABO 2 .....	103
TABELA A1.10 - DADOS CABO 3 .....	103
TABELA A1.11 - TENSÕES NO CONCRETO .....	103
TABELA A1.12 - PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO CABO 1.....	104
TABELA A1.13 – PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO CABO 2 .....	104
TABELA A1.14 - PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO CABO 3.....	105
TABELA A1.15 - DADOS GERAIS .....	105
TABELA A1.16 - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....	106
TABELA A1.17 – COEFICIENTE DE FLUÊNCIA .....	106
TABELA A1.18 - PARÂMETROS PARA A DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO .....	106
TABELA A1.19 - DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO.....	107
TABELA A1.20 - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO.....	107
TABELA A1.21 - RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO .....	107
TABELA A3.22 - TENSÕES NO CONCRETO E AÇO .....	107
TABELA A1.23 - PERDAS DIFERIDAS DE PROTENSÃO.....	107
TABELA A1.24 - PERDAS FINAIS DE PROTENSÃO CABO 1.....	109
TABELA A1.25 – PERDAS FINAIS DE PROTENSÃO CABO 2 .....	110
TABELA A1.26 - PERDAS FINAIS DE PROTENSÃO CABO 3.....	110

TABELA A1.27 - TENSÕES NO CONCRETO PARA T= 0 DIAS .....	111
TABELA A1.28 - TENSÕES NO CONCRETO PARA T = 28 DIAS .....	111
TABELA A1.29 - TENSÕES NO CONCRETO PARA T = $\infty$ .....	112
TABELA A1.30 - DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DO AÇO DE PROTENSÃO .....	113
TABELA A1.31 - DETERMINAÇÃO DO MOMENTO RESISTENTE DO CONCRETO	114
TABELA A1.32 - VERIFICAÇÃO DA NECESSIDADE DE ARMADURA PASSIVA....	114
TABELA A1.33 - VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE.....	114
TABELA A1.34 - VERIFICAÇÃO DO ELU NO ATO DA PROTENSÃO .....	115
TABELA A1.35 - NICHOS DE PROTENSÃO - CABO 1.....	118
TABELA A1.36 - NICHOS DE PROTENSÃO - CABO 2 .....	118
TABELA A1.37 - NICHOS DE PROTENSÃO - CABO 3.....	119
TABELA A2.1 - ÁREAS ESTIMADAS .....	120
TABELA A2.2 - FORÇAS AXIAIS .....	120
TABELA A2.3 - DADOS DO AP .....	120
TABELA A2.4 - CRITÉRIOS DE PROJETO.....	120
TABELA A2.5 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	121
TABELA A2.6 - PARÂMETROS INICIAS .....	122
TABELA A2.7 - PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO DE T2 EM KN.....	122
TABELA A2.8 – DADOS GERIAS .....	123
TABELA A2.9 - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE DE FLUÊNCIA.....	123
TABELA A2.10 - COEFICIENTE DE FLUÊNCIA .....	124
TABELA A2.11 - PARÂMETROS PARA A DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO .....	124
TABELA A2.12 - DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO.....	124
TABELA A2.13 - PARÂMETROS PARA DETERMINAÇÃO DA RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO.....	124
TABELA A2.14 - RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO .....	125
TABELA A2.15 - PERDAS DIFERIDAS.....	125
TABELA A2.16 - PERDAS FINAIS DE PROTENSÃO DE T2 .....	125
TABELA A2.17 – FORÇAS DEFINITIVAS DE PROTENSÃO.....	127

TABELA A2.18 – TENSÕES NO AÇO DE PROTENSÃO.....	127
TABELA A2.19 – TENSÕES NO CONCRETO .....	127
TABELA A3.1 – DADOS DA VIGA - TRECHO DO BALANÇO .....	132
TABELA A3.2 -ESFORÇOS DE CÁLCULO* .....	133
TABELA A3.3 - DADOS GERAIS.....	133
TABELA A3.4 - PROTENSÃO MÍNIMA – TRECHO DO BALANÇO.....	134
TABELA A3.5 - DETERMINAÇÃO DE AP – TRECHO DO BALANÇO .....	134
TABELA A3.6 - FORÇAS DE PROTENSÃO - TRECHO DO BALANÇO.....	134
TABELA A3.7 - DETERMINAÇÃO DO FUSO DE PASSAGEM - TRECHO BALANÇO .....	134
TABELA A3.8 - ELEVAÇÕES DO CABO DE PROTENSÃO - TRECHO DO BALANÇO .....	135
TABELA A3.9 - DADOS DA VIGA - TRECHO TRAMO CENTRAL .....	136
TABELA A3.10 - DADOS GERAIS.....	136
TABELA A3.11 - PROTENSÃO MÍNIMA - TRECHO DO TRAMO CENTRAL.....	137
TABELA A3.12 - DETERMINAÇÃO DE AP – TRECHO DO TRAMO CENTRAL.....	137
TABELA A3.13 - FORÇAS FINAIS DE PROTENSÃO – TRECHO DO TRAMO CENTRAL.....	137
TABELA A3.14 - DETERMINAÇÃO DO FUSO DE PASSAGEM - TRECHO DO TRAMO CENTRAL.....	137
TABELA A3.15 - ELEVAÇÕES DO CABO DE PROTENSÃO - TRECHO TRAMO CENTRAL.....	138
TABELA A3.16 - ELEVAÇÃO DO CABO DE PROTENSÃO.....	139
TABELA A3.17 - PERDAS DE PROTENSÃO.....	139
TABELA A3.18 - DEFORMAÇÃO POR RETRAÇÃO.....	140
TABELA A3.19 - RELAXAÇÃO DO AÇO DE PROTENSÃO .....	140
TABELA A3.20 - COEFICIENTE DE FLUÊNCIA .....	140
TABELA A3.21 - TENSÕES NO CONCRETO PARA $T = 0$ .....	141
TABELA A3.22 - TENSÕES NO CONCRETO PARA $T = 28$ DIAS .....	141
TABELA A3.23 - TENSÕES NO CONCRETO PARA $T = \infty$ .....	142
TABELA A3.24 - MOMENTO RESISTENTE PELO AÇO DE PROTENSÃO .....	142
TABELA A3.25 - MOMENTO RESISTENTE PELO CONCRETO .....	143

TABELA A3.26 - MOMENTO RESISTENTE DA SEÇÃO.....	143
TABELA A3.27 - ARMADURA PASSIVA.....	143
TABELA A3.28 - VERIFICAÇÃO DO ELU NO ATO DA PROTENSÃO .....	143
TABELA A3.29 - VERIFICAÇÃO DO ESFORÇO CORTANTE.....	144
TABELA A4.1 – ÁREAS ESTIMADAS .....	146
TABELA A4.2 - FORÇAS INICIAIS .....	146
TABELA A4.3 - DADOS DO AP .....	146
TABELA A4.4 - CRITÉRIOS DE PROJETO.....	146
TABELA A4.5 - CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO .....	147
TABELA A4.6 - ÁREAS DE ARMADURA ATIVA.....	147
TABELA A4.7 - ÁREAS FINAIS .....	147
TABELA A4.8 – PARÂMETROS INICIAIS .....	148
TABELA A4.9 - PERDAS IMEDIATAS DE PROTENSÃO.....	148
TABELA A4.10 - FORÇAS FINAIS .....	150
TABELA A4.11 - VERIFICAÇÃO DAS TENSÕES PARA X=0.....	150
TABELA A4.12 - DADOS E ESFORÇOS DE T1.....	150
TABELA A4.13 – DADOS E ESFORÇOS DE T3.....	152
TABELA A4.14 – DADOS E ESFORÇOS DE T4 .....	154
TABELA A4.15 - DADOS E ESFORÇOS DE T5.....	156
TABELA A4.16 - DADOS E ESFORÇOS DE T6.....	158

## ÍNDICE DE FIGURAS

FIGURA 2-1 - MODELO 3D DA EDIFICAÇÃO .....	5
FIGURA 2-2 – CROQUI DA GRELHA DE VIGAS PROTENDIDAS NA COBERTURA... 6	6
FIGURA 2-3 - FACHADA DO EDIFÍCIO ORIGINAL (GOOGLE MAPS).....	7
FIGURA 2-4 - FACHADA DO EDIFÍCIO ORIGINAL (GOOGLE MAPS).....	7
FIGURA 2-5 - VISTA SUPERIOR DO EDIFÍCIO ORIGINAL (GOOGLE MAPS).....	8
FIGURA 2-6 – PALÁCIO TIRADENTES.....	9
FIGURA 2-7 – VISTA E CORTE DA ESTRUTURA DE COBERTURA DO EDIFÍCIO- SEDE DA PROCURADORIA GERAL DA REPÚBLICA .....	9
FIGURA 2-8 - EDIFÍCIO-SEDE PROCURADORIA GERAL DA REPÚBLICA .....	10

FIGURA 3-1 - TENSÕES LIMITE (NAAMAN,2004 - MODIFICADO).....	29
FIGURA 3-2 – DIAGRAMA DE NAAMAN (MARTINS, NOTAS DE AULA).....	31
FIGURA 3-3 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO (SEM LINEARIZAÇÃO) E DO DOMÍNIO DE SOLUÇÕES (NAAMAN,2004).....	38
FIGURA 3-4 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO (COM LINEARIZAÇÃO) E DO DOMÍNIO DE SOLUÇÕES (NAAMAN,2004).....	39
FIGURA 4-1 - CARGAS DE ALVENARIA NA LAJE PRINCIPAL DO PAVIMENTO ...	50
FIGURA 4-2 - DIMENSÕES DA CAIXA D'ÁGUA (CATÁLOGO FORTLEV) .....	51
FIGURA 4-3 - DETALHE DO LANÇAMENTO DAS CARGAS DO RESERVATÓRIO SOBRE A LAJE .....	52
FIGURA 4-4 - ISOPLETAS DE VELOCIDADE BÁSICA $V_0$ [M/S] (NBR 6123:1988).....	53
FIGURA 4-5 - DIREÇÕES DO VENTO NO CAD/TQS (ROLEMBERG,2016) .....	54
FIGURA 4-6 - ANCORAGEM TIPO "E", (CATÁLOGO RUDLOFF).....	55
FIGURA 4-7 - ANCORAGEM PASSIVA TIPO "U" (VISTA DO CONJUNTO), (CATÁLOGO RUDLOFF).....	57
FIGURA 4-8 - ANCORAGEM PASSIVA TIPO "U" (VISTAS SUPERIOR E LATERAL), (CATÁLOGO RUDLOFF).....	58
FIGURA 5-1 - CROQUI DO PAVIMENTO TIPO.....	59
FIGURA 5-2 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS VP1 E VP2.....	60
FIGURA 5-3 - SEÇÃO TRANSVERSAL DAS VIGAS VP3. VP4 E VP5.....	61
FIGURA 5-4 – CORTE ESQUEMÁTICO DO LANCE DE DEGRAUS.....	62
FIGURA 5-5 – DESLOCAMENTOS DO PAVIMENTO TIPO.....	66
FIGURA 5-6 – DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE $K_0$ .....	68
FIGURA 5-7 - DETERMINAÇÃO DO COEFICIENTE H.....	69
FIGURA 5-8 - DETERMINAÇÃO DE $K_T$ .....	69
FIGURA 5-9 - ISOVALORES DE DESLOCAMENTOS VERTICAIS DO PAVIMENTO TIPO.....	70
FIGURA 5-10 - DETALHE DOS DIAGRAMAS DE MOMENTO FLETOR NO EDITOR DE ARMADURAS.....	72

FIGURA 5-11 - FAIXAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURA ORIGINAIS .....	73
FIGURA 5-12 - FAIXAS DE DISTRIBUIÇÃO DE ARMADURAS HOMOGENEIZADAS .....	73
FIGURA 5-13 - VERIFICAÇÃO DO EXCESSO E/OU FALTA DE ARMAÇÃO.....	73
FIGURA 5-14 - FAIXAS DE DISTRIBUIÇÃO E CONTORNOS CRÍTICOS DE PUNÇÃO .....	74
FIGURA 5-15 - ARMADURA DE PUNÇÃO DO TIPO CONECTORES .....	77
FIGURA 5-16 – DETALHE DISTRIBUIÇÃO DOS CONECTORES.....	78
FIGURA 5-17 - MODELAGEM DA MARQUISE NO FTOOL .....	79
FIGURA 5-18 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR CARACTERÍSTICO .....	79
FIGURA 5-19 - MODELO PARA A DETERMINAÇÃO DO MOMENTO FLETOR POSITIVO .....	79
FIGURA 5-20 - DIAGRAMA DE MOMENTO FLETOR CARACTERÍSTICO.....	80
FIGURA 5-21 - DIAGRAMA DE ESFORÇO CORTANTE CARACTERÍSTICO [KN/M]	80
FIGURA 5-22 - DETERMINAÇÃO DE $K_0$ .....	82
FIGURA 5-23 - DETERMINAÇÃO DE $K_T$ .....	82
FIGURA 5-24 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS DE V10 .....	84
FIGURA 5-25 - RESUMO DO DIMENSIONAMENTO DA VIGA V10.....	84
FIGURA 5-26 - DETALHAMENTO DA VIGA V10.....	85
FIGURA 5-27 - ESFORÇOS CARACTERÍSTICOS DO PÓRTICO ESPACIAL [TF,CM].	86
FIGURA 5-28 - ESFORÇOS DE CÁLCULO DE P5 LANCE 6 .....	87
FIGURA 5-29 - VERIFICAÇÃO DO LANCE 6 DE P5 [1-2].....	87
FIGURA 5-30 – VERIFICAÇÃO DO LANCE 6 DE P5 [2-2] .....	88
FIGURA 5-31 - DETALHAMENTO DE P5 LANCE 6 .....	88
FIGURA A1.1 - DIAGRAMA DE ESFORÇOS DE VP1 PARA CARGA MÁXIMA DO CAD/VIGAS.....	99
FIGURA A1.2 - DIAGRAMA DE NAAMAN PARA A VIGA VP1.....	99
FIGURA A1.3 - TRAJETÓRIA DOS CABOS DE PROTENSÃO .....	102
FIGURA A1.4 - TRAJETÓRIA DO CABO EQUIVALENTE.....	102
FIGURA A1.5 – DIAGRAMA DE PERDAS DE PROTENSÃO DO CABO 1.....	108
FIGURA A1.6 – DIAGRAMA DE PERDAS DE PROTENSÃO CABO 2 .....	108
FIGURA A1.7 - DIAGRAMA DE PERDAS DE PROTENSÃO CABO 3 .....	109

FIGURA A1.8 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS TENSÕES NO CONCRETO NA SEÇÃO CRÍTICA .....	112
FIGURA A1.9 - DISTÂNCIA MÍNIMA ENTRE AS ANCORAGENS E A FACE DO ELEMENTO .....	116
FIGURA A1.10 - DISTÂNCIAS MÍNIMAS DAS ANCORAGENS .....	116
FIGURA A1.11 - ARMAÇÃO DE FRETAGEM .....	117
FIGURA A1.13 – NICHOS DE PROTENSÃO VERTICAL .....	117
FIGURA A1.12 – NICHOS DE PROTENSÃO HORIZONTAL .....	117
FIGURA A2.1 - REPRESENTAÇÃO GEOMÉTRICA DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E DOMÍNIO DE SOLUÇÕES .....	121
FIGURA A2.2 - CURVAS DE PERDA DE PROTENSÃO .....	126
FIGURA A2.3 - ESFORÇOS DE CÁLCULO DETERMINADOS PELO CAD/PILAR.....	128
FIGURA A2.4 - DADOS DE ENTRADA.....	129
FIGURA A2.5 - CURVAS DE TAXAS DE ARMAÇÃO .....	129
FIGURA A2.6 - DIAGRAMA DE ITERAÇÃO DOS ESFORÇOS DE T2 .....	130
FIGURA A2.7 – RESULTADOS .....	130
FIGURA A3.1- ESFORÇOS GERADOS PELO CAD/VIGAS .....	132
FIGURA A3.2 - DIAGRAMA DE NAAMAN - TRECHO BALANÇO .....	133
FIGURA A3.3 - TRAÇADO DO CABO DE PROTENSÃO - TRECHO BALANÇO .....	135
FIGURA A3.4 - DIAGRAMA DE NAAMAN - TRECHO TRAMO CENTRAL .....	136
FIGURA A3.5 - TRAÇADO DO CABO DE PROTENSÃO - TRECHO TRAMO CENTRAL .....	138
FIGURA A3.6 - DIAGRAMA DE PERDAS DE PROTENSÃO .....	140
FIGURA A3.7 - DETERMINAÇÃO DE KT .....	144
FIGURA A3.8 - DETERMINAÇÃO DE KT .....	145
FIGURA A4.1 - REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS CRITÉRIOS DE DIMENSIONAMENTO E DOMÍNIO DE SOLUÇÕES .....	147
FIGURA A4.2 – DIAGRAMA DE PERDAS DE PROTENSÃO.....	149
FIGURA A4.3 - DADOS DE ENTRADA.....	151
FIGURA A4.4 - TAXAS DE ARMADURA.....	151

FIGURA A4.5 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO DOS ESFORÇOS .....	152
FIGURA A4.6 - DADOS DE ENTRADA.....	153
FIGURA A4.7 - TAXAS DE ARMADURA.....	153
FIGURA A4.8 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO DE ESFORÇOS.....	154
FIGURA A4.9 - DADOS DE ENTRADA.....	155
FIGURA A4.10 - TAXAS DE ARMADURA.....	155
FIGURA A4.11 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO DOS ESFORÇOS .....	156
FIGURA A4.12 - DADOS DE ENTRADA.....	157
FIGURA A4.13 - TAXAS DE ARMADURA.....	157
FIGURA A4.14 - DIAGRAMA DE ITERAÇÃO DE ESFORÇOS.....	158
FIGURA A4.15 - DADOS DE ENTRADA.....	159
FIGURA A4.16 - TAXAS DE ARMADURA.....	159
FIGURA A4.17 - DIAGRAMA DE INTERAÇÃO DE ESFORÇOS.....	160



## **SIMBOLOGIA**

### **Letras minúsculas**

- a - comprimento de influência de cravação da ancoragem;
  - deslocamento máximo (flecha);
- $b_w$  - largura de uma viga;
- c - cobrimento da armadura em relação à face do elemento;
- d - altura útil;
- e - excentricidade de cálculo oriunda dos esforços;
- $e_o$  - excentricidade do cabo de protensão;
- $f_{ck}$  - resistência característica à compressão do concreto;
- $f_{ct,m}$  - resistência média do concreto à tração;
- $f_{ct,inf}$  - resistência inferior do concreto à tração;
- $f_{ct,sup}$  - resistência superior do concreto à tração;
- $f_{yk}$  - resistência característica ao escoamento do aço;
- g - carga permanente;
- p - carga total;
- q - carga acidental;

### **Letras Maiúsculas**

- $A_c$  – área da seção transversal de concreto
- $A_p$  – área da seção transversal da armadura ativa;
- $A_s$  – área da seção transversal da armadura longitudinal passiva;
- $E_{ci}$  - módulo de elasticidade inicial do concreto;
- $E_{cs}$  - módulo de elasticidade secante do concreto;
- $I_c$  – momento de inércia à flexão da seção bruta de concreto;
- M – momento fletor;
- $M_{1d}$  – momento fletor de 1ª ordem de cálculo;
- $M_{2d}$  – momento fletor de 2ª ordem de cálculo;
- $M_{rd}$  – momento fletor resistente de cálculo;
- $M_{sd}$  – momento solicitante de cálculo;
- $N_d$  – força normal de cálculo;

P – força de protensão;  
R<sub>d</sub> - resistência de cálculo;  
S<sub>d</sub> - solitação de cálculo;  
T – temperatura;  
W - módulo de resistência à flexão;

### **Letras gregas**

$\alpha$  – ângulo;  
- coeficiente;  
 $\alpha_e$  - parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade;  
 $\beta$  – coeficiente;  
 $\gamma$  - peso específico;  
- coeficiente de ponderação;  
 $\delta$  - penetração da cunha de ancoragem;  
 $\varepsilon$  – deformação específica;  
 $\varepsilon_c$  – deformação específica do concreto;  
 $\varepsilon_{cs}$  – deformação do concreto por retração;  
 $\theta$  – ângulo de inclinação;  
 $\lambda$  – índice de esbeltez;  
 $\mu$  – coeficiente de atrito;  
 $\nu$  - coeficiente de Poisson;  
 $\rho$  – taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;  
 $\sigma_c$  – tensão de compressão no concreto;  
 $\sigma_p$  – tensão no aço de protensão;  
 $\phi$  – diâmetro das barras de armadura;  
- diâmetro das cordoalhas de protensão;  
 $\varphi$  - coeficiente de fluência do concreto;  
 $\psi$  - coeficiente de relaxação do aço de protensão;

# 1 INTRODUÇÃO

Esta monografia é composta pelo memorial de cálculo, além de um breve memorial descritivo do projeto da estrutura de um edifício residencial suposto construído em Brasília-DF.

Na alçada da elaboração do projeto estrutural desse edifício estão presentes os elementos componentes da superestrutura da edificação, sendo os projetos da estrutura de fundação, bem como seu projeto geotécnico, não pertencentes ao domínio desse trabalho. Dessa forma, são dimensionados e detalhados apenas os elementos que compõem a superestrutura da edificação, vigas lajes e pilares em concreto armado, além dos elementos em concreto protendido, que compõem a estrutura total da edificação.

Na elaboração do Projeto Final 1 foram analisadas as influências do processo construtivo no dimensionamento da estrutura da edificação graças à sua concepção estrutural. Essa análise contou com a comparação de dois processos executivos distintos e quais suas respectivas influências no dimensionamento. As alternativas discutidas foram quanto à execução convencional, sendo a estrutura erguida de forma sequencial, desde a fundação à cobertura. A segunda alternativa consistia na execução prévia das torres laterais e dos elementos de cobertura e posterior execução dos pavimentos. Após as análises das vantagens e desvantagens de cada alternativa, nenhuma das alternativas se mostrou nitidamente vantajosa em relação à outra, contudo, as vantagens relacionadas à alternativa de execução convencional levaram à sua escolha como processo executivo a ser adotado. Além disso, foram apresentados os parâmetros de projeto, a modelagem a ser utilizada, bem como as ferramentas para isso e por fim a apresentação das plantas de forma com dimensões preliminares dos elementos estruturais.

A elaboração do Projeto Final 2 conta com o dimensionamento final dos elementos, sendo o produto final do trabalho, além dos memoriais, as plantas de forma com dimensões finais, plantas de armação e plantas de carga e locação dos pilares.

## 1.1 PROJETO ESTRUTURAL

O Projeto estrutural consiste no conjunto de atividades de projeto que tem por objetivo a determinação das dimensões dos elementos que compõem a estrutura de uma edificação, incluindo os detalhamentos necessários para execução do projeto, tais como disposição de armaduras, ligações de elementos, etapas de execução, entre outras.

O desenvolvimento das etapas desse processo deve atender aos requisitos dispostos nas normas técnicas vigentes, a fim de garantir os critérios de segurança, durabilidade e bom desempenho durante a vida útil da estrutura. Segundo Clímaco (2015), a estrutura de uma edificação é considerada segura quando atende, simultaneamente, aos seguintes requisitos:

- a. Mantém durante sua vida útil as características originais do projeto, a um custo razoável de execução e manutenção.
- b. Em condições normais de utilização, não apresenta aparência que cause inquietação aos usuários ou ao público em geral, nem falsos sinais de alarme que lancem suspeitas sobre sua segurança.
- c. Sob utilização indevida, deve apresentar sinais visíveis – deslocamentos e/ou fissuras – de aviso de eventuais estados de perigo.

Este trabalho tem como referência básica as normas técnicas da ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), em especial a NBR 6118:2014 – *Projetos de Estruturas de Concreto – procedimento*. Os critérios de segurança adotados na NBR 6118:2014 baseiam-se na NBR 8681:2003 – *Ações e segurança nas estruturas – procedimento*, que por sua vez adota o Método dos Estados Limites, um método semi-probabilístico em que as resistências características dos materiais são minoradas e as solicitações são majoradas, para garantia da segurança. Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), o método dos estados limites é um processo simplificado de verificações de segurança, visto que uma análise probabilística completa seria difícil e complicada, até mesmo impossível.

A estrutura é segura quando as solicitações de cálculo forem, no máximo, iguais aos valores das resistências de cálculo, ou seja:

$$R_d \geq S_d \quad (1.1)$$

Os estados limites considerados no cálculo das estruturas de concreto são os Estados Limites Últimos (ELU) e os Estados limites de Serviço (ELS). A segurança de uma estrutura é garantida se nenhum Estado Limite Último (ELU) for atingido. A NBR 6118:2014 define no item 3.2.1 ELU como “Estado Limite relacionado ao colapso, ou a qualquer outra forma de ruína estrutural, que determine a paralisação do uso da estrutura”. O item 10.3 determina que “a segurança das estruturas de concreto deve ser sempre verificada, em relação aos seguintes estados limites últimos:

- a. Estado limite da perda do equilíbrio da estrutura, admitida com corpo rígido;
- b. Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, devido às solicitações normais e tangenciais (...) admitindo-se, em geral, as verificações separadas das solicitações normais e tangenciais; todavia, quando a interação entre elas for importante, ela estará explicitamente indicada nesta Norma;
- c. Estado limite último de esgotamento da capacidade resistente da estrutura, no seu todo ou em parte, considerando os efeitos de segunda ordem;
- d. Estado limite último provocado por solicitações dinâmicas;
- e. Estado limite último de colapso progressivo;
- f. Outros estados limites últimos que eventualmente possam ocorrer em casos especiais”.

Dessa forma, sendo atingido um ELU, a estrutura esgota sua capacidade resistente, interrompendo seu funcionamento por ruína de um ou mais de seus componentes. Entretanto, a ruína atingida pela estrutura será segura<sup>1</sup>.

A NBR 6118:2014 define no item 10.4 que os estados limites de serviço são aqueles relacionados ao conforto do usuário, à durabilidade das estruturas, à aparência e à boa utilização das estruturas, seja em relação aos usuários, seja em relação às máquinas e aos equipamentos suportados pela estrutura.

Carvalho e Figueiredo Filho (2015) afirmam que a segurança das estruturas de concreto pode exigir a verificação de alguns estados limites de serviço definidos no item 3.2 da NBR 6118:2014, em especial aqueles referentes às estruturas de concreto protendido, sendo esses:

---

<sup>1</sup> Entende-se por ruína segura o oposto de ruína frágil, ou seja, uma ruína com avisos, tais como grandes deformações ou alto grau de fissuração.

- a. Estado limite de formação de fissuras (ELS-F);
- b. Estado limite de abertura de fissuras (ELS-W);
- c. Estado limite de deformações excessivas (ELS-DEF);
- d. Estado limite de descompressão (ELS-D);
- e. Estado limite de descompressão parcial (ELS-DP);
- f. Estado limite de compressão excessiva (ELS-CE);
- g. Estado limite de vibrações excessivas (ELS-VE);

## 1.2 OBJETIVOS

Este trabalho tem como objetivo principal a consolidação do conhecimento adquirido ao longo do curso de Engenharia Civil por meio da elaboração de um projeto estrutural completo, buscando a simulação e, conseqüentemente, a preparação para atuação profissional na área de elaboração de Projetos Estruturais.

Como objetivos secundários deste projeto destacam-se a familiarização e otimização do conhecimento de *softwares* de cálculo estrutural, a elaboração de uma conexão proficiente dos conhecimentos assimilados nas disciplinas da cadeira de Estruturas durante o curso, utilização prática de conceitos teóricos e exploração de temas pouco ou não abordados durante a graduação.

## 2 PROJETO DE ARQUITETURA

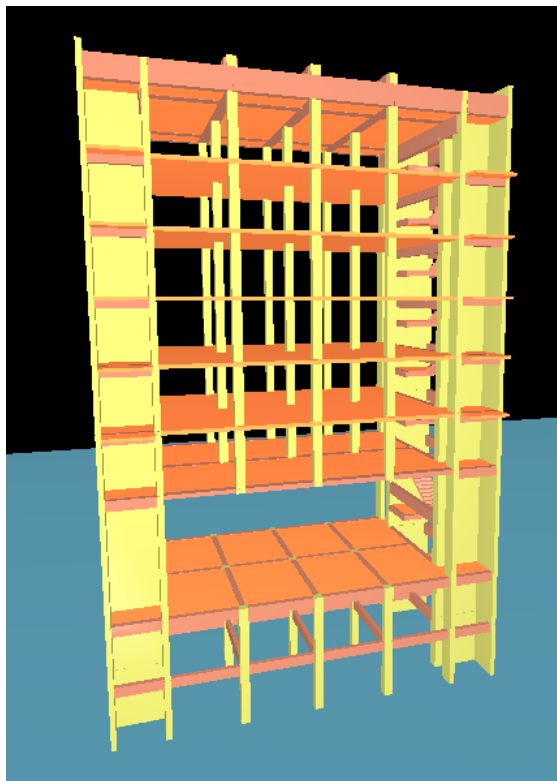
### 2.2 CARACTERÍSTICAS GERAIS

Estrutura: Edifício Residencial.

Local: Brasília – DF.

#### 2.1.1 CARACTERÍSTICAS DO EDIFÍCIO E CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

O edifício em questão é um edifício residencial construído em Milão, de junho de 1985 a Dezembro de 1988. É formada por um subsolo, um pavimento térreo, seis pavimentos tipo e uma cobertura. O subsolo é formado apenas por vigas que formam um cintamento dos pilares que apoiam as vigas do pavimento térreo. O térreo, por sua vez, apresenta um vão livre de 15 metros. Este vão, necessário para passagem de pedestres e automóveis, é um fator determinante para a concepção estrutural do prédio e pode ser observado na Figura 2-1 a seguir.



*Figura 2-1 - Modelo 3D da edificação*

Devido à dificuldade de se vencer este vão com estrutura convencional, optou-se apoiar os seis pavimentos em nove tirantes de concreto protendido, sendo estes pendurados em uma grelha de vigas protendidas invertidas na cobertura.

Esta grelha, que pode ser observada na figura 2-2, é formada por duas vigas principais e três vigas secundárias. Os tirantes se apoiam diretamente nas vigas protendidas secundárias, que transferem a carga para as duas vigas protendidas principais. As vigas principais são simplesmente apoiadas em pilares robustos de seção “L” localizados nas duas laterais do edifício, compondo os pórticos principais da estrutura. A articulação é garantida a partir da utilização de aparelhos de apoio do tipo elastoméricos. A estabilidade lateral da edificação é garantida pelas duas caixas de escadas localizadas nas laterais da edificação, que proporcionam um aumento da rigidez da estrutura.

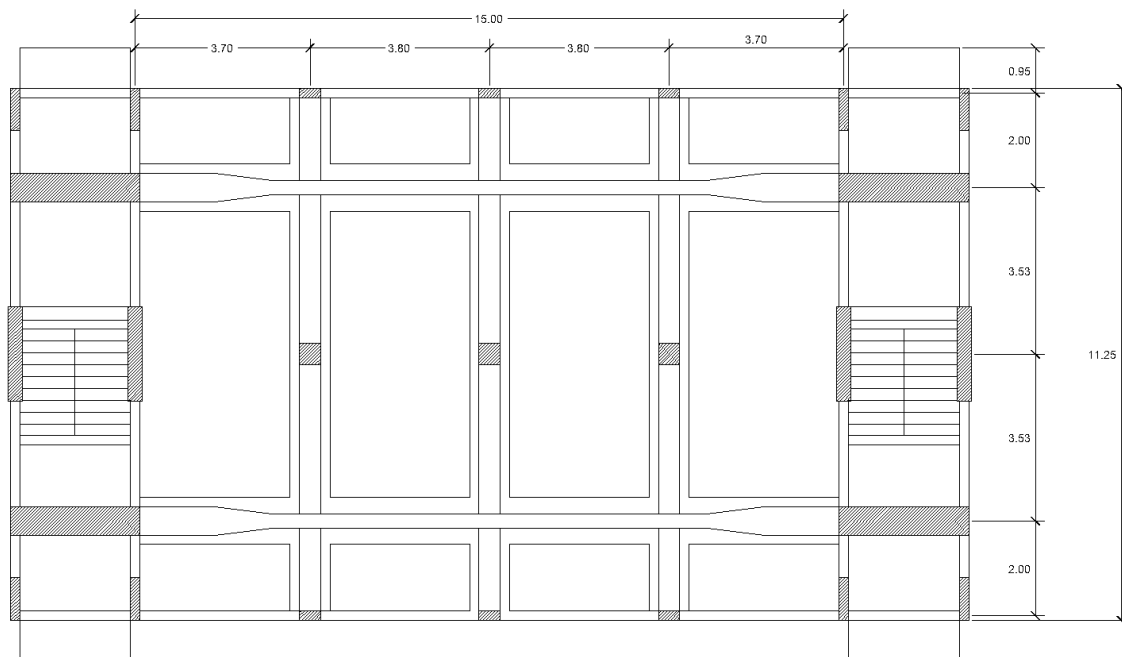


Figura 2-2 – Croqui da grelha de vigas protendidas na cobertura

As informações referentes à arquitetura apresentadas compuseram um conjunto básico de referências necessárias ao projetista para realizar o lançamento estrutural e posteriores análises. A falta e/ou imprecisão das informações necessárias ao projetista farão parte das decisões de projeto e serão comentadas quando pertinentes.

A concepção estrutural do edifício levou a uma solução estrutural incomum e distinta do sistema tradicional, em que as cargas das lajes são transmitidas para as vigas, das vigas para



os pilares, dos pilares para a fundação e da fundação para o solo. Essa concepção distinta exige certos cuidados quanto ao dimensionamento da estrutura, sendo que um importante parâmetro a ser controlado são os deslocamentos dos elementos estruturais, principalmente os elementos da cobertura e os deslocamentos das lajes que compõem os pavimentos tipo.

As figuras a seguir mostram o edifício original que inspirou esse trabalho.



*Figura 2-3 - Fachada do edifício original (Google Maps)*



*Figura 2-4 - Fachada do edifício original (Google Maps)*



*Figura 2-5 - Vista superior do edifício original (Google Maps)*

## **2.2 PROJETOS SEMELHANTES**

### **2.2.1 PALÁCIO TIRADENTES**

O Palácio Tiradentes é um dos seis edifícios que compõem a Cidade Administrativa Tancredo Neves, a sede do Governo de Minas Gerais. Sob o ponto de vista estrutural, é o edifício mais complexo entre todos, possuindo aproximadamente 20 mil m<sup>2</sup> de área construída.

O edifício, executado em concreto armado e protendido, é composto por quatro pavimentos-tipo, um pavimento técnico e um subsolo. Os cinco pavimentos compõem um grande bloco estrutural de 147,50 metros de comprimento e 17,20 metros de largura, totalmente suspensos por tirantes de aço, apoiados em vigas protendidas na cobertura.

Essas vigas se apoiam em dois grandes pórticos paralelos compostos por uma viga protendida e dois pilares robustos cada. A estrutura conta com esses quatro pilares como os únicos pontos de apoio do edifício.

Ao todo são 30 tirantes de suspensão que se apoiam em 15 vigas protendidas dispostas transversalmente aos grandes pórticos paralelos, que recebem a carga da todo o edifício. Com a retirada do escoramento e fim das pretensões, o Palácio Tiradentes passou a possuir o maior vão suspenso do mundo. A Cidade Administrativa Tancredo Neves contou com o projeto arquitetônico de Oscar Niemeyer e projeto estrutural de José Carlos Süsskind.

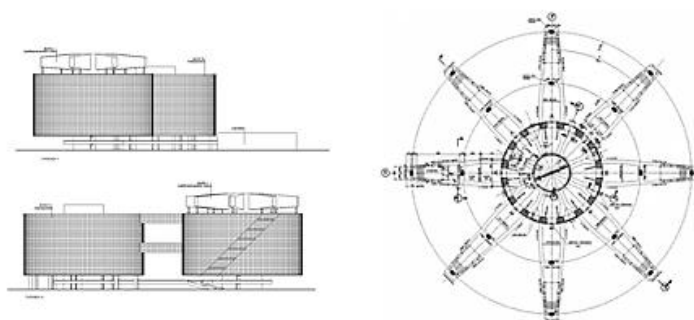


*Figura 2-6 – Palácio Tiradentes*

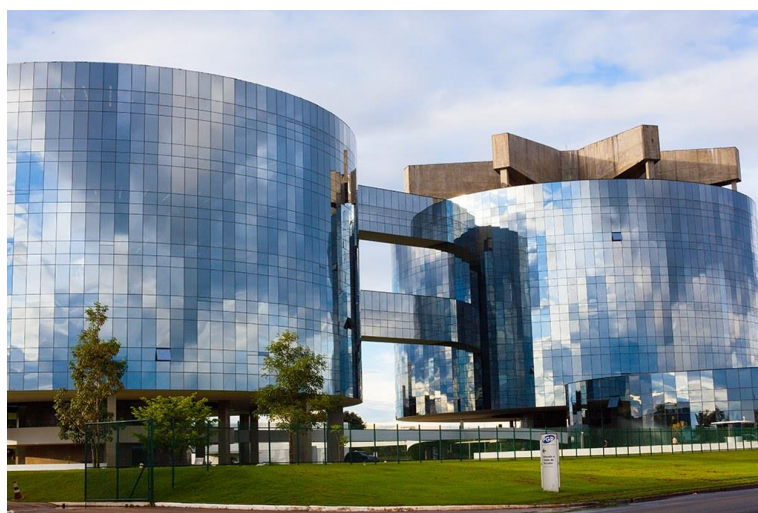
## **2.2.2 EDIFÍCIO-SEDE DA PROCURADORIA GERAL DA REPÚBLICA**

O edifício-sede da Procuradoria Geral da República em Brasília foi projetado por Oscar Niemeyer e, novamente, calculado pelo engenheiro José Carlos Süssekind. Composto por seis blocos interligados por passarela e subsolo, o complexo possui uma área total de 71.873,73 m<sup>2</sup>. A concepção estrutural que interessa a este projeto é a referente ao Bloco A, onde estão localizados os gabinetes dos subprocuradores-gerais.

O Bloco A apresenta apenas um ponto de apoio central, formado por um pilar circular robusto. No topo do pilar nascem oito grandes vigas protendidas dispostas radialmente, proporcionando uma forma de estrela ou guarda chuva da estrutura quando vista de cima. De cada viga nascem dois tirantes de concreto protendido que funcionam como os únicos apoios para os pavimentos do bloco.



*Figura 2-7 – Vista e corte da estrutura de cobertura do edifício-sede da Procuradoria Geral da República*



*Figura 2-8 - Edifício-sede Procuradoria Geral da República*

## **3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **3.1 LAJES**

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), sob o ponto de vista estrutural, lajes são placas de concreto e representam um elemento estrutural de superfície plana, em que a dimensão perpendicular à superfície, usualmente chamada espessura, é relativamente pequena comparada às demais, além de estarem sujeitas principalmente a ações normais ao seu plano.

Lajes são elementos integrantes da estrutura terciária da superestrutura de uma edificação e, de acordo com Araújo (2010), têm a função básica de receber as cargas de utilização das edificações, aplicadas diretamente nos pisos, e transmiti-las aos apoios. Há de se destacar também a contribuição das lajes na estabilidade global da edificação. Isso porque as lajes agem como um diafragma rígido, aumentando significativamente a rigidez a deslocamentos laterais da estrutura.

### **3.1.1 LAJES MACIÇAS**

As lajes maciças são placas de concreto armado de espessura uniforme, apoiadas em seu contorno, usualmente em vigas. Esse tipo de laje possui um uso predominante em edifícios residenciais, em que os vãos são relativamente pequenos.

A determinação dos esforços solicitantes nas lajes apresenta elevada dificuldade na análise estrutural de edificações devido ao fato dos esforços no pavimento dependerem da interação com as vigas, que por sua vez interagem com os pilares.

Os métodos para cálculo de esforços são classificados quanto à sua natureza, podendo ser elástico ou plástico. O método plástico se baseia na configuração de equilíbrio da laje imediatamente antes da ruptura, com a plastificação dos materiais, considerando atingido o esmagamento do concreto e escoamento do aço. Os esforços são calculados pela chamada teoria das charneiras plásticas. Confirma-se experimentalmente que a laje se divide em painéis rígidos, que giram em torno de rótulas plásticas (charneiras plásticas), que têm a direção das fissuras na laje.

O método elástico determina os esforços baseados nas equações de equilíbrio de um elemento infinitesimal de placa e nas suas relações de compatibilidade de deformações. Desse modo, há os seguintes processos de resolução:

- a) Diferenças finitas;
- b) Elementos finitos;
- c) Grelha equivalente;
- d) Utilização de séries;

#### **3.1.1.1 GRELHA EQUIVALENTE**

O processo da grelha equivalente (ou analogia de grelha) baseia-se na substituição de um pavimento por uma grelha equivalente, onde as barras da grelha representam os elementos estruturais do pavimento (lajes e vigas). Com esse processo é possível analisar o comportamento de um pavimento como um todo, levando em conta a influência da flexibilidade dos apoios e da rigidez à torção, tanto das lajes quanto das vigas, sendo possível incluir a não linearidade física do concreto armado.

As cargas distribuídas se dividem entre os elementos da grelha equivalente de acordo com a área de influência de cada elemento. Segundo Carvalho (1994), as cargas podem ser consideradas uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou, dentro de certa aproximação, concentradas nos nós. Carvalho (1994) afirma ainda que as cargas concentradas atuantes na estrutura devem ser aplicadas nos nós da malha e quando a posição delas não coincidir com um nó, deve-se adequar a malha ou adotar valores equivalentes da carga nos nós mais próximos.

A rigidez à torção e a rigidez à flexão são tratadas como concentradas nos elementos correspondentes da grelha equivalente. Cada uma deve ter um valor tal que o estado de deformação e os esforços sejam o mesmo na estrutura real e na grelha equivalente.

### **3.1.2 LAJES LISAS**

Lajes lisas são lajes apoiadas diretamente sobre pilares com capitéis, sem presença de vigas internas no pavimento. Quando contam com a presença de capitéis são chamadas lajes cogumelo. Atualmente o termo “lajes cogumelo” passou a representar indiscriminadamente as lajes lisas com ou sem capiteis, devido à diminuição da utilização destes. Este trabalho seguirá essa denominação.

As bordas das lajes cogumelo podem ser livres, apoiadas diretamente em pilares ou em apoios contínuos como vigas ou alvenaria. De acordo com Fusco (1995), a região das bordas é crítica nas lajes cogumelo, sendo importante observar que grande parte das possíveis deficiências estruturais está localizadas nessa região. Recomenda, portanto, o emprego de vigas de apoio na periferia da laje. É importante ressaltar que essas vigas podem ser colocadas em posição invertida, com alma acima do nível da laje. Ainda segundo Fusco (2015), a falta dessas vigas de periferia tem levado ao emprego frequente de estruturas com concepção estrutural patológica.

De acordo Barbosa (2008), a redistribuição de momentos em combinação com tensões de membrana garantem considerável reserva de capacidade à flexão nas lajes cogumelo. Por esse motivo, sua capacidade resistente é, geralmente, ditada pelo cisalhamento e não pela flexão. Entretanto, essa elevada capacidade a flexão não evita que flechas de grande magnitude possam vir a ocorrer.

A NBR 6118:2014 dispõe em seu item 14.7.8 que a análise estrutural de lajes lisa e cogumelo deve ser realizada mediante emprego de procedimento numérico adequado, tal

como método das diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno. Contudo, permite que, no caso em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais, de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o cálculo dos esforços pode ser realizado por meio de processo elástico aproximado, chamado de método dos pórticos virtuais.

No método admite-se que a laje esteja dividida, em cada uma das direções, em uma série de pórticos múltiplos, formados por um conjunto de barras horizontais. A inércia das barras horizontais de cada pórtico é calculada considerando-se a largura da faixa limitada pela metade da distancia ente duas linhas de pilares. A presença dos capitéis deve ser levada em conta, tendo as barras horizontais inércia variável. Os pórticos correspondentes a cada direção serão calculados independentemente uns dos outros, com carga total atuando em cada pórtico. É geralmente necessário distinguir os pórticos externos dos internos e a distribuição dos momentos, obtida em cada direção é realizada segundo o critério estabelecido no item 14.7.8 da NBR 6118:2014.

A análise estrutural dos pavimentos do edifício estudado nesse trabalho foi feita com o modelo estrutural de grelha disponível no CAD/TQS, como pode ser observado na Tabela 4.1.

### **3.1.2.1 PUNÇÃO**

Nas lajes apoiadas diretamente sobre pilares, e nas submetidas à cargas concentradas importantes, é necessário comprovar-se sua resistência ao esforço cortante ao redor do suporte das laje ou ao redor da carga, garantindo a segurança contra punção. Punção é o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças concentradas e sua análise é distinta daquela realizada para o estado limite último por força cortante. A ruptura por punção se dá com a propagação de fissuras inclinadas através da espessura da laje. Para garantia da segurança a NBR 6118:2014 estabelece a verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas definidas no entorno de forças concentradas.

A primeira superfície crítica a ser verificada, denominada de contorno C, corresponde ao contorno da seção do pilar ou da carga concentrada. No contorno C é verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento A segunda superfície crítica a ser verificada, denominada C', é o contorno afastado  $2d$  do pilar ou carga concentrada, em que  $d$  é a altura útil do elemento. No contorno C' é verificada a resistência à tração diagonal e a necessidade de armadura de cisalhamento para combates os esforços cisalhantes. Caso haja a necessidade de utilização de armadura transversal para reforço da

ligação, é necessário a realização da verificação de uma terceira superfície crítica denominada C'', afastado  $2d$  da último perímetro de armadura transversal.

No item 19.5 a NBR 6118:2014 apresenta as condições matemáticas para a garantia da segurança nas superfícies críticas quanto à punção de lajes, sendo essas:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u.d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad (3.1)$$

$$\tau_{sd}^c \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (3.2)$$

$$\tau_{sd}^{c'} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp}, \text{ sem } A_{sw} \quad (3.3)$$

$$\tau_{Rd1} \leq \tau_{sd}^{c'} \leq \tau_{Rd3}, \text{ com } A_{sw} \quad (3.4)$$

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \cdot \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} + 1,5 \cdot \frac{d}{S_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \sin \alpha}{u.d} \quad (3.5)$$

onde,

$d$  - altura útil da laje ao longo do contorno analisado da área de aplicação da força;

$u$  - perímetro do contorno crítico analisado;

$K$  - coeficiente que fornece a parcela de  $M_{sd}$  transmitida ao pilar por cisalhamento;

$W_p$  - módulo de resistência plástica para o perímetro  $u$  analisado;

$\rho$  - taxa geométrica de armadura de flexão aderente;

$\sigma_{cp}$  - tensão axial atuante no plano da laje;

$A_{sw}$  - armadura de punção;

$f_{ywd}$  - resistência de cálculo da armadura de punção;

$S_r$  - espaçamento radial entre as linhas de armadura de punção;



## 3.2 CONCRETO PROTENDIDO

A deficiente resistência à tração do concreto fez com que se pensasse em aplicar uma compressão em zonas tracionadas, de tal modo que os esforços de tração tenham, em primeiro lugar, que anular estas tensões de compressão. Nesse contexto surge a protensão. A protensão pode ser definida como artifício de introduzir, numa estrutura, um estado prévio de tensões, de modo a melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob ação de diversas solicitações. (PFEIL, 1984).

A protensão é realizada por meio do alongamento de cabos, fios ou barras de aço que, ao serem ancorados, transferem uma tensão de compressão para o concreto. O conjunto de elementos de aços em que se aplicam um pré-alongamento inicial são definidos como armadura ativa ou armadura de protensão. Elementos de concreto protendido não estão isentos de armadura passiva, uma vez que ao ser um elemento de concreto estrutural deve obedecer aos critérios de armadura passiva mínima descritos na NBR 6118:2014.

Leonhardt (1983) lista as vantagens quanto ao uso do concreto protendido, sendo essas:

1. Devido ao emprego de materiais de resistências elevadas (tanto o aço quanto o concreto), o concreto protendido permite vãos maiores e estruturas mais esbeltas, de menor peso próprio do que as de concreto armado.
2. A protensão melhora a capacidade de utilização, impedindo que as fissuras se desenvolvam no concreto ou, pelo menos, fazendo com que as aberturas de fissuras possam ser limitadas com segurança a um valor não prejudicial, aumentando a durabilidade.
3. As deformações permanecem muito pequenas, porque a estrutura, sob a ação das cargas de utilização, mesmo no caso da protensão parcial, permanece praticamente no estágio I.
4. As estruturas de concreto protendido apresentam elevada resistência à fadiga, porque a amplitude de oscilações das tensões no aço, mesmo no caso da protensão parcial, permanece pequena e, com isso, muito abaixo da resistência à fadiga.
5. As estruturas de concreto protendido podem suportar consideráveis excessos de cargas sem danos remanescentes. As fissuras que surgem por ocasião do excesso de carga voltam a se fechar por completo, desde que as tensões no aço permaneçam abaixo do limite de alongamento de 0,01%.

Quanto à protensão, existem diversos aspectos a serem considerados, tal como grau de protensão, tipo de aderência da armadura ativa, podendo essa ser aderente ou não aderente, se a protensão foi realizada antes ou depois da concretagem, o que caracteriza se o elemento é pós-tracionado ou pré-tracionado, se a armadura ativa é interna ou externa a peça em questão, entre outros. Todos esses aspectos influenciam e devem ser levados em conta na análise de elementos de concreto protendido. Dessa forma, serão apresentados conceitos básicos no contexto do concreto protendido, definidos na NBR 6118:2014.

### **3.2.1 SISTEMAS DE PROTENSÃO**

#### **3.2.1.1 CONCRETO COM ARMADURA ATIVA PRÉ-TRACIONADA**

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é feito utilizando-se apoios independentes do elemento estrutural, antes do lançamento do concreto, sendo a ligação da armadura de protensão com os referidos apoios desfeita após o endurecimento do concreto. A ancoragem da armadura ativa no concreto realiza-se somente por aderência.

#### **3.2.1.2 CONCRETO COM ARMADURA ATIVA PÓS-TRACIONADA**

Concreto protendido em que o pré-alongamento da armadura ativa é realizado após endurecimento do concreto, sendo utilizadas, como apoios, partes do próprio elemento estrutural. Neste caso existem a protensão aderente e não aderente. No caso da protensão aderente, cria-se uma aderência com o concreto, de modo permanente, através da injeção das bainhas com nata de cimento. No caso da protensão não aderente não há criação de aderência da armadura ativa com o concreto, ficando a armadura ligada ao concreto apenas em pontos localizados. Em ambos os casos a ancoragem é realizada por dispositivos capazes de manter o cabo em estado de tensão, transmitindo a força de protensão ao elemento estrutural.

### **3.2.2 TIPOS DE ANCORAGENS**

De acordo com Leonhardt (1983), os tipos de ancoragem das armaduras ativas são:

- Ancoragens de extremidade por aderência com o concreto: ancoragem por aderência;
- Ancoragem de extremidade por meio de dispositivo de ancoragem, em sua maioria placas de aço, nas quais a amadura de protensão é fixada através de porcas, cunhas, cabeçotes ou dispositivos semelhantes: ancoragem ativa;
- Ancoragens de extremidade constituídas por laços, ganchos ou disposição similar da amadura de protensão, no interior da peça a concretar: ancoragem passiva;

### **3.2.3 GRAU DE PROTENSÃO**

A análise estrutural no dimensionamento de estruturas de concreto protendido, diferentemente do concreto armado, é ditada pelas condições de utilização e verificada para as condições últimas, ou seja, com combinação de cargas para os estados limites de serviço são determinados os esforços e as verificações são feitas para os estados limites últimos. A escolha do grau de protensão é inserida nesse contexto por meio da escolha das tensões limite estabelecidas pelo projetista. As tensões limite se relacionam diretamente com as combinações de serviço a serem consideradas no dimensionamento do elemento.

A tabela 3.1 (tabela 13.4 da NBR 6118:2014) relaciona o nível de protensão a ser adotado de acordo com a classe de agressividade ambiental (CAA) ou exigência quanto à fissuração do elemento e qual tipo de combinação de ações de serviço deve ser utilizada. Os 3 níveis ou graus de protensão são:

- a) Protensão parcial (nível 1);
- b) Protensão limitada (nível 2);
- c) Protensão completa (nível 3);

Tabela 3.1 - Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura, em função das classes de agressividade ambiental

Tipo de concreto estrutural	Classe de agressividade ambiental (CAA) e tipo de protensão	Exigências relativas à fissuração	Combinação de ações em serviço a utilizar
Concreto simples	CAA I a CAA IV	Não há	-
Concreto armado	CAA I	ELS W wk ≤ 0,4 mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS W wk ≤ 0,2 mm	
	CAA IV	ELS W wk ≤ 0,3 mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS W wk ≤ 0,2 mm	Combinação frequente
Concreto protendido nível 2 (protensão limitada)	Pré-tração com CAA II ou Pós-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação frequente
		ELS-D	Combinação quase permanente
Concreto protendido nível 3 (protensão completa)	Pré-tração com CAA III e IV	Verificar as duas condições abaixo	
		ELS-F	Combinação rara
		ELS-D	Combinação frequente

A interpretação da tabela em questão mostra que na protensão parcial são admitidas tensões de tração com abertura de fissuras no elemento, sendo limitada a abertura das fissuras, ou seja, o estado limite de serviço a ser respeitado é o ELS-W. Já na protensão limitada são admitidas tensões de tração para combinação frequente de cargas, desde que inferiores ao  $f_{ctk,inf}$ . Na combinação quase permanente não são admitidas tensões de tração. De forma semelhante, a protensão completa não admite tensões de tração para combinação frequente e limita as tensões de tração na combinação rara.

Leonhardt (1983) introduz o conceito de protensão total, em que não são admitidas tensões de tração para quaisquer combinações de serviço. Segundo Leonhardt, é errôneo pensar que uma protensão total conduz a um melhor comportamento estrutural do que uma protensão parcial ou limitada. Há diversos aspectos a serem considerados e que podem recomendar o uso de protensão limitada ou parcial como, por exemplo, a formação de um estado de crítico de tensões da seção transversal do elemento, por introdução de tensões de compressão excessivas na aplicação de protensão total com cargas mínimas atuando no elemento.

Ainda segundo Leonhardt, a protensão total é necessária somente em casos em que as fissuras (do tipo fissuras de separação) devam ser impedidas de qualquer modo, como por exemplo, nos tirantes que sustentam os pavimentos do edifício estudado nesse projeto.

### **3.2.4 PERDAS DE PROTENSÃO**

Um elemento de concreto protendido está sujeito a um sistema de forças especial, permanentemente aplicadas, conhecidas como forças de protensão. Apesar de apresentar um caráter permanente, as forças de protensão estão sujeitas a variação de sua intensidade. As reduções da intensidade das forças de protensão são comumente conhecidas como perdas de protensão. As perdas de protensão podem ser divididas em dois grupos: perdas imediatas e perdas diferidas ou retardadas.

#### **3.2.4.1 PERDAS IMEDIATAS**

Como o próprio nome sugere, as perdas imediatas são as reduções nas forças de protensão que acontecem logo após o processo de aplicação da protensão na armadura ativa. As perdas imediatas podem ser por:

##### **a) Perda por atrito**

No caso da pós-tração, em que a armadura encontra-se dentro de bainhas, o atrito entre os cabos de protensão e as bainhas causam perdas da força de protensão, independentemente do formato do cabo no interior do elemento. Trechos retos também apresentam perda por atrito, devido às ondulações parasitas no interior das bainhas. Os trechos em curva apresentam perda por atrito maior do que os trechos retos, em razão das elevadas tensões de contato causadas pela trajetória do cabo.

A expressão da curva da perda de tensão por atrito é:

$$\sigma(x) = \sigma_i \cdot e^{-(\mu \cdot \alpha + k \cdot x)} \quad (3.6)$$

Onde,

$\sigma_i$  – tensão inicial para  $x = 0$ ;

$x$  – distância entre os pontos inicial e final, contada na direção do eixo do cabo;

$\mu$  – coeficiente de atrito entre os materiais;

$k$  – coeficiente de atrito em linha (experimental), calculado por:

$$k = 0,01 \cdot \mu \quad (3.7)$$

## b) Perda por cravação da ancoragem

Quando a ancoragem é feita por meio de sistemas auto travados compostos por cunha, há perda da força de protensão durante a ancoragem da armadura ativa. O processo de ancoragem se inicia com o fim do alongamento dos cabos pelo macaco hidráulico. Após o alongamento, o macaco hidráulico insere as cunhas na seção de concreto e inicia o alívio das tensões aplicadas nos cabos. Com alívio das tensões os cabos tendem a voltar para seu comprimento inicial, antes do alongamento. Nesse processo os cabos, que estão solidários às cunhas devido ao formato das mesmas, causam uma penetração da cunha na seção de concreto. Essa penetração causa uma alteração na configuração dos cabos no interior do elemento, levando a perdas da força de protensão.

As perdas causadas pela cravação da ancoragem dependem da penetração da cunha no concreto, sendo possível que sua influência se propague além da metade do comprimento do elemento em alguns casos.

A determinação do comprimento de influência da cravação da ancoragem pode ser aproximado pela expressão:

$$a = \sqrt{\frac{\delta \cdot E_p \cdot l_c}{\Delta \sigma_c}} \quad (3.8)$$

Onde,

$a$  – comprimento de influência da cravação da ancoragem;

$\delta$  – penetração da cunha;

$l_c$  – abscissa do valor de menor tensão devido ao atrito e ancoragem;

$$\Delta\sigma_c = \sigma_i - \sigma_o;$$

A curva de perdas de tensão devido à cravação da ancoragem depende, portanto, diretamente da curva de perdas por atrito. A expressão da curva de perdas por cravação da ancoragem é dada por:

$$\begin{aligned}\sigma_{II}(x) &= 2 \cdot \sigma(a) - \sigma(x), \quad \text{se } x \leq a \\ \sigma_{II}(x) &= \sigma(x), \quad \text{se } x > a\end{aligned}\tag{3.9}$$

Onde,

$\sigma_{II}(x)$  – curva de tensão considerando o efeito da cravação da ancoragem;

$\sigma(x)$  – curva de tensão considerando o efeito do atrito;

### c) Perda por deformação imediata do concreto;

O processo da protensão da armadura ativa leva a deformações de encurtamento no concreto. Com processos sucessivos de aplicação de protensão em diferentes cabos, por exemplo, há sucessivas deformações no concreto. As deformações no concreto causadas por protensão de um cabo influenciam, portanto, nas tensões de cabos já protendidos, uma vez que o concreto irá novamente se deformar. Essas perdas são conhecidas como perdas por deformações imediatas do concreto. Desse modo, nota-se que essa perda é nula se todos os cabos forem protendidos simultaneamente.

A expressão para a perda média devido à deformação imediata do concreto é dada por:

$$\Delta\sigma_m = \alpha_p \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cg}) \cdot \frac{n-1}{2n}\tag{3.10}$$

Onde,

$\sigma_{cp}$  – tensão no concreto no centro de gravidade dos cabos para o peso próprio mobilizado;

$\sigma_{cg}$  – tensão no concreto no centro de gravidade dos cabos para a protensão dos  $n$  cabos;

$n$  – número de cabos de protensão;

### 3.2.4.2 PERDAS DIFERIDAS

O concreto é um material que apresenta deformações intrínsecas, consequência da natureza de sua estrutura interna e sua reologia. Nesse contexto estão as deformações por retração e as deformações por fluência do concreto. Essas deformações, que acontecem ao longo da vida útil do elemento, causarão variações nas forças de protensão e, portanto, perdas de protensão. Paralela às deformações do concreto estão as deformações diferidas do aço de protensão. Assim como o concreto, o aço também sofre deformação por fluência, porém segundo Leonhardt (1983), no caso de concreto protendido, a deformação por fluência no aço não é decisiva, já que em estruturas de concreto protendido não é a tensão que no aço que permanece constante, mas sim o comprimento deformado obtido após a protensão, o qual é aproximadamente constante. Todavia, a relaxação deve ser levada em conta, por causar perdas de tensão significativas no elemento.

Em vista disso, as perdas diferidas no concreto protendido são causadas pela fluência e retração do concreto e da relaxação do aço. A determinação das perdas diferidas de protensão será realizada de acordo com a formulação apresentada no código modelo FIB:2010. No método apresentado pelo código modelo são levados em conta apenas os parâmetros que normalmente são conhecidos pelo projetista, sendo esses:  $f_{ck}$  do concreto, dimensões da seção, umidade média à qual o elemento é exposto, datas de carregamento, duração do carregamento e tipo do cimento.

É importante ressaltar que a análise dos fenômenos é realizada de forma separada, quando na realidade os efeitos são simultâneos. Isso faz com que a soma dos efeitos seja maior do que o efeito da soma, sendo necessária a realização de uma correção da soma dos efeitos. As perdas de protensão diferidas corrigidas são dadas por:



$$\Delta\sigma_p(t) = \frac{\Delta\sigma_p(t)_{\text{retração}} + \Delta\sigma_p(t)_{\text{fluência}} + \Delta\sigma_p(t)_{\text{relaxação}}}{k} \quad (3.11)$$

Onde,

$\Delta\sigma_p(t)_{\text{retração}}$  – perda por retração do concreto;

$\Delta\sigma_p(t)_{\text{fluência}}$  – perda por fluência do concreto;

$\Delta\sigma_p(t)_{\text{relaxação}}$  – perda por relaxação do aço de protensão;

$k$  – coeficiente de acoplamento, com  $k > 1$ ;

#### a) **Fluência do concreto**

A fluência do concreto é um fenômeno dependente do tempo e, ao mesmo tempo, está relacionada às cargas e às deformações. É representada pelo aumento de uma deformação sob ação de cargas ou tensões permanentes ao longo do tempo. Assim como na retração, a fluência é influenciada pelas condições do clima. O efeito desse fenômeno tende a diminuir com o passar do tempo, atingindo, após um longo tempo, uma paralização. No domínio de tensões de serviço, ou seja,  $|\sigma_c| \leq 0,4 \cdot f_{cm}(t_o)$ , a fluência do concreto é assumida como linearmente relacionada com a tensão.

A perda de protensão devido a fluência do concreto é dada pela expressão:

$$\Delta\sigma_p(t)_{\text{fluência}} = \alpha_p \cdot [\sigma_{cg}(t_o) + \sigma_{cp}(t_o)] \varphi(t, t_o) \quad (3.12)$$

Em que,

$t_o$  – idade fictícia do concreto na data de carga ajustada pelo tipo de cimento e temperatura média ambiente;

$\varphi(t, t_o)$  – coeficiente de fluência do concreto, dado por:

$$\varphi(t, t_o) = \varphi_{bc}(t, t_o) + \varphi_{dc}(t, t_o) \quad (3.13)$$

Onde,

$\varphi_{bc}$  – fluência básica;

$\varphi_{dc}$  – fluência com secagem;

Onde,

$$\varphi_{bc}(t, t_o) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_o) \quad (3.14)$$

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (3.15)$$

$$\beta_{bc}(t, t_o) = \ln \left[ \left( \frac{30}{t_o} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_o) + 1 \right] \quad (3.16)$$

$$\varphi_{dc}(t, t_o) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta_{dc}(t, t_o) \cdot \beta_{dc}(t_o) \cdot \beta(RH) \quad (3.17)$$

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (3.18)$$

$$\beta_{dc}(t_o) = \frac{1}{0,1 + (t_o)^{0,2}} \quad (3.19)$$

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h_{fic}}{100}}} \quad (3.20)$$

$$h_{fic} = \frac{2 \cdot A_c}{u} \quad (3.21)$$

$$\beta_{dc}(t, t_o) = \left[ \frac{(t - t_o)}{\beta_h + (t - t_o)} \right]^{\gamma(t_o)} \quad (3.22)$$

$$\gamma(t_o) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_o}}} \quad (3.23)$$

$$\beta_h(t, t_o) = 1,5 \cdot h + 250 \cdot \alpha_{fcm} \leq 1500 \cdot \alpha_{fcm} \quad (3.24)$$

$$\alpha_{fcm} = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5} \quad (3.25)$$

Onde,

$h_{fic}$  – altura fictícia da seção transversal;

$u$  – perímetro da seção transversal em contato com a atmosfera;

$RH$  – umidade relativa do ambiente;

$f_{cm}$  – resistência à compressão média, dada por:

$$f_{cm} = f_{ck} + \Delta f \quad (3.26)$$

$$\Delta f = 8 \text{ MPa}$$

A determinação da idade fictícia do concreto depende da temperatura ambiente de inserção do elemento, assim como do cimento utilizada para fabricação do concreto. A alteração da idade real do concreto na data de carregamento para a idade do concreto no ensaio padrão é um artifício que permite a utilização de apenas a família de curvas padrão para obtenção do coeficiente de fluência. O efeito da temperatura no processo de amadurecimento do concreto é que exige o uso de tal artifício. A formulação para o ajuste da idade do concreto é dada por:

$$t_o = t_{o,T} \cdot \left[ \frac{9}{2 + (t_{o,T})^{1,2}} \right]^\lambda \geq 0,5 \text{ dias} \quad (3.27)$$

$$t_{o,T} = \sum \Delta t_i \cdot \exp \left( 13,65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i)} \right) \quad (3.28)$$

Em que,

$\lambda$  – coeficiente que relacionado com a resistência do cimento;

$\Delta t_i$  – período de tempo, o qual a temperatura  $T(t)$  pode ser admitida constante;

## b) Retração do concreto

Um elemento de concreto apresenta variações volumétricas ao longo de sua vida útil, devido à influência do meio. Fatores como umidade relativa, temperatura e ventilação tem grande atuação sobre as deformações do concreto. A redução do volume do concreto ao longo do tempo devido a um equilíbrio higrotérmico<sup>2</sup> do concreto e o meio ambiente é chamada de retração. Essa redução volumétrica causa perda de tensão nos cabos, ou seja, perda de protensão. A perda da protensão por retração do concreto é representada por:

$$\Delta \sigma_p(t)_{\text{retração}} = \varepsilon_{cs}(t, t_o) \cdot E_p \quad (3.29)$$

Onde,

$\varepsilon_{cs}(t, t_o)$  – deformação por retração, calculada por:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_o) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (3.30)$$

---

<sup>2</sup> Relativo à umidade e calor

Em que,

$\varepsilon_{cbs}(t)$  – deformação por retração básica;

$\varepsilon_{cds}(t)$ - deformação por retração com secagem;

$t_s$  – idade do concreto ao final da cura;

As deformações por retração básica e com secagem são determinadas por:

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (3.31)$$

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (3.32)$$

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \cdot \left( \frac{0,1 \cdot f_{cm}}{6 + 0,1 \cdot f_{cm}} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (3.33)$$

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \cdot \sqrt{t}) \quad (3.34)$$

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \cdot \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (3.35)$$

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left[ \frac{(t - t_s)}{0,035 \cdot h_{fic} + (t - t_s)} \right]^{0,5} \quad (3.36)$$

$$\beta(RH) = -1,55 \cdot \left[ 1 - \left( \frac{RH}{100} \right)^3 \right], \quad \text{para } 40 \leq RH \leq 99\% \cdot \beta_{s1} \quad (3.37)$$

$$0,25 \quad , \quad \text{para } RH \geq 99\% \cdot \beta_{s1}$$

$$\beta_{s1} = \left( \frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,1} \leq 1,0 \quad (3.38)$$

$\alpha_{bs}$ ,  $\alpha_{ds1}$ ,  $\alpha_{ds2}$  – coeficientes relacionados com a resistência do cimento;

### c) Relaxação do aço de protensão

Naaman (2004) define relaxação como a perda de tensão ao longo do tempo em um cabo<sup>3</sup> mantido a comprimento e temperatura constantes. Esse fenômeno é influenciado pelas características do material aço, pela tensão a qual o aço é ancorado e a temperatura ambiente. Há duas classificações quanto à relaxação, podendo o aço ser de relaxação normal ou relaxação baixa. A NBR 6118:2014, em seu item 9.6.3.4.5, admite que para tensões inferiores a  $0,5 f_{ptk}$  não há perda de tensão por relaxação.

A perda por relaxação é representada pela porcentagem de queda de tensão inicial ao longo do tempo. O valor de referência, experimental, é o do ensaio de 1000 horas, a uma temperatura constante de 20 °C, para tensões iniciais de 70% e 80% da tensão de ruptura do cabo de protensão. Dessa forma, a perda por relaxação é definida por:

$$\Delta\sigma_p(t)_{relaxação} = \rho_t(T) \cdot \sigma_p(t_o) \quad (3.39)$$

Em que,

$$\rho_t(T) = \frac{T}{20} \cdot \rho_{1000} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^k \quad (3.40)$$

$$k \approx \log\left(\frac{\rho_{1000}}{\rho_{100}}\right)$$

$\rho_{1000}$  – perda por relaxação em porcentagem da perda em 1000 horas;

Desse modo, a equação 12 pode ser expressa por:

---

<sup>3</sup> Nesse caso o termo cabo representa uma forma generalizada de armadura ativa

$$\Delta\sigma_p(t) = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_o) \cdot E_p + \Delta\sigma_{p, \text{retração}} + \alpha_p \cdot [\sigma_{cg}(t_o) + \sigma_{cp}(t_o)] \cdot \varphi(t, t_o)}{1 - \alpha_p \cdot \frac{\sigma_{cg}(t_o)}{\sigma_{cp}(t_o)} \cdot \left[ \frac{E_{c,28}}{E_c(t_o)} + \chi(t, t_o) \cdot \varphi(t, t_o) \right]} \quad (3.41)$$

$\chi(t, t_o)$  – coeficiente de envelhecimento do concreto, assumido constante, com  $\chi(t, t_o) = 0,8$  (Boletim CEB 158-E).

### 3.2.5 FLEXÃO ISOSTÁTICA

O dimensionamento das vigas protendidas localizadas na cobertura seguiu o procedimento estabelecido por Naaman (2004). O processo consiste na determinação de um domínio de valores da força para solução de protensão, estabelecida a partir de tensões limite determinadas pelo projetista, em tempos e carregamentos distintos. As tensões limite são estabelecidas a partir da escolha do grau de protensão a ser adotado no elemento. Essas são representadas graficamente na Figura 3-1.

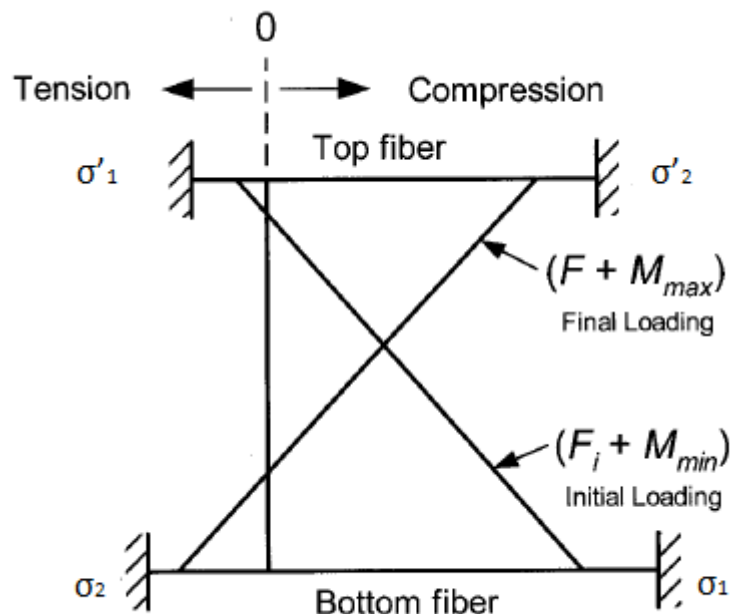


Figura 3-1 - Tensões limite (Naaman,2004 - modificado)

Onde:

$\sigma_1$  - tensão de flexão na fibra inferior sob carga mínima (Protensão + peso próprio);

$\sigma'_1$  - tensão de flexão na fibra superior sob carga mínima (Protensão + peso próprio);

$\sigma_2$  - tensão de flexão na fibra inferior sob carga total (Protensão + peso próprio + sobrecarga);

$\sigma'_2$  - tensão de flexão na fibra superior sob carga total (Protensão + peso próprio + sobrecarga);

O domínio de forças é determinado a partir das condições de quatro inequações e uma condição limite, sendo essas:

$$(I) \quad e_o \geq -\omega.v - \frac{1}{P_o} \cdot [M_{\min} - \overline{\sigma'_1} \cdot W'] \quad (3.42)$$

$$(II) \quad e_o \geq -\omega.v' - \frac{1}{P_o} \cdot [M_{\min} + \overline{\sigma_1} \cdot W] \quad (3.43)$$

$$(III) \quad e_o \leq -\omega.v - \frac{1}{\eta \cdot P_o} \cdot [M_{\max} - \overline{\sigma_2} \cdot W'] \quad (3.44)$$

$$(IV) \quad e_o \leq \omega.v' - \frac{1}{\eta \cdot P_o} \cdot [M_{\max} + \overline{\sigma'_2} \cdot W'] \quad (3.45)$$

$$(V) \quad |e_o| \leq |e_{o,\text{lim}}| \quad (3.46)$$

Onde:

$e_o$  – excentricidade do cabo equivalente;

$e_{o,\text{lim}}$  – excentricidade limite da seção, respeitando o limite geométrico e cobrimentos;

$\omega$  – eficiência geométrica da seção quanto à flexão, calculada pela expressão (x);

$v$  – distância do centro de gravidade da seção à fibra inferior;

$v'$  – distância do centro de gravidade da seção à fibra superior;

$P_o$  – força de protensão após as perdas imediatas na seção crítica;

$M_{\max}$  – Momento fletor devido à carga máxima;



$M_{min}$  – Momento fletor devido à carga mínima;

$W$  – módulo de resistência à flexão da respectiva fibra inferior;

$W'$  – módulo de resistência à flexão da respectiva fibra superior;

$\eta$  – coeficiente de perdas;

A representação geométrica das inequações de tensão pode ser bastante útil e uma poderosa técnica para solução de problemas de dimensionamento por tensões. As curvas geradas na plotagem de  $e_o$  por  $1/P_o$  geram 5 retas correspondentes às 5 inequações de Naaman. Essa representação gráfica é denominada *Diagrama de Naaman*. A região formada pelo encontro das inequações, portanto, que respeitam as 5 condições determinam o domínio válido de soluções. A Figura 3-2 exemplifica o diagrama de Naaman.

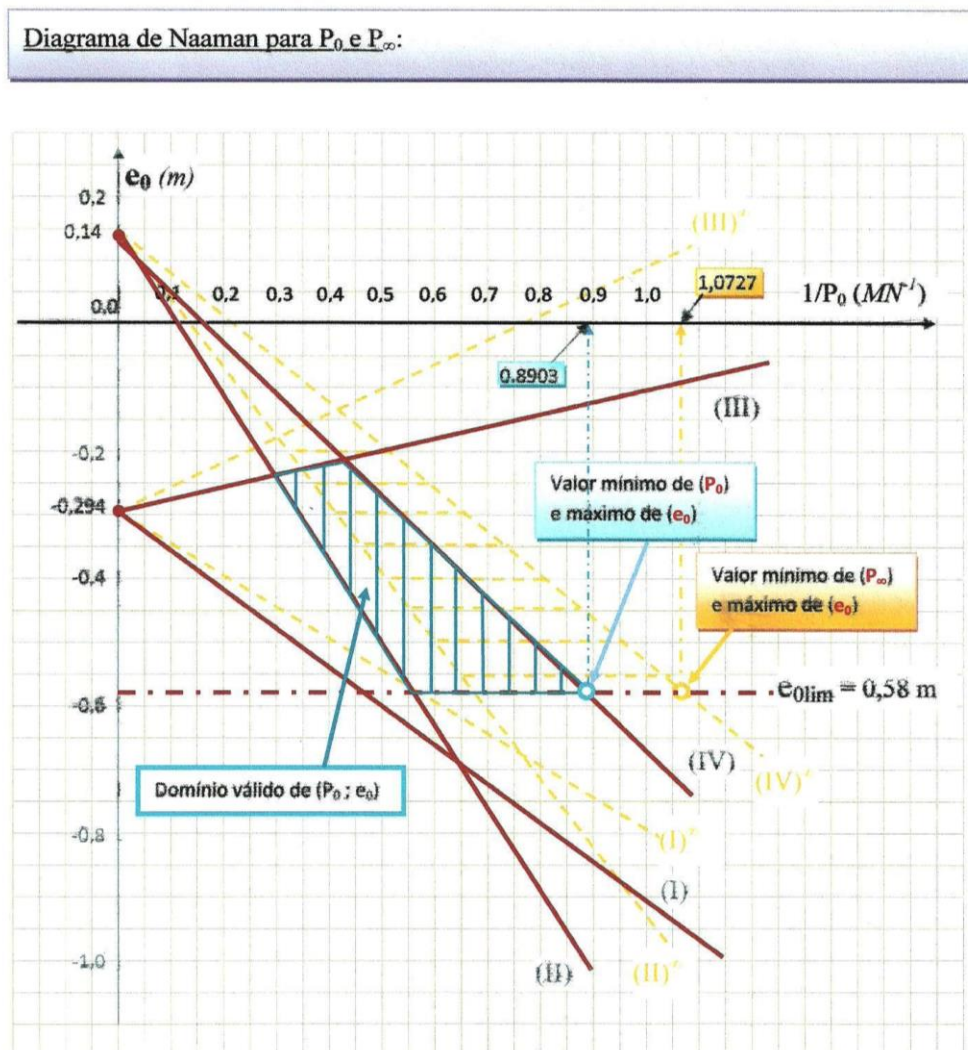


Figura 3-2 – Diagrama de Naaman (Martins, Notas de aula)

O domínio válido apresenta inúmeras soluções de forças e excentricidades que podem ser utilizadas para o combate aos esforços do ponto de vista mecânico de funcionamento do elemento, contudo, busca-se uma solução ótima para o problema. Analisando o domínio de soluções tem-se como solução ótima o menor  $P_o$  possível, o que corresponde ao maior valor de  $1/P_o$ .

### 3.2.6 TIRANTES PROTENDIDOS

Tirantes são elementos estruturais sujeitos predominantemente ao esforço axial de tração. Tirantes protendidos podem ser utilizados para contenção de solo, contenção de arco de pontes, elementos de treliça, tanques cilíndricos e silos.

Elementos lineares protendidos sujeitos à tração são similares aos elementos protendidos comprimidos, com a exceção de estarem sujeitos a um nível protensão superior, contando geralmente com uma protensão concêntrica. Contudo, com uma combinação de flexão e tração axial, a protensão pode ser levemente excêntrica a fim de balancear o momento fletor e mantendo um estado de compressão uniforme na seção.

O uso de concreto para elementos predominantemente sujeitos à tração pode parecer paradoxal, já que o concreto resiste pouco à tração. Contudo, elementos de concreto protendido podem ser tratados como elementos formados por um único material compósito que resiste bem à tração, sem a necessidade da separação dos seus elementos, aço e concreto. Sendo assim destacam-se as vantagens da utilização de concreto protendido em elementos sujeitos à tração:

1. Um tirante protendido pode ser dimensionado para não fissurar sob cargas normais de serviço e níveis aceitáveis de sobrecarga;
2. Como o elemento não é fissurado oferece uma excelente proteção quanto à corrosão da armadura passiva;
3. O elemento se comporta essencialmente como um elemento linear elástico.

O dimensionamento de tirantes protendidos apresentado por Naaman (2004) e adotado para este projeto é semelhante ao procedimento realizado para vigas, sendo o processo realizado por meio da determinação de um domínio de soluções, que também pode ser

representada graficamente, de maneira análoga ao diagrama de Naaman. A diferença está nas condições que irão determinar esse domínio de soluções. Enquanto para vigas o domínio era determinado principalmente a partir das tensões limite, o dimensionamento dos tirantes protendidos é regido pelas seguintes critérios:

- a. Critério de máxima compressão;
- b. Critério da margem de segurança contra fissuração;
- c. Critério da margem de segurança contra descompressão;
- d. Critério da mínima armação;
- e. Critério da força última;
- f. Critério de máxima deformação;

**a. Critério da máxima compressão**

Esse critério que estabelece a máxima tensão de compressão uniforme no concreto não pode exceder uma tensão máxima admissível adotada. Sendo assim:

$$\frac{A_p \cdot \sigma_{p_o}}{A_n} \leq \overline{\sigma}_1 \quad (3.47)$$

$$\frac{A_p \cdot \sigma_{p_{\infty}}}{A_n} \leq \overline{\sigma}_2 \quad (3.48)$$

Onde,

$A_n$  – área líquida da seção, calculada por:

$$A_n = A_g - A_p \quad (3.49)$$

A norma americana ACI, embora não apresente comentários diretamente acerca de compressão uniforme, recomenda que os esforços de compressão em geral não ultrapassem  $0,3.f_{ck}$ , a fim de evitar deformações excessivas devido à fluência e deformações de longo prazo. O modelo FIB:2010 apresenta a mesma sugestão, contudo recomenda  $0,4.f_{ck}$  para tanto. A NBR 6118:2014 sugere o valor de  $0,5.f_{ck}$  para um bom comportamento quanto às deformações devido à fluência. A tensão a ser adotada é escolha do projetista e naturalmente

o nível de tensões de tração do elemento analisado também terá papel importante nessa decisão.

#### b. Critério de margem de segurança contra fissuração

Como a fissuração pode ser um evento grave para tirantes protendidos, é sensato o dimensionamento com uma margem de segurança mínima contra fissuração,  $\bar{m}_{cr}$ . Desse modo, temos:

$$\bar{m}_{cr} \geq \frac{N_{cr}}{N} \quad (3.50)$$

Em que,

$N_{cr}$  – carga de fissuração da seção;

Desse modo temos que:

$$\bar{m}_{cr} \cdot N \geq A_t \cdot \left( f_{ctk,inf} - \frac{A_p \cdot \sigma_{p\infty}}{A_n} \right) \quad (3.51)$$

Onde,

$A_t$  – área da seção transformada, definida por:

$$A_t = A_n + (\alpha_p - 1) \cdot A_p \quad (3.52)$$

$$\alpha_p = \frac{E_p}{E_c} \quad (3.53)$$

O conceito de margem de segurança contra fissuração foi criada por Naaman no desenvolvimento do seu método para o dimensionamento de tirantes protendidos e seu valor não consta nas normas vigentes. Por ser mais um valor a ser adotado pelo projetista e, na falta de recomendações dos documentos normativos, foi adotada a sugestão do autor, com  $\bar{m}_{cr} = 1,5$ .

### c. Critério de margem de segurança contra descompressão

Uma margem de segurança mínima é, em geral, requerida no dimensionamento de elementos estruturais. Naaman (2004) estabelece que, caso uma fissuração prévia da seção do tirante protendido tenha ocorrido, sob um carregamento subsequente, o elemento irá fissurar a uma tensão no concreto  $\sigma_c = 0$ , ao invés de  $\sigma_c = f_{ctk,inf}$ . Naaman (2004) intitula esse estágio como descompressão. Essa consideração, embora possa ser contra intuitiva, está a favor da segurança. Assim como no caso do critério de margem de segurança contra fissuração, será adotado o valor sugerido pelo autor  $m_{dec} = 1,2$ . Dessa forma a margem de segurança quanto à descompressão  $\bar{m}_{dec}$  será:

$$\bar{m}_{dec} = \frac{N_{dec}}{N} \quad (3.54)$$

Onde,

$N_{dec}$  – carga de descompressão, calculada por:

$$N_{dec} = - \frac{A_t \cdot A_p \cdot \sigma_{P\infty}}{A_n} \quad (3.55)$$

### d. Critério da mínima armação

Esse critério irá garantir que a ruptura não ocorra após a fissuração. Desse modo:

$$A_p \cdot \frac{f_{ptk}}{\gamma_s} \geq |\alpha \cdot N_{cr}| \quad (3.56)$$

Onde  $\alpha$  é um fator não menor que 1. O código ACI prescreve situação semelhante para flexão, onde  $\alpha = 1,2$ . Portanto, será adotado esse valor como referência.

### e. Critério da força última

Esse critério garante uma resistência última não menor que uma força de cálculo. Portanto:

$$A_p \geq - \frac{N_u \cdot \gamma_f}{\frac{f_{ptk}}{\gamma_s}} \quad (3.57)$$

### f. Critério de máxima deformação

Esse critério garante uma deformação máxima admissível  $\Delta l$  (alongamento ou encurtamento) sob uma carga ou combinação de cargas. Desse modo temos:

$$\frac{-N_q \cdot l}{E_c \cdot A_t} \leq \Delta l \quad (3.58)$$

Para um encurtamento  $\Delta l > 0$ , enquanto para um alongamento  $\Delta l < 0$ .

A representação gráfica do domínio de soluções de protensão é determinada a partir das condições  $a$  até  $f$ . Diferentemente do caso do diagrama de Naaman em que as curvas são plotadas em função de  $e_o$  e  $l/P_o$ , no caso dos tirantes as variáveis que se relacionam são as áreas de concreto e aço de protensão,  $A_c$  e  $A_p$ , respectivamente. Portanto, com a manipulação das expressões matemáticas das condições de dimensionamento, obtém-se uma relação direta entre essas duas grandezas. Sendo assim:

### a. Critério da máxima compressão

$$\begin{aligned} (a) \quad A_p &\leq \frac{A_c}{1 + \frac{\sigma_{P_o}}{\sigma_1}} \\ (a') \quad A_p &\leq \frac{A_c}{1 + \frac{\sigma_{P_\infty}}{\sigma_2'}} \end{aligned} \quad (3.59)$$

**b. Critério de margem de segurança contra fissuração**

$$A_p^2 \cdot (\alpha_p - 1) \cdot (\sigma_{P\infty} + f_{ctk,inf}) + A_p \cdot [A_c \cdot \sigma_{P\infty} - A_c \cdot (\alpha_p - 2) \cdot f_{ctk,inf} - m_{cr} \cdot N] + A_c \cdot (m_{cr} \cdot N - A_c \cdot f_{ctk,inf}) \geq 0 \quad (3.60)$$

Percebe-se que a curva descrita para o critério contra fissuração é uma função do segundo grau. Uma vez que o objetivo é criar uma representação gráfica do domínio de soluções, é sensato linearizar a função e facilitar a determinação gráfica das soluções. Para tanto, é uma aproximação bastante válida considerar que  $A_t \cong A_n \cong A_c$  para o intervalo de interesse. Desse forma a equação 3.51 torna-se então:

$$A_p \geq \frac{f_{ctk,inf}}{\sigma_{P\infty}} \cdot A_c - \frac{m_{cr} \cdot N}{\sigma_{P\infty}} \quad (3.61)$$

**c. Critério de margem de segurança contra descompressão**

De maneira análoga ao critério contra a fissuração, a expressão do critério contra descompressão também é linearizada por meio da mesma aproximação de áreas, o que faz com que a equação 3.55 se torne:

$$A_p \geq \frac{m_{dec} \cdot N}{\sigma_{P\infty}} \quad (3.62)$$

**d. Critério de mínima armação**

$$A_p \geq \left( \frac{-1,2 \cdot f_{ctk,inf}}{\frac{f_{ptk}}{\gamma_s} - 1,2 \cdot \sigma_{P\infty}} \right) \cdot A_c \quad (3.63)$$

e. Critério de força última

$$A_p \geq - \frac{N_u \cdot \gamma_f}{f_{ptk} / \gamma_s} \quad (3.64)$$

f. Critério de máxima deformação

$$A_p \geq - \frac{A_c}{\alpha_p - 1} + \frac{N_q \cdot l}{(\alpha_p - 1) E_c \cdot \Delta l} \quad (3.65)$$

Dessa forma, as Figuras 3-3 e 3-4 representam a representação geométrica dos critérios de dimensionamento e do domínio de soluções.

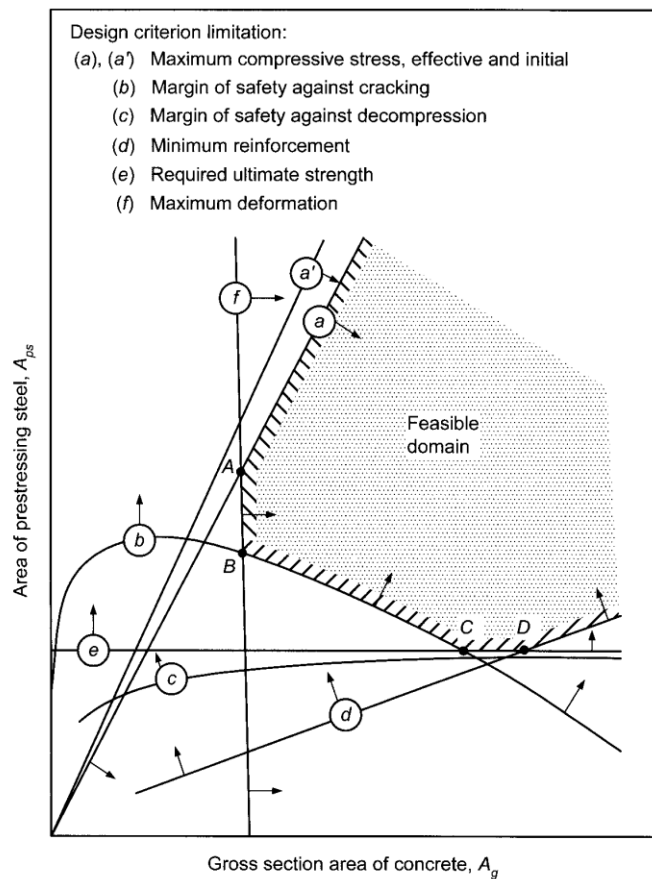


Figura 3-3 - Representação geométrica dos critérios de dimensionamento (sem linearização) e do domínio de soluções (Naaman, 2004)



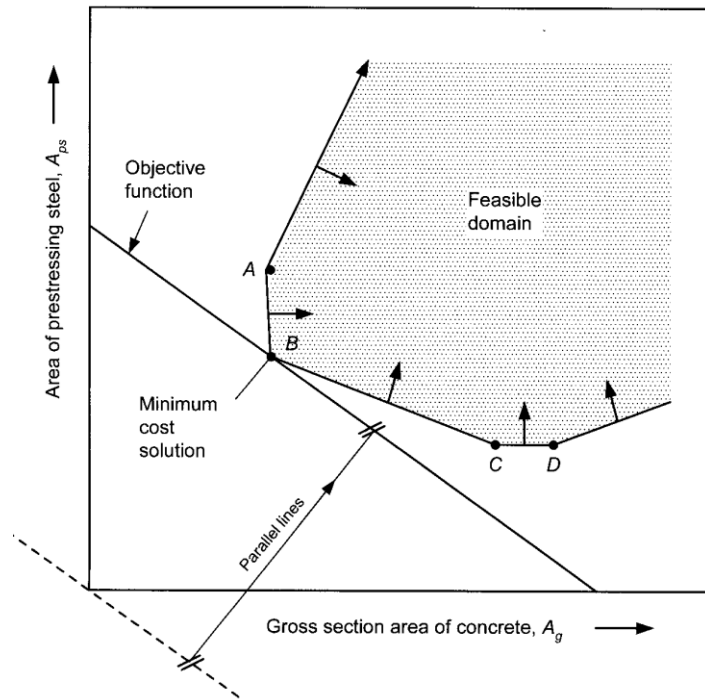


Figura 3-4 - Representação geométrica dos critérios de dimensionamento (com linearização) e do domínio de soluções (Naaman, 2004)

### 3.2.7 ELU NA PROTENSÃO

A verificação do ELU para elementos protendidos deve realizada da mesma forma que a NBR 6118:2014 prescreve para elementos de concreto armado. A diferença é que as deformações últimas do aço de protensão e do concreto são adotadas pelo projetista. Contudo, é necessária também a verificação do ELU no ato da protensão. A NBR 6118:2014 apresenta uma verificação simplificada para esse situação, sendo necessário o atendimento de três condições para garantia da segurança:

- a) A tensão de compressão na seção do concreto, obtida através das solicitações ponderadas não pode ultrapassar 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a idade de aplicação da protensão;
- b) A tensão máxima de tração do concreto não pode ultrapassar 1,2 vezes a resistência à tração  $f_{ctm}$  correspondente ao valor  $f_{ckj}$  especificado;
- c) Quando nas seções transversais existirem tensões de tração, deve haver armadura de tração calculada no estágio II. Para efeitos do cálculo, nessa fase da

construção, a força nessa armadura pode ser considerada igual à resultante das tensões de tração no concreto no estágio I. Essa força não pode provocar, na armadura correspondente, acréscimos de tensão superiores a 150 MPa no caso de fios ou barras lisas e a 250 MPa em barras nervuradas;

### **3.3 ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS – ELS-DEF**

A verificação do ELS-DEF será realizada pelo Método dos Coeficientes Globais, apresentado pelo código modelo FIP:1990 do *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB) em seu Boletim 158-E.

#### **3.3.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA**

Para a determinação da flecha diferida de um elemento estrutural, é necessário saber o coeficiente de fluência do elemento. A determinação do coeficiente de fluência foi realizada de acordo com o método o prescrito pelo código modelo FIB:2010, apresentado no item 3.2.4.2.a deste trabalho.

##### **3.3.1.1 MÉTODO DOS COEFICIENTES GLOBAIS**

O método dos coeficientes globais é um método simples para o cálculo de deformações, derivado do método bi linear, também prescrito no Boletim 158-E do código modelo CEB-90. O método bi linear é baseado na observação que, para os limites de serviço, a relação momento fletor-deflexão pode ser aproximada por uma relação bi linear, que representa de alguma forma, o efeito geral dessa relação. A abordagem adotada no método bi linear é calcular as flechas limites  $a_1$  e  $a_2$ , correspondentes aos estádios I e II puros, respectivamente, a partir da flecha elástica, considerando a rigidez da seção bruta de concreto. A flecha final provável deverá estar entre esses limites e será obtida a partir de um coeficiente de distribuição  $\zeta$ .

O método dos coeficientes globais é uma simplificação do método bi linear, obtido a partir de algumas aproximações. Com o método dos coeficientes é possível estimar a flecha final provável,  $a$ , a partir da flecha elástica e da rigidez da seção bruta de concreto, que será corrigida por coeficientes  $k$ , que irão levar em conta o efeito das armaduras, fissuras e fluência

do concreto. Sendo assim, o método é bastante semelhante ao método bi linear, com a vantagem de que apenas 3 coeficientes de correção devem ser determinados,  $k_o$ , que leva em conta os efeitos da armação, do nível de carregamento e da fissuração, imediatos,  $k_t$ , que leva em conta os efeitos da armação, da fissuração e da fluência do concreto, a longo prazo e  $\eta$ , que leva em conta o efeito da armação de compressão na deformação.

As flechas finais prováveis são determinadas, portanto, por:

$$a_o = a_c \cdot k_o \quad (3.66)$$

$$a_t = a_c \cdot k_t \cdot \eta \quad (3.67)$$

Onde,

$a_o$  – flecha imediata provável;

$a_t$  – flecha final provável;

$a_c$  – flecha elástica;

A determinação dos coeficientes de correção globais dependem da relação entre momento de fissuração e o momento de serviço atuante ( $M_{rd}/M_{d, serv}$ ), da relação entre os módulos de elasticidade do aço e do concreto  $\alpha$  ( $E_s/E_c$ ), da relação entre as taxas de armadura simples de flexão  $\rho$  e armadura de compressão  $\rho'$  ( $\rho/\rho'$ ), além da relação entre a altura útil  $d$  e a altura total  $h$  do elemento ( $d/h$ ). O valor dos coeficientes é obtido por meio de ábacos (ou equações) contidas no boletim.

## 4 MEMORIAL DESCRITIVO

### 4.1 MODELAGEM

O projeto foi elaborado com uso de modelagem computacional, principalmente com o auxílio do *software* CAD/TQS versão 19. O *software* Microsoft Excel também foi utilizado na construção de planilhas eletrônicas para verificações e elaboração de cálculos diversos. Além disso, o *software* Ftool versão 3.01 foi utilizado em pequenas verificações, contribuindo para análises mais simples. O CAD/TQS foi utilizado na maioria da elaboração do projeto, sendo empregado no lançamento estrutural, bem como análise estrutural, dimensionamento, verificação e elaboração dos desenhos dos elementos e plantas.

### 4.2 CAD/TQS

A versão 19 do CAD/TQS utilizada no projeto segue os critérios estabelecidos na NBR 6118:2014 e sistema de modelagem selecionado no *software* foi de modelador estrutural.

A versão do *software* dispõe de 6 modelos estruturais a serem adotados pelo projetista. No modelo I o engenheiro é obrigado a efetuar toda análise manualmente no sistema. No modelo II não há análise de vento e no modelo III a análise é simplificada. O modelo V foi mantido em versões atuais apenas para compatibilidade com processamentos antigos e não pode ser definido para edifícios novos. Os modelos I, II e III somente devem ser utilizados em casos particulares e com restrições.

A descrição do modelo IV do próprio *software* diz que “O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de laje sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas). Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga. Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode

ser ativado. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos para avaliações de ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico – TQS.”

Já no Modelo VI, as grelhas deixam de existir. As malhas de barras de lajes estão inseridas no próprio modelo espacial. Dessa forma, uma vez aplicadas as ações no pórtico, todo o conjunto formado pelas vigas, pilares e lajes se deforma de uma maneira totalmente compatível, distribuindo as solicitações entre os elementos de acordo com o equilíbrio espacial de toda a estrutura.

Dessa forma, o modelo VI seria o modelo mais indicado para o dimensionamento do edifício estudado. Contudo, a dificuldade no uso do modelo, juntamente com a inexperiência no seu manuseio em geral levaram a decisão da utilização do Modelo IV para o dimensionamento do edifício. Embora do ponto de vista do dimensionamento e de análise estrutural o uso do Modelo IV não seja o modelo mais preciso, deve ser levado em conta que este trabalho possui um viés acadêmico e didático, e por mais que seu objetivo principal seja simular ao máximo um trabalho real, algumas simplificações e considerações devem ser tomadas para que esse trabalho possa ser executado. Desse modo, justifica-se a utilização do Modelo IV.

Na modelagem do edifício especificam-se quais e quantos são os pavimentos que compõem a estrutura, bem como quantas vezes esses pavimentos se repetem no caso de pavimentos tipo. Além disso, são fornecidos os pés-direitos, os níveis dos pavimentos e o modelo estrutural a ser adotado nos pavimentos. A Tabela 4.1 mostra os pavimentos e seus dados de entrada na modelagem do edifício.

*Tabela 4.1 - Características do Edifício*

<b>Pavimento</b>	<b>Número de pisos</b>	<b>Pé-direito [m]</b>	<b>Classe</b>	<b>Modelo Estrutural</b>
Cobertura	1	3,00	Cobertura	Grelha de lajes planas
Pavimento tipo	5	3,00	Tipo	Grelha de lajes planas
Primeiro pavimento	1	6,00	Primeiro	Grelha de lajes planas
Térreo	1	3,00	Térreo	Grelha de lajes planas
Subsolo	1	0,00	Subsolo	Grelha somente de vigas

### 4.3 PROPRIEDADES DO CONCRETO

Foi adotado um concreto estrutural com resistência característica à compressão ( $f_{ck}$ ) de 35 MPa por exigência de projeto. Com o  $f_{ck}$  definido, foram calculadas as demais propriedades do concreto necessárias para elaboração do projeto de acordo, com seus respectivos itens presentes na NBR 6118:2014 e são apresentadas na Tabela 4.2

Tabela 4.2 - Propriedades do concreto utilizado

Resistência característica à compressão	$f_{ck}$ [MPa]	35
Resistência à tração média	$f_{ct,m}$ [MPa]	3,21
Resistência à tração inferior	$f_{ctk,inf}$ [MPa]	2,25
Resistência à tração superior	$f_{ctk,sup}$ [MPa]	4,17
Módulo de elasticidade inicial	$E_{ci}$ [GPa]	33,1
Módulo de elasticidade secante	$E_{cs}$ [GPa]	29,5
Coefficiente de Poisson	$\nu$	0,2

As resistências características à tração foram calculadas de acordo com a formulação disposta no item 8.2.5 da NBR 6118:2014. O cálculo dos módulos de elasticidade seguiu o pressuposto do item 8.2.8, sendo o parâmetro  $\alpha_e$  adotado como igual a 1,0, assumindo a utilização de granito como agregado graúdo devido à ampla utilização desse agregado na região do Distrito Federal. No item 8.2.9, a NBR 6118:2014 estabelece que para tensões de compressão menores que  $0,5 f_c$  e tensões de tração menores que  $f_{ct}$  o coeficiente de Poisson  $\nu$  pode ser tomado como sendo 0,2.

### 4.4 PROPRIEDADE DO AÇO

Como citado no item 2.1.1 deste trabalho, a estrutura contará com elementos de concreto protendido. Sendo assim, esses elementos possuirão além de armaduras passivas, armaduras ativas. O aço utilizado como armadura passiva é classificado pela ABNT NBR 7480:2007, com o valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-50 e CA-60, bem como os diâmetros e seções transversais nominais.

Para o aço de armadura ativa, os valores de resistência característica à tração, diâmetro e área das cordoalhas e classificação quanto à relaxação a serem adotados no projeto são os nominais indicados na ABNT 7483:2004. Os aços utilizados neste projeto são apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4

Tabela 4.3 - Propriedades do aço de armadura ativa utilizado

Categoria	Designação	Diâmetro Nominal da cordoalha [mm]	Área da seção de aço da cordoalha nominal [mm <sup>2</sup> ]			Massa nominal [kg/1000m]	Carga de ruptura mínima [kN]	Carga a 1% de deformação mínima [kN]	Módulo de elasticidade [GPa]
			Mínimo	Nominal	Máximo				
RB 190	CP 190 RB 12,7	12,7	98,6	100,9	102,9	792,0	187,3	168,6	200
	CP 190 RB 15,2	15,2	139,9	143,4	146,3	1126,0	265,8	239,2	

Tabela 4.4 - Propriedades do aço de armadura passiva

Diâmetro [mm]	Categoria	$f_{yk}$ [MPa]	Módulo de elasticidade [GPa]
5,0	CA-60	600	210
6,3	CA-50	500	
8,0			
10,0			
12,5			
16,0			
20,0			
25,0			

#### 4.5 CRITÉRIOS DE DURABILIDADE DO CONCRETO

Quanto à durabilidade, a NBR 6118:2014, no item 6.1, determina que estruturas de concreto devam ser projetadas e construídas de modo que, sob as condições ambientais previstas na época da execução e quando utilizadas conforme preconizado em projeto, conservem sua segurança, estabilidade e aptidão em serviço durante o prazo correspondente à sua vida útil.

No item 6.2, a NBR 6118:2014 define vida útil de projeto como o tempo durante o qual se mantém as características das estruturas de concreto, sem intervenções significativas, desde que atendidos os requisitos de uso e manutenção prescritos pelo projetista e pelo consultor, bem como execução dos reparos necessários decorrentes de danos acidentais.

Segundo Carvalho e Figueiredo Filho (2015), um dos principais responsáveis pela perda de qualidade e durabilidade das estruturas é a agressividade do meio ambiente. No item 6.4.1 a NBR 6118:2014 define que a agressividade do meio ambiente está relacionada às ações físicas e químicas que atuam sobre as estruturas de concreto, independentemente das ações mecânicas, das variações volumétricas de origem térmica e outras previstas no dimensionamento das estruturas.

Com a consideração de que o edifício será construído em Brasília-DF, foram adotados os parâmetros ambientais dessa região. Seguindo a classificação da tabela 6.1 da NBR 6118:2014, a classe de agressividade ambiental é a classe II, que representa uma agressividade moderada em região urbana com pequeno risco de deterioração da estrutura.

De acordo com Clímaco (2015), a durabilidade de uma estrutura de concreto é fortemente condicionada por algumas propriedades, em especial a resistência à compressão do concreto, sua correspondente relação água-cimento, a espessura e a qualidade do concreto de cobrimento das armaduras. Desse modo, seguindo o pressuposto na tabela 7.1 da NBR 6118:2014, a relação água-cimento deve ser no máximo 0,55, sendo a classe de concreto pelo menos C30, devido ao uso de concreto protendido. A classe adotada para este projeto satisfaz esta última exigência, uma vez que o concreto utilizado será C35. Devido à complexidade da estrutura da edificação, é importante ressaltar a necessidade de um rígido controle de qualidade durante a execução. Dessa forma os cobrimentos são apresentados na tabela 3.5.

*Tabela 4.5 - Cobrimentos nominais adotados*

<b>Tipo de estrutura</b>	<b>Elemento</b>	<b>Cobrimento nominal adotado [mm]</b>
Concreto armado	Laje	25
	Viga/Pilar	30
	Elementos em contato com o solo	30
Concreto protendido	Viga/Pilar	35

A temperatura  $T$  utilizada considerada na elaboração do projeto foi a temperatura média anual de Brasília-DF presente nos dados históricos, de 1961 a 1990, fornecido pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) em seu programa de Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa (BDMEP). A determinação da umidade média  $RH$  foi retirada de análise similar feita por Rolemberg (2016). Sendo assim, obteve-se  $T = 20,6^{\circ}\text{C}$  e  $RH = 59,1\%$ . Ambos os parâmetros foram considerados constantes para efeito de dimensionamento.



## 4.6 SITUAÇÃO DE INCÊNDIO

Os elementos estruturais de concreto armado são dimensionados para situações normais, em que as resistências dos materiais são consideradas na temperatura padrão de 20 °C. Contudo, é necessária a consideração do projeto estrutural sob certas ações excepcionais, nesse caso sob ação de um incêndio.

Os critérios de projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio são estabelecidos pela NBR 15200:2012. O projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio é baseado na correlação entre o comportamento dos materiais e da estrutura em situação normal de uso. As verificações de estruturas em situação de incêndio buscam como principais objetivos:

- limitar risco à vida humana;
- limitar o risco da vizinhança e da própria sociedade;
- limitar o risco da propriedade exposta ao fogo;

Considera-se que esses objetivos são atingidos se for demonstrado que a estrutura mantém as funções:

- função corta-fogo – a estrutura não permite que o fogo ultrapasse ou que o calor atravesse em quantidade suficiente para gerar combustão no lado oposto ao incêndio inicial. A função corta-fogo compreende o isolamento térmico e a estanqueidade à passagem de chamas;
- função de suporte – a estrutura mantém sua capacidade de suporte da construção como um todo ou de cada uma de suas partes, evitando o colapso global ou progressivo;

Essas funções devem ser mantidas por certo período de tempo, denominado tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF), definido pela NBR 14432:2000 de acordo com a altura da edificação e seu uso. De acordo com a Tabela B.1 do anexo B da NBR 14432:2000, a edificação estudada nesse projeto é classificada como A-2, edificação residencial de habitações multifamiliares. Com a altura de incêndio da edificação de 24 metros, a Tabela A.1 da NBR 14432:2000 determina um TRRF de 90 minutos para a edificação estudada nesse

projeto. Com isso, utilizou-se o método tabular presente na NBR 15200:2012 para a consideração da situação de incêndio.

O método tabular consiste em um procedimento simples em que nenhuma verificação é necessária, bastando que os elementos estruturais atendam às dimensões mínimas requeridas pela norma, em função do seu tipo de elemento e do TRRF. Essas dimensões mínimas devem sempre respeitar as prescrições da NBR 6118:2014. Essas dimensões mínimas são geralmente a espessura das lajes, a largura das vigas, as dimensões das seções transversais de pilares e tirantes e principalmente a distância entre o eixo da armadura longitudinal e a face do concreto exposta ao fogo ( $c_1$ ).

A verificação da situação de incêndio é feita de forma automática no CAD/TQS quando é realizado o processamento global da estrutura. Sua verificação será realizada através de análise dos relatórios gerados pelo *software* e existindo a necessidade de alteração do elementos estruturais, essas alterações são realizadas diretamente no editor do *software*, que analise automaticamente os novos dados.

#### **4.7 AÇÕES DE CARREGAMENTO**

As ações de carregamento às quais a estrutura estará submetida estão previstas nas normas ABNT 6120:1980 e NBR 6118:2014. Elas são constituídas pelas cargas que atuam na estrutura e podem ser classificadas em ações permanentes, variáveis e excepcionais. O tipo de ação está relacionado ao tipo de carga a ser analisada. Em seu item 4.2, a NBR 8681:2003 define:

- a) Ações permanentes diretas: os pesos próprios dos elementos de construção, incluindo o peso próprio da estrutura e todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e empuxos devidos ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas;
- b) Ações permanentes indiretas: a protensão, os recalques de apoio e retração dos materiais;

As ações variáveis são definidas como aquelas devido às cargas acidentais da construção, bem como efeitos, tais como efeitos do vento, das variações de temperatura e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função da probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, as ações variáveis são classificadas em:

- a) Ações variáveis normais: ações variáveis com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- b) Ações variáveis especiais: nas estruturas em que devem ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas, cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas.

Consideram-se como excepcionais as ações decorrentes de explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. Os incêndios, ao invés de serem tratados como ações excepcionais, também podem ser levados em conta por meio de uma redução da resistência dos materiais constitutivos da estrutura.

A arquitetura do edifício estudado por esta monografia não apresenta detalhes acerca de revestimentos e posição das paredes divisórias. Quanto ao revestimento, considerou-se a utilização de granito com espessura de 1,5 centímetros, com argamassa de assentamento de 1,0 cm e contrapiso de 2,0 cm. Dessa forma a carga de revestimento considerada foi:

$$g_{\text{revestimento}} = h_{\text{revestimento}} \cdot \gamma_{\text{granito}} + h_{\text{contrapiso}} \cdot \gamma_{\text{contrapiso}} + h_{\text{arg amassa}} \cdot \gamma_{\text{arg amassa}}$$

$$g_{\text{revestimento}} = 0,015.28 + 0,02.21 + 0,01.19 \approx 1,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Quanto à consideração da carga de alvenaria, foram geradas cargas lineares com o valor correspondente a uma parede de alvenaria de blocos cerâmicos de 14x14x19 cm com 3,0 m de altura, em espaços regulares de aproximadamente 2 metros, em ambas as direções, formando uma “grelha” de cargas lineares, como mostrado na Figura 4-1.

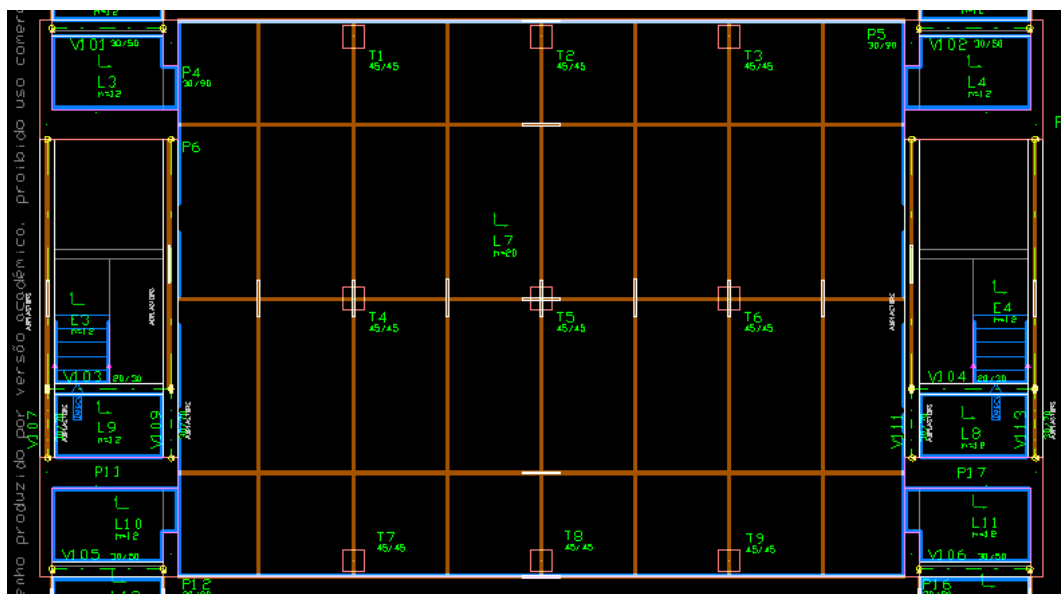


Figura 4-1 - Cargas de alvenaria na laje principal do pavimento

A Tabela 4.6 traz o resumo das cargas acidentais adotadas para edificação.

Tabela 4.6 - cargas variáveis atuantes na estrutura

Pavimento	Cargas acidentais [kN/m <sup>2</sup> ]	
	Carga	Especificação
<b>Cobertura</b>	1,0	Sem acesso ao público
<b>Pavimento Tipo</b>	2,0	Edifícios Residenciais
<b>Térreo</b>	4,0	Carga de garagem

O edifício também contará com um reservatório inferior e um reservatório superior. Ambos os reservatórios serão de polietileno, sendo os reservatórios superiores apoiados em vigas metálicas que estão apoiadas nas lajes. No intuito de facilitar a distribuição das instalações hidráulicas, foram adotados dois reservatórios superiores, cada um sobre uma caixa de escadas.

Quanto à capacidade total dos reservatórios, foi considerado que a população desse edifício contaria com aproximadamente 50 pessoas e 10 veículos. Dessa forma foi calculado um consumo diário baseado nas médias de consumo descritas por Creder (2006). Considerando dois dias de consumo, adicionados à reserva de incêndio, correspondente a 20% do volume diário, foi determinado o volume aproximado do reservatório. O reservatório superior irá conter aproximadamente 60% do volume final, segundo Creder (2006).

O volume total dos dois reservatórios superiores foi de 15.000 litros, cada reservatório responsável por 7.500 litros. O fabricante escolhido para a escolha das caixas d'água foi a Fortlev. Em seu catálogo, as dimensões de reservatórios são:

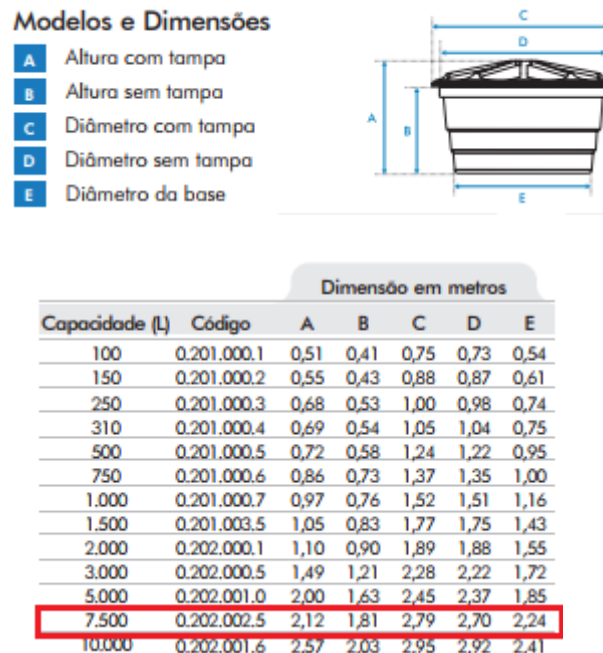


Figura 4-2 - Dimensões da caixa d'água (Catálogo Fortlev)

A carga do reservatório é transmitida para a laje pelas vigas metálicas, sendo essas cargas representadas como cargas lineares no modelador. O valor das cargas lineares foi calculado a partir do comprimento das vigas. Cada reservatório é apoiado em 10 vigas metálicas de 2,45 m de comprimento. O valor da carga linear transferida pra laje é dado por:

$$g_{\text{reservatório}} = \frac{V \cdot \gamma_{\text{água}}}{\sum l_{\text{vigas}}} = \frac{7,5 \cdot 10}{10 \cdot 2,45} = 3,06 \text{ kN/m} \cong 0,31 \text{ tf/m}$$

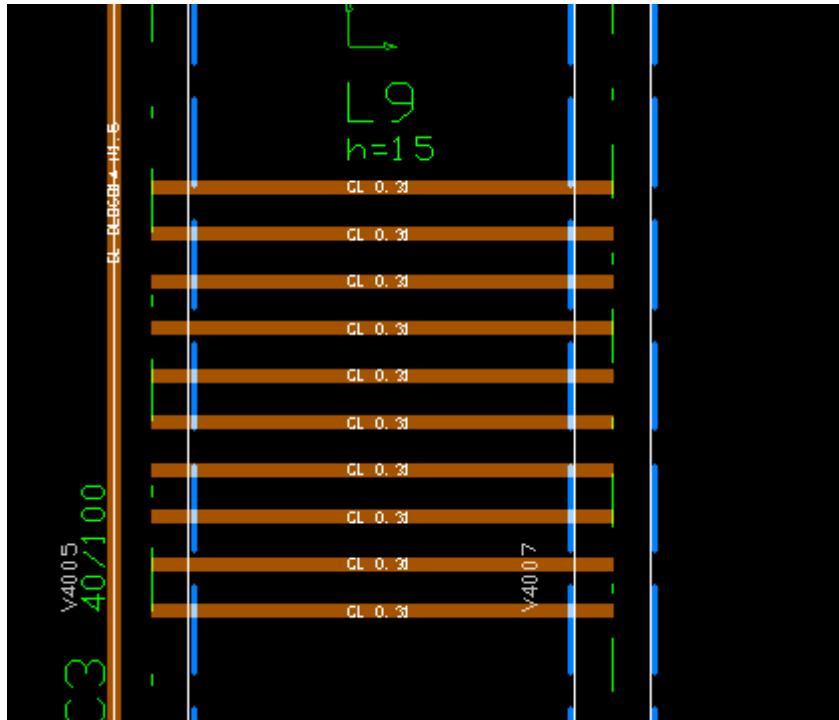


Figura 4-3 - Detalhe do lançamento das cargas do reservatório sobre a laje

Dessa forma foi considerado o efeito dos reservatórios no edifício.

## 4.8 VENTO

A análise do efeito do vento foi realizada de acordo com o prescrito na NBR 6123:1988. Essa análise é feita de forma automática pelo CAD/TQS, sendo necessário apenas a inserção dos coeficientes de arrasto em cada direção da edificação. O cálculo dos coeficientes de arrasto se deu de acordo com o procedimento da NBR 6123:1988, que leva em conta a velocidade básica do vento na região da edificação, sua topografia, assim como a rugosidade do terreno e as dimensões da estrutura por meio de fatores, sendo esses:

- Velocidade básica do vento,  $V_0$ ;
- Fator topográfico,  $S_1$ ;
- Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura do terreno,  $S_2$ ;
- Fator estatístico,  $S_3$ ;

Tabela 4.7 - Fatores para o cálculo do efeito do vento

Fator			Justificativa
Velocidade Básica	$V_0$ [m/s]	35	Brasília-DF
Fator Topográfico	$S_1$	1,0	Terreno plano
Categoria de Rugosidade	$S_2$	IV	Zona urbanizada
Classe da Edificação	$S_3$	B	Maior dimensão < 50 m
Fator Estatístico	$S_4$	1,0	Grupo 2 - Edificação residencial
Coeficiente de Arrasto C.A	$V_1$ (90°)	1,0	Obtidos a partir do cálculo automático do CAD/TQS
	$V_2$ (270°)	1,0	
	$V_3$ (0°)	1,0	
	$V_4$ (180°)	1,0	

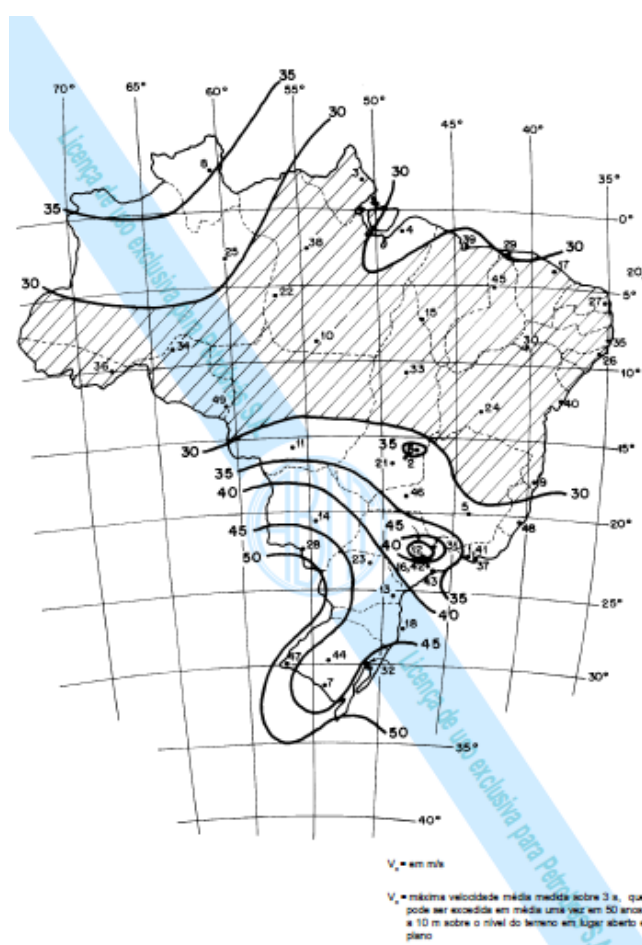


Figura 4-4 - Isopletas de velocidade básica  $V_0$  [m/s] (NBR 6123:1988)

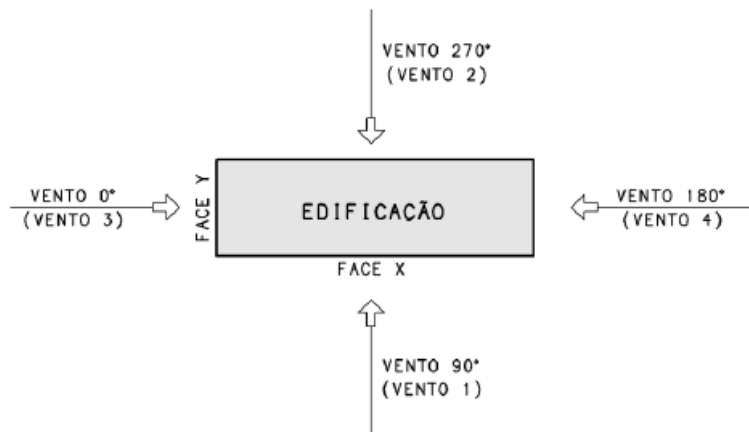


Figura 4-5 - Direções do Vento no CAD/TQS (Rolemberg,2016)

## 4.9 ELEMENTOS PROTENDIDOS

### 4.9.1 VIGAS PROTENDIDAS

#### a. Grau de protensão

As vigas protendidas são o principal sistema de apoio dos pavimentos da edificação e desse modo a maior preocupação em relação a esses elementos é a limitação de seus deslocamentos. Para tanto, é importante que o elemento não fissure. Desse modo, foi adotado protensão completa, sendo o ELS-F o limite a ser respeitado para combinação rara de ações.

#### b. Tensões limite

Com a escolha do grau de protensão como protensão completa, são aceitas tensões de tração no concreto, desde que menores que  $f_{ctk,inf}$ . Contudo, adotou-se  $\sigma'_1 = \sigma_2 = 0$ , de forma conservadora, o que significa na prática, respeitar o ELS-D para combinação rara de ações em serviço. Os limites de compressão foram adotados de acordo com recomendações da NBR 6118:2014, em que em seu item 17.2.4.3.2.a estabelece que a tensão máxima de compressão na seção de concreto, obtida através das solicitações ponderadas, não pode ultrapassar 70% da resistência característica  $f_{ckj}$  prevista para a



idade de aplicação da protensão. Outro limite de compressão é determinado por ponderação das recomendações dos códigos modelo FIB:2010, ACI e da própria NBR 6118:2014 para limitação de deformações excessivas devido à fluência e retração do concreto e consequente perda excessiva de protensão. Com a ponderação das recomendações adotou-se o limite de  $0,5.f_{ck}$ . Desse modo, as tensões limites adotadas para as vigas protendidas foram:

- $\sigma_1 = 19,08 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_1' = 0 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_2 = 0 \text{ MPa}$ ;
- $\sigma_2' = 17,5 \text{ MPa}$ ;

### c. Sistema de Protensão

A protensão adotada para as vigas foi do tipo pós-tração não aderente. Dessa forma, o coeficiente de atrito entre o cabo e a bainha metálica é  $\mu = 0,2 \text{ m}^{-1}$   $k = 0,002 \text{ m}^{-1}$ . Os elementos de protensão foram escolhidos a partir do catálogo da Rudloff. Para as vigas foi adotada dupla ancoragem ativa dos cabos de protensão. O sistema de ancoragem escolhido foi ancoragem tipo “E”, ilustrado na Figura 4-6.

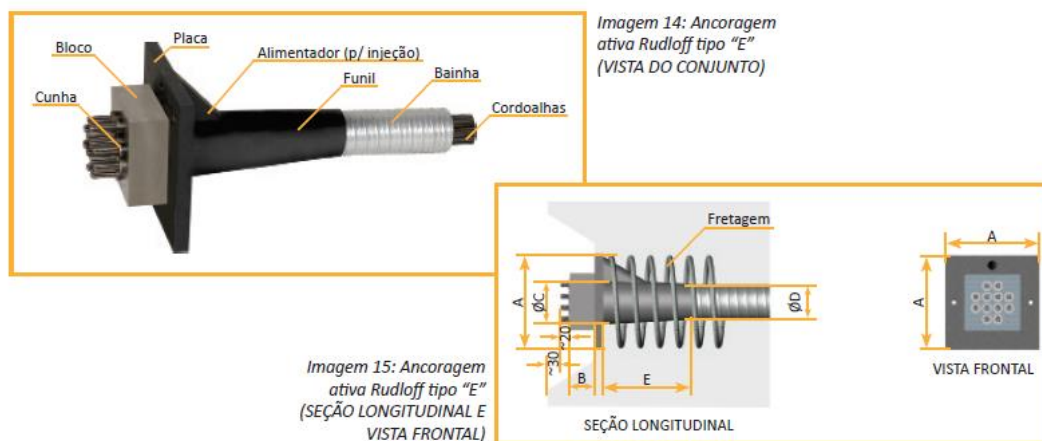


Figura 4-6 - Ancoragem tipo "E", (Catálogo Rudloff)

A ancoragem tipo “E” é composta por um bloco de ancoragem com furos troncos cônicos, cunhas tripartidas e placa funil, repartidora de esforços sobre o concreto. A penetração das cunhas  $\delta$  durante a cravação da ancoragem foi adotada de acordo com recomendação do fabricante, com  $\delta = 6$  mm. Os cabos de protensão adotados são cabos formados por cordoalhas de 7 fios de diâmetro  $\phi_p = 15,2$  mm.

#### **d. Datas de carregamento**

A protensão foi considerada aplicada 7 dias após a concretagem das vigas. Além disso, foi considerado um período de 3 dias de cura do concreto. As vigas deverão entrar em carga após 28 dias para redução de perdas de protensão, bem como limitação dos deslocamentos.

### **4.9.2 TIRANTES PROTENDIDOS**

#### **a. Grau de protensão**

O grau de protensão adotado para os tirantes foi a protensão total de Leonhardt, em que não são admitidas tensões de tração para nenhum tipo de combinação de ações. Isso se deve ao fato do tirante apresentar fissuras do tipo de separação. Nesse caso o tirante não deve apresentar tensões de tração para esforços de tração axial.

#### **b. Tensões limite**

No dimensionamento dos tirantes protendidos de acordo com o método descrito por Naaman (2004) as tensões limite a serem respeitadas são apenas as tensões de compressão, uma vez que o método já considera a impossibilidade de tensões de tração no concreto. Desse modo, foram adotadas as mesmas tensões de compressão limite escolhidas para as vigas, correspondentes a 70% do  $f_{ckj}$  para carga mínima e 0,5.  $f_{ck}$  para cargas máximas. Portanto:

- $\sigma_1 = 19,08$  MPa;
- $\sigma_2' = 17,5$  MPa;

### c. Sistema de Protensão

A protensão adotada para os tirantes foi do tipo pós-tração do tipo aderente. Segundo Naaman (2004), se um tirante protendido com protensão aderente fissurar devido a uma sobrecarga, seu comportamento sob carregamentos subsequentes deverá ser muito similar ao primeiro carregamento, exceto pelo fato que as próximas fissuras irão ocorrer no estado de descompressão e não mais quando a tensão no concreto for igual ao  $f_{ctk,inf}$ . Já se a protensão for não aderente e o elemento fissurar, geralmente apenas uma fissura irá se formar e os carregamentos subsequentes deverão causar uma redução significativa da rigidez. Além disso, deverá ocorrer uma redução do comportamento do material como compósito, passando esse a apresentar um comportamento mais similar apenas ao aço de protensão. Devido a essa redução significativa da rigidez, o uso de protensão não aderente para tirantes protendidos não é recomendado. Desse modo, os coeficientes de atrito adotados foram  $\mu = 0,5 \text{ m}^{-1}$  e  $k = 0,005 \text{ m}^{-1}$ . A protensão dos tirantes foi unilateral, cordoalhas de 7 fio de 15,2 mm e com uma ancoragem ativa tipo “E” e uma ancoragem passiva tipo “U”, ambas retiradas do catálogo da Rudloff. As Figuras 4-7 e 4-8 ilustram a ancoragem passiva tipo “U”.



Figura 4-7 - Ancoragem passiva tipo "U" (VISTA DO CONJUNTO), (Catálogo Rudloff)

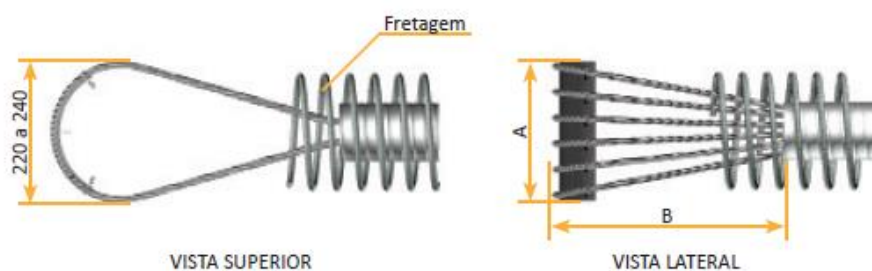


Figura 4-8 - Ancoragem passiva tipo "U" (VISTAS SUPERIOR E LATERAL), (Catálogo Rudloff)

#### d. Datas de carregamento

A protensão foi considerada aplicada 7 dias após a concretagem das vigas. Além disso, foi considerado um período de 3 dias de cura do concreto. As vigas deverão entrar em carga após 28 dias, para redução de perdas de protensão, bem como limitação dos deslocamentos.

## 5 MEMORIAL DE CÁLCULO

### 5.1 LANÇAMENTO ESTRUTURAL

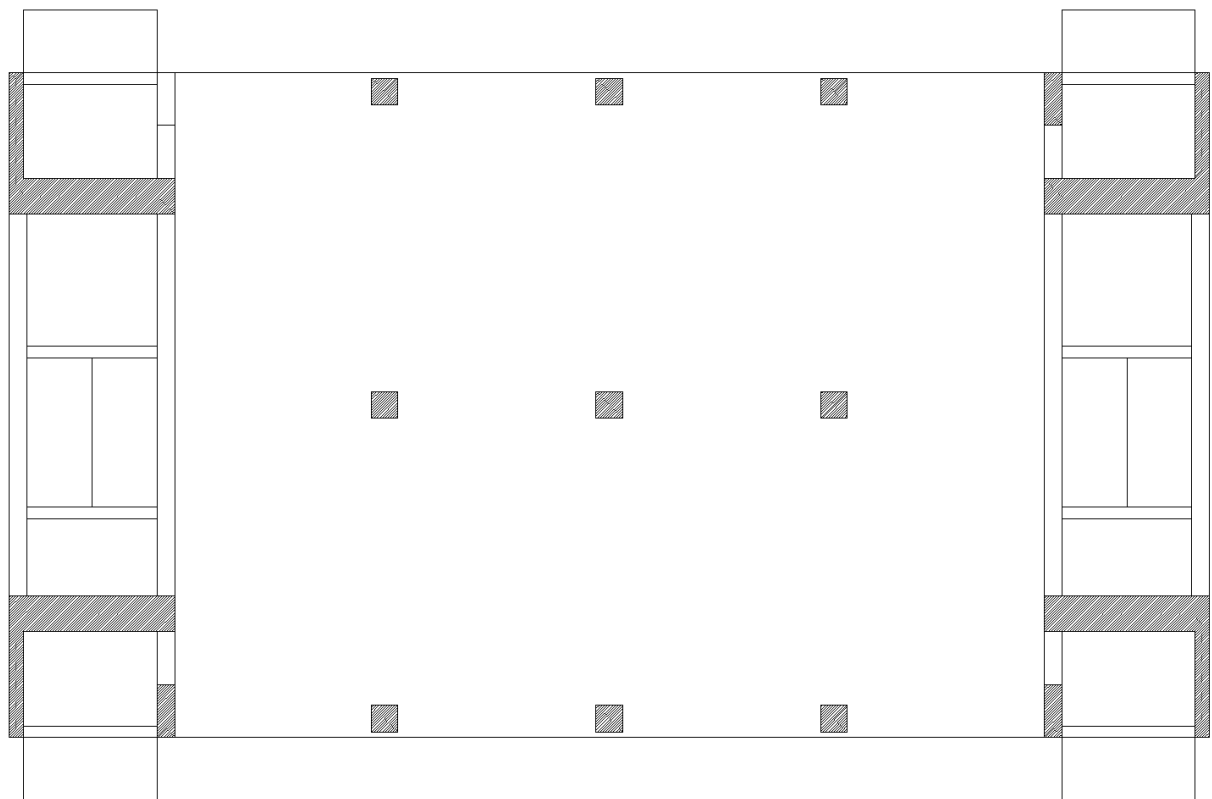
Antes da realização do lançamento estrutural foi necessária a realização de algumas decisões de projeto, visando melhorar aspectos negligenciados pela arquitetura, bem como melhorar o comportamento estrutural relativo aos parâmetros de controle adotados. A primeira decisão a ser tomada foi a determinação da tipologia das lajes. Com pé-direito fixado pela arquitetura de 3,0 metros e com o desconhecimento do posicionamento das alvenarias, o uso de vigas internas fica restringido. Isso levou a adoção de lajes lisas. Foi considerado que não haverá continuidade da laje do pavimento com as caixas de escada em suas bordas, sendo a laje simplesmente apoiada nesses bordos. O painel passa a ser apoiado continuamente ao longo das bordas laterais e internamente nos tirantes, contudo, os outros bordos são livres.

Embora o uso de lajes sem vigas demande espessuras relativamente grandes do painel quando comparadas a lajes maciças convencionais, as dimensões dos vãos não justificam, a adoção de lajes nervuradas para o pavimento. Essa solução estrutural apresentaria vantagens

como baixo peso próprio e grande rigidez a flexão, contudo, sofre da mesma limitação do pé-direito já discutida.

Na cobertura foram adotadas vigas de bordo para limitar as deformações dos painéis de laje que compõem o pavimento. As vigas serão invertidas, funcionando também com platibanda. As lajes de cobertura foram consideradas simplesmente apoiadas, de forma que não exista interferência das armações negativas das lajes e a armação das vigas protendidas.

Outra mudança importante foi a adoção de pilares parede em forma de “L” nos cantos da edificação, como mostra a Figura 5-1.



*Figura 5-1 - Croqui do Pavimento tipo*

Sendo assim, o lançamento estrutural foi iniciado com o posicionamento dos pilares que compõem as duas caixas de escadas nas laterais da edificação.

O posicionamento e dimensões dos elementos foram escolhidos de acordo com informações da arquitetura. Na ausência de informações ou na adoção de novos elementos, foram escolhidas dimensões referentes aos vãos do elemento, baseadas em relações usadas na literatura ou nas dimensões mínimas referentes à situação de incêndio, prescritas na NBR

15200:2012. Em seguida foram lançadas as vigas e lajes dos pavimentos, bem como os patamares e as escadas da edificação.

Por fim foi lançada a grelha de vigas invertidas protendidas da cobertura. As dimensões das vigas protendidas foram determinadas, primeiramente, de acordo com o critério de seção mínima de concreto proposto por Naaman (2004). Nesse pré-dimensionamento foram utilizados esforços gerados pelo Pórtico-TQS, após um processamento inicial. Esse método consiste na determinação do módulo de resistência à flexão  $W$  após estimativa do coeficiente de perdas, do momento fletor causado pela sobrecarga e das tensões de flexão limite. Após esse processo é determinado o módulo de resistência à flexão necessário. Contudo, a deformação do elemento é o que irá reger o dimensionamento. Para tanto, foi realizada uma análise elástica das deformações do elemento e, após a imposição da flecha máxima de  $l/600$ , foi determinada a inércia à flexão mínima necessária para deformação limite. Desse modo, foram determinadas as dimensões preliminares da seção transversal das vigas de cobertura. Por fim, durante o dimensionamento foi realizado um processo de otimização da seção de concreto, chegando a suas dimensões finais. As Figuras 5-1 e 5-2 trazem as dimensões das vigas protendidas utilizadas para realização do dimensionamento.

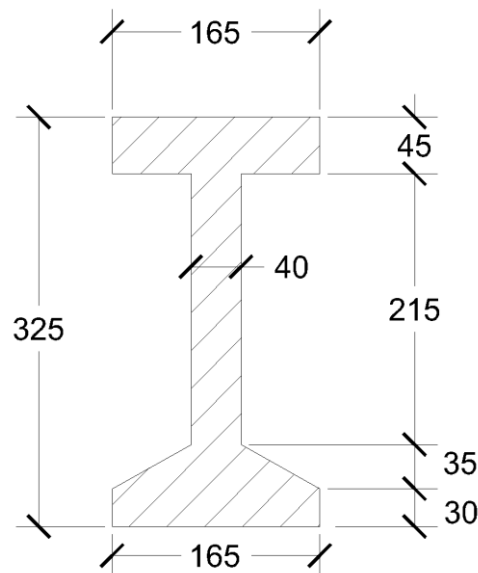


Figura 5-2 - Seção transversal das vigas VP1 e VP2

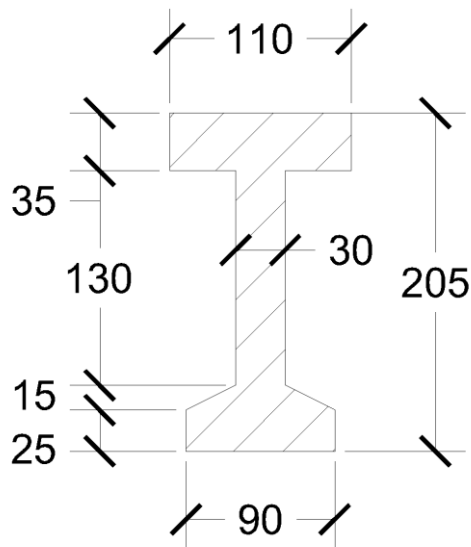


Figura 5-3 - Seção transversal das vigas VP3, VP4 e VP5

Na modelagem das vigas no CAD/TQS foram requeridas algumas adaptações. A forma das seções das vigas protendidas e suas grandes dimensões geraram um grande número de avisos e até erros no processamento global do CAD/TQS. Visando solucionar esses problemas, foram lançadas vigas de substituição para as vigas protendidas da cobertura. Essas vigas de substituição possuem seção de 60x150 cm. Para ser levada em conta a inércia correta dos elementos, foi considerado um divisor de inércia à flexão, que nada mais é do que um valor pelo qual a inércia do elemento lançado no CAD/TQS deve ser dividida para a obtenção da inércia à flexão desejada. Outra consideração foi quanto ao peso próprio dos elementos. Para consideração correta do peso próprio, na modelagem das vigas de substituição foi desconsiderado seu peso próprio e uma carga linear uniforme foi lançada para essa consideração do peso real das vigas.

### 5.1.1 ESCADAS

O edifício possui dois conjuntos de escadas idênticas em suas laterais. Cada pavimento possui dois lances de escadas e um patamar intermediário a meio pé-direito (com exceção do primeiro pavimento tipo que tem pé-direito duplo e, portanto, 4 lances de degraus e 2 patamares intermediários). Desse modo, cada lance é engastado em suas extremidades no

patamar intermediário e no patamar localizado no nível do pavimento. Optou-se por apoiar o pavimento intermediário em vigas, buscando limitar deformações excessivas.

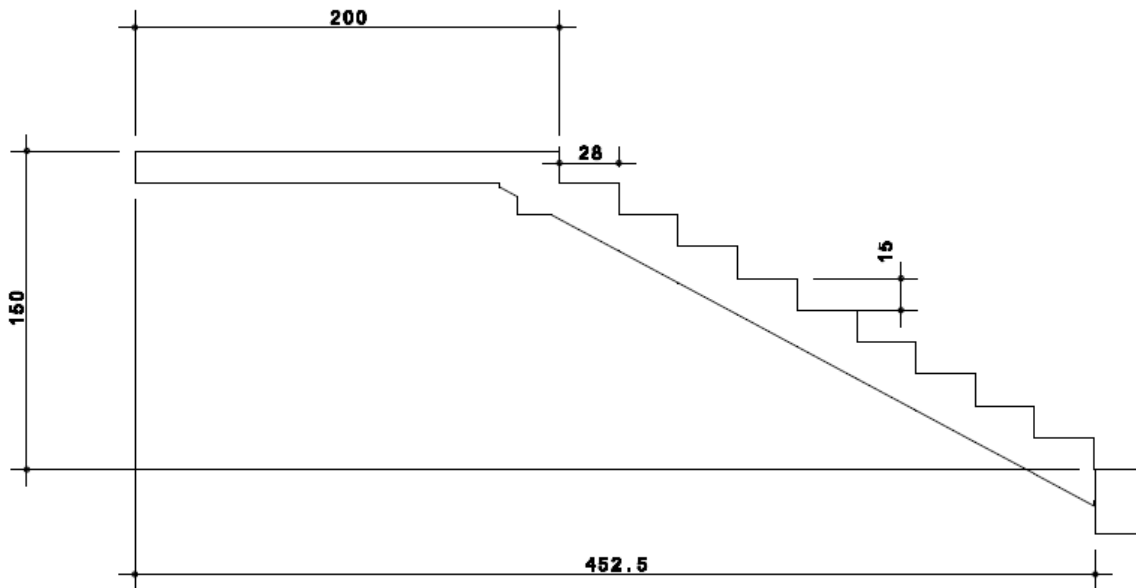


Figura 5-4 – Corte esquemático do lance de degraus

## 5.2 ESTABILIDADE GLOBAL

A análise global da edificação foi alterada nos critérios do CAD/TQS, sendo utilizado o processo P-delta para consideração de efeitos de 2ª ordem globais na estrutura, devido ao fato da edificação apresentar tirantes como elementos estruturais.

A primeira análise global revelou que os esforços adicionais devido ao desaprumo global estimado dos elementos verticais foram pelo menos 30% maiores que os esforços devido ao vento. A solução foi a majoração dos coeficientes de arrasto dos casos de vento para simular este efeito, aplicando o desaprumo  $\theta$  calculado em função da altura do edifício (sugestão do próprio *software*). Sendo assim, foram calculados de forma automática pelo CAD/TQS os novos coeficientes de arrasto para a consideração desse efeito. A Tabela 5.1 apresenta os novos valores:



Tabela 5.1 - Novos coeficientes de arrasto C.A

Coeficientes de Arrasto C.A	
V <sub>1</sub> (90°)	1,0
V <sub>2</sub> (270°)	1,0
V <sub>3</sub> (0°)	1,338
V <sub>4</sub> (180°)	1,338

A seguir é apresentada a listagem completa das combinações de ação do ELU, bem como a listagem dos parâmetros de instabilidade para essas combinações:

Combinações de ELU

```

=====
Caso Prefixo Titulo
14 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
15 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
16 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
17 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
18 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
19 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
20 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
21 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
25 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
26 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
27 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
28 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
29 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
30 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
31 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
32 ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4

```

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

```

=====
Caso Ang CTot M2 CHor M1 Mig GamaZ Alfa Obs
5 90. 2984.7 8.6 26.0 498.5 100.3 1.022 0.326
6 270. 2984.7 8.6 26.0 498.5 100.3 1.022 0.326
7 0. 2984.7 7.0 21.7 417.5 100.3 1.022 0.339
8 180. 2984.7 7.0 21.7 417.5 100.3 1.022 0.339

```

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - vigas e lajes

```

=====
Caso Ang CTot M2 CHor M1 MultH RM2M1 Alfa Obs
14 90. 2984.7 6.9 15.6 299.1 1.000 1.029 0.377
15 270. 2984.7 3.7 15.6 299.1 1.000 1.016 0.273
16 0. 2984.7 3.8 13.0 250.5 1.000 1.019 0.319
17 180. 2984.7 4.8 13.0 250.5 1.000 1.025 0.365
18 90. 2984.7 10.3 26.0 498.5 1.000 1.026 0.357
19 270. 2984.7 7.3 26.0 498.5 1.000 1.019 0.300
20 0. 2984.7 6.7 21.7 417.5 1.000 1.020 0.329
21 180. 2984.7 7.7 21.7 417.5 1.000 1.023 0.356
25 90. 2984.7 7.0 15.6 299.1 1.000 1.030 0.381
26 270. 2984.7 3.6 15.6 299.1 1.000 1.015 0.268
27 0. 2984.7 3.7 13.0 250.5 1.000 1.019 0.315
28 180. 2984.7 4.9 13.0 250.5 1.000 1.025 0.369
29 90. 2984.7 10.4 26.0 498.5 1.000 1.026 0.359
30 270. 2984.7 7.2 26.0 498.5 1.000 1.018 0.297
31 0. 2984.7 6.6 21.7 417.5 1.000 1.020 0.327

```

32 180. 2984.7 7.8 21.7 417.5 1.000 1.024 0.358

Parâmetro de estabilidade (RM2M1) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	RM2M1	Alfa	Obs
14	90.	2984.7	6.9	15.6	299.1	1.000	1.029	0.377	
15	270.	2984.7	3.7	15.6	299.1	1.000	1.016	0.273	
16	0.	2984.7	3.8	13.0	250.5	1.000	1.019	0.319	
17	180.	2984.7	4.8	13.0	250.5	1.000	1.025	0.365	
18	90.	2984.7	10.3	26.0	498.5	1.000	1.026	0.357	
19	270.	2984.7	7.3	26.0	498.5	1.000	1.019	0.300	
20	0.	2984.7	6.7	21.7	417.5	1.000	1.020	0.329	
21	180.	2984.7	7.7	21.7	417.5	1.000	1.023	0.356	
25	90.	2984.7	7.0	15.6	299.1	1.000	1.030	0.381	
26	270.	2984.7	3.6	15.6	299.1	1.000	1.015	0.268	
27	0.	2984.7	3.7	13.0	250.5	1.000	1.019	0.315	
28	180.	2984.7	4.9	13.0	250.5	1.000	1.025	0.369	
29	90.	2984.7	10.4	26.0	498.5	1.000	1.026	0.359	
30	270.	2984.7	7.2	26.0	498.5	1.000	1.018	0.297	
31	0.	2984.7	6.6	21.7	417.5	1.000	1.020	0.327	
32	180.	2984.7	7.8	21.7	417.5	1.000	1.024	0.358	

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

Legenda	Valor;
Caso	Caso simples de vento ou combinação;
Ang	Ângulo de vento (graus);
CTot	Somatória de cargas verticais (tf - característico);
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico);
CHor	Cargas horizontais (tf - característico);
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico);
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm - característico);
GamaZ	Coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2a ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares. ( $1/(1-M2/M1 \cdot GamaF/GamaF3)$ );
FAVt	Fator de amplificação de esforços horizontais (vento) de 1a ordem para consideração simplificada de esforços de 2a ordem. Calculado como GamaZ, mas leva em consideração o deslocamento horizontal das cargas verticais;
MultH	Multiplicador de esforços horizontais derivado de FAVt;
Alfa	Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica;
RM2M1	Relação $1+(M2/M1 \cdot GamaF/GamaF3)$ p/cálculo por P-Delta;

O edifício foi calculado com processo P-Delta, o que significa que os esforços obtidos já consideram os efeitos de 2ª ordem. Os valores de GamaZ presentes na listagem acima servem apenas para referência de quanto aproximadamente os esforços foram majorados em relação a uma análise linear para consideração dos efeitos de 2ª ordem.

Para a verificação da estabilidade global no ELS, a NBR 6118:2014 estabelece em sua Tabela 13.3 os deslocamentos-limite da edificação, sendo esses:

*Tabela 5.2 – Deslocamentos-limite segundo NBR6118:2014*

<b>Horizontal absoluto</b>	H/1700
<b>Horizontal entre pavimentos</b>	$H_i/850$
<b>Altura do edifício</b>	H = 30,00m
<b>Desnível entre pavimentos</b>	$H_i = 3,00 \text{ m}$

A Tabela 5.3 apresenta os resultados da verificação da estabilidade global no ELS:

*Tabela 5.3 - Verificação dos deslocamentos no ELS*

<b>Deslocamento</b>	<b>Valor máximo calculado</b>	<b>Limite da NBR 6118:2014</b>
<b>Topo do edifício (cm)</b>	0,10	1,8
<b>Entre pisos (cm)</b>	0,01	0,35

Portanto, verifica-se que o edifício é estável globalmente.

## **5.3 LAJES**

### **5.3.1 ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS – ELS-DEF**

A verificação do ELS-DEF foi realizada pelo Método dos Coeficientes Globais, apresentado pelo código modelo FIP:1990 do *Comité Euro-Internacional du Béton* (CEB) em seu Boletim 158-E.

#### **5.3.1.1 COEFICIENTE DE FLUÊNCIA**

Foi adotado um coeficiente de fluência global para a edificação, embora cada elemento tenha seu coeficiente. Contudo, a variação desses valores não deverá ser significativa e, portanto, não justifica o trabalho laborioso da análise individual de cada elemento. O processo

que se deu foi a avaliação da flecha máxima da laje crítica do pavimento tipo. Foi determinado o coeficiente de fluência para a laje crítica e esse valor foi adotado para a edificação. A análise dos deslocamentos do pavimento tipo revelou a laje principal do pavimento como sendo a crítica, como pode ser observado na Figura 5-5.

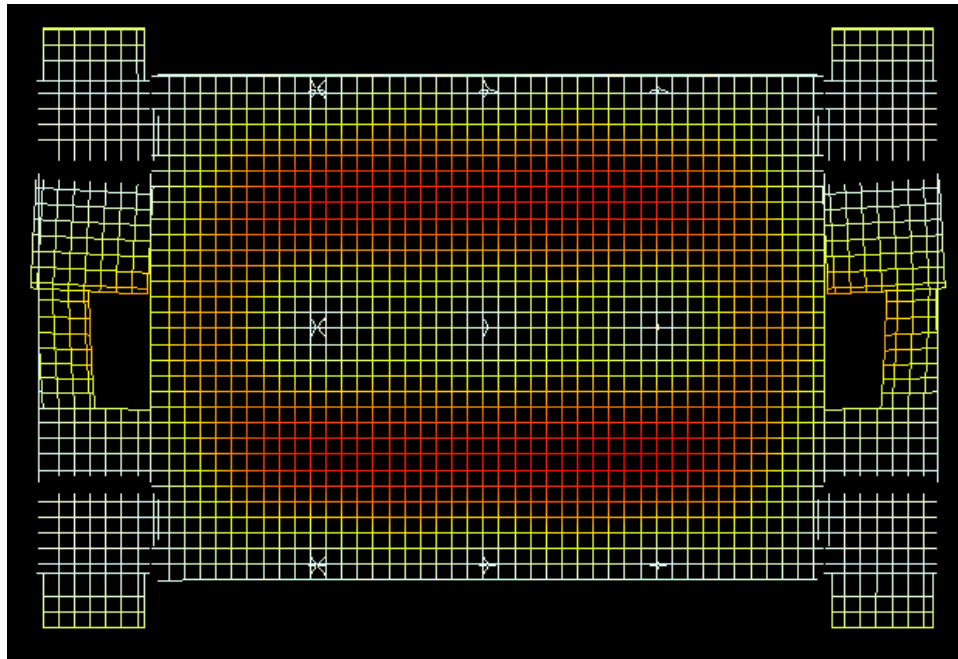


Figura 5-5 – Deslocamentos do pavimento tipo

Desse modo, foi calculado o coeficiente de fluência para a laje L7 (h = 20cm) para um período de 70 anos. Foi considerado, de modo conservador, que ambas as faces da laje teriam contato com o ambiente. As tabelas a seguir resumem o processo de determinação do coeficiente de fluência segundo o método proposto pelo código modelo FIB:2010.

Tabela 5.4 - Parâmetros Gerais

Parâmetros Gerais		
fck	35	MPa
fcm	43,0	MPa
Eci,28	35,0	GPa
$\alpha_i$	0,9	-
ECS	31,4	-
$\chi$	0,8	-
EP	200,0	GPa
$\alpha_P$	5,7	-
RH	59,1	%

Ac	2,00E+05	mm <sup>2</sup>
h <sub>fic</sub>	200,0	mm
T	20,6	°C
Δt <sub>i</sub>	7,0	dias
t <sub>o</sub> (fluência)	28,0	°dia
t <sub>s</sub> (retração)	4,0	°dia

Tabela 5.5 - Parâmetros constantes

Parâmetros constantes		
t <sub>o</sub> ,T	7,18	dias
t <sub>o</sub> ,adj	10,10	dias
β <sub>bc</sub> (f <sub>cm</sub> )	0,13	-
β <sub>dc</sub> (f <sub>cm</sub> )	2,13	-
β <sub>RH</sub>	0,70	-
α <sub>fcm</sub>	0,90	-
β <sub>H</sub>	525,55	-
γ(t <sub>o</sub> )	0,29	-
β <sub>dc</sub> (t <sub>o</sub> )	0,63	

Tabela 5.6 - Coeficiente de fluência

t [dias]	β <sub>bc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ <sub>bc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	β <sub>dc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ <sub>dc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ(t,t <sub>o</sub> )
28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25550	12,35	1,60	0,99	0,93	2,53

A Tabela 5.6 revela o coeficiente de fluência igual a  $\varphi(t,t_o) = 2,53$ . Em seguida, foram determinadas as relações de momentos e taxas de armação necessárias para a obtenção dos coeficientes globais. Para isso, é necessário descobrir o momento atuante de serviço. Da análise dos esforços da grelha do pavimento tipo foi obtido, para a combinação quase permanente (Caso 9), o valor de  $M_{d,ser} = 17,1$  kNm/m. O momento de fissuração  $M_{rd}$  é determinado pela expressão:

$$M_{rd} = 0,075 \cdot b_w \cdot h^2 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5.1)$$

$$M_{rd} = 32,1 \text{ kNm/m}$$

Como  $M_{rd} > M_{sd}$ , a laje está no estado não fissurado. Sendo assim, a Tabela 5.7 resume o restante das relações necessárias para a determinação dos coeficientes globais.

Tabela 5.7 - Parâmetros para determinação dos coeficientes globais

Parâmetros	Calculado	Adotado
$\rho$	0,001975	0,001975
$\rho'$	0	0
d/h	0,85	0,8
$M_{rd}/M_{sd}$	1,9	1,9
$\alpha \cdot \rho$	0,014	0,015
$\varphi$	2,53	2,5

Com isso, determinam-se os coeficientes globais de correção. As Figuras 5-6 a 5-8 ilustram o processo.

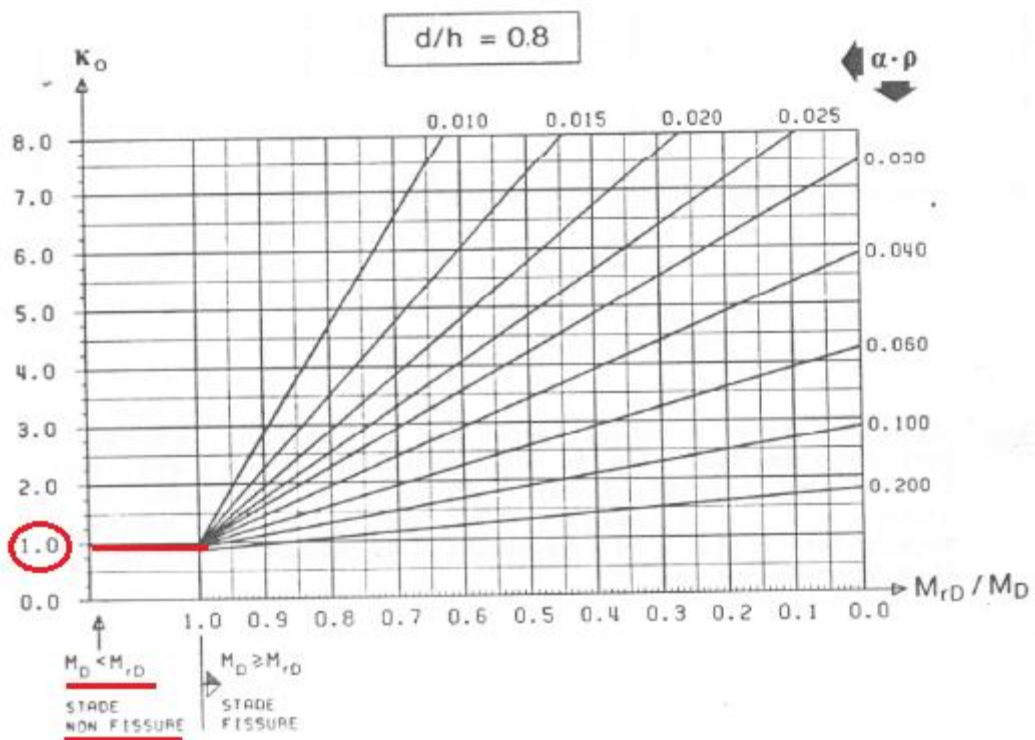


Figura 5-6 – Determinação do coeficiente  $k_o$

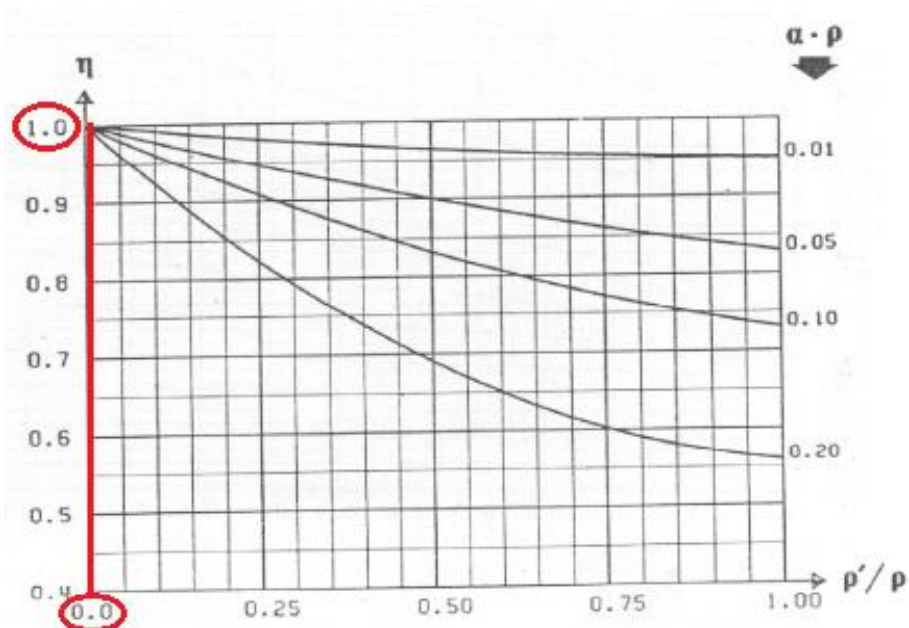


Figura 5-7 - Determinação do coeficiente  $\eta$

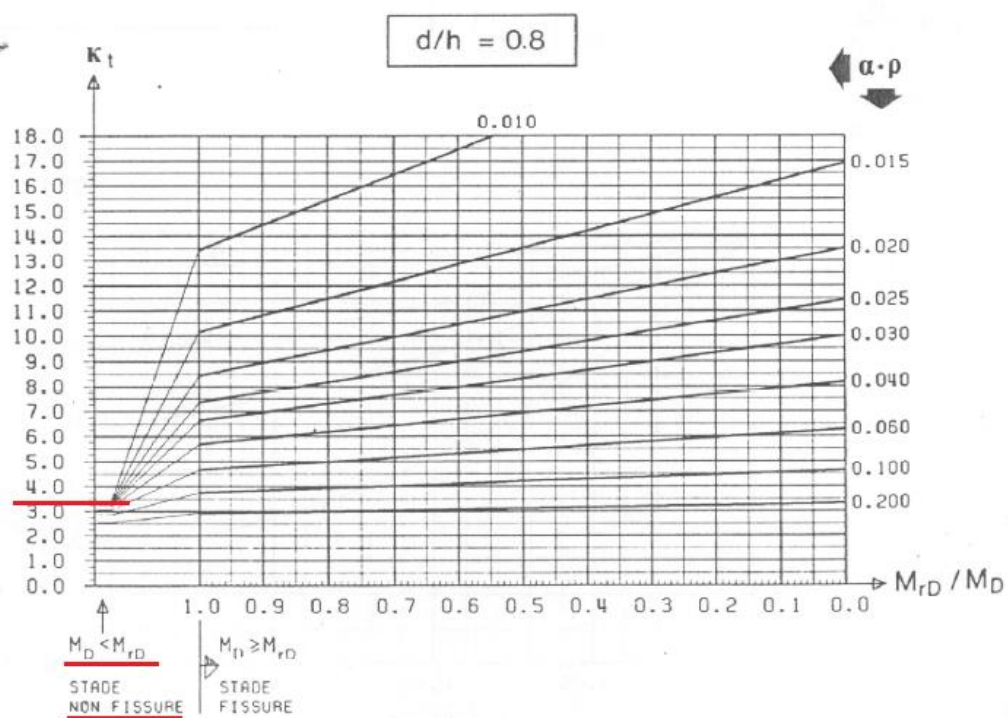


Figura 5-8 - Determinação de  $k_t$

Os valores calculados foram adaptados para utilização direta dos ábacos do boletim. Sendo assim, os coeficientes são:

- $k_o = 1,0$ ;
- $k_t = 3,5$ ;
- $\eta = 1,0$ ;

Para a determinação da flecha elástica máxima do pavimento foi utilizada novamente a grelha TQS. Para a determinação correta da flecha elástica foi necessário a mudança do valor do coeficiente multiplicador dos deslocamentos verticais da grelha para 1,0. Esse multiplicador é uma maneira rápida e simplificada para uma verificação preliminar dos deslocamentos do pavimento devido a deformação lenta. As flechas elásticas do pavimento são representadas na Figura 5-9.

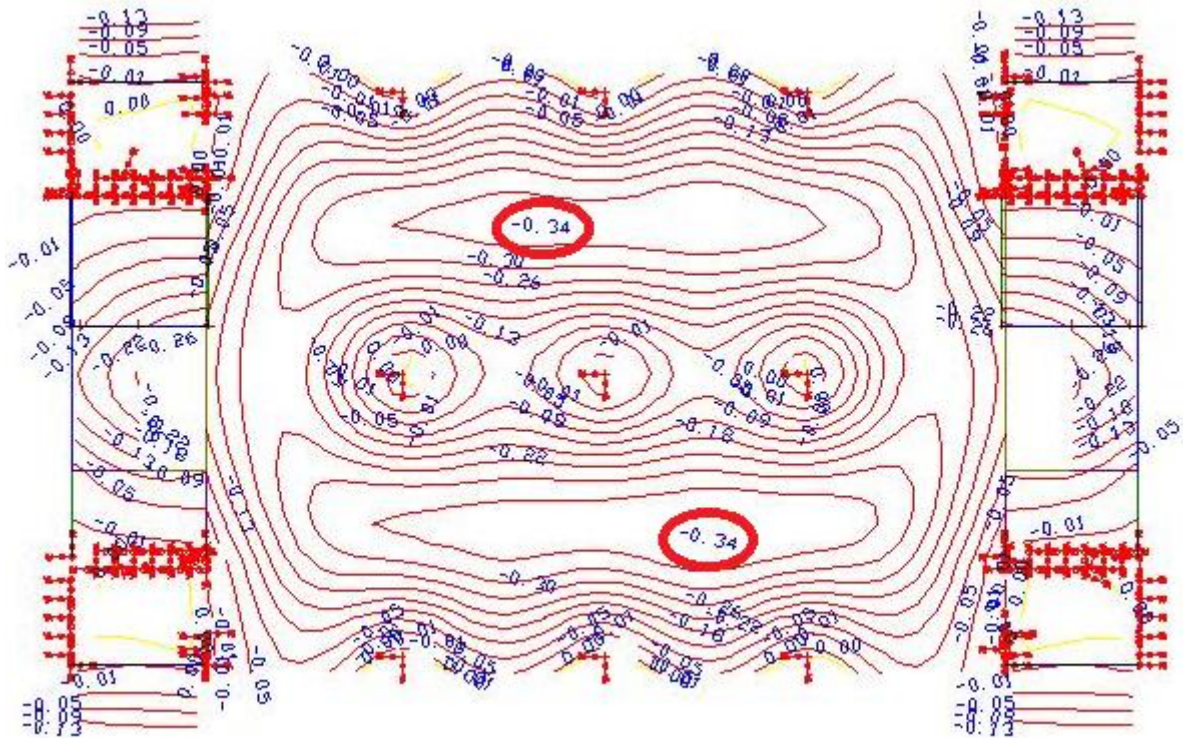


Figura 5-9 - Isovalores de deslocamentos verticais do pavimento tipo

A análise da Figura 5-9 apresenta a flecha elástica máxima do pavimento  $a_c = 0,34$  cm. Sendo assim, as flechas críticas prováveis imediata e final são:



$$a_o = a_c \cdot k_o = 0,34 \cdot 1,0 \rightarrow a_o = 0,34 \text{ cm}, \text{ para } t = 0$$

$$a_t = a_c \cdot k_t \cdot \eta = 0,34 \cdot 3,5 \cdot 1,0 \rightarrow a_t = 1,19 \text{ cm}, \text{ para } t = \infty$$

A NBR 6118:2014 estabelece em sua Tabela 13.3 o deslocamento limite de  $l/250$ , sendo  $l$  o vão crítico. No caso do pavimento analisado o vão crítico foi considerado como a distância entre a face dos tirantes T5 e T8, correspondente a um  $l = 485$  cm. Desse modo, tem-se que:

$$a_{\text{lim}} = \frac{485}{250} \rightarrow a_{\text{lim}} = 1,94 \text{ cm} > a_t \quad \therefore \text{OK!}$$

Dessa forma flechas finais são aceitáveis de acordo com o critério da NBR 6118:2014. A flecha final provável calculada representa 60% da flecha limite, o que oferece certa margem de segurança quanto aos deslocamentos. Dessa forma, as aproximações realizadas na Tabela 5.7 podem ser realizadas sem grandes prejuízos. É importante ressaltar que essa flecha corresponde a análise isolada do pavimento, sendo que a flecha final será a flecha acumulada, que levará em conta os deslocamentos do sistema de apoio da cobertura, bem como o encurtamento dos tirantes protendidos. Contudo, nesse momento, a análise simplificada dos deslocamentos do pavimento é suficiente.

### 5.3.2 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO À FLEXÃO

O dimensionamento, bem como o detalhamento, das lajes foi realizado com o auxílio do CAD/TQS a partir do subsistema Grelha-TQS, que utiliza o modelo de grelha equivalente para a determinação dos esforços. As grelhas são formadas por barras ortogonais de largura  $b = 0,35$  m, com inércia à flexão e a torção consideradas de forma que o comportamento da grelha seja tão próximo quanto possível da laje original.

Após a geração do modelo e processamento da grelha, os esforços gerados são transferidos para o subsistema CAD/Lajes, que realiza a leitura dos esforços e o dimensionamento das lajes. Dentro do subsistema CAD/Lajes é possível analisar os esforços e

editar as armações geradas de forma automática na interface gráfica do Editor Rápido de Armaduras. Nessa interface é possível a visualização dos diagramas de esforços, bem como as faixas de distribuição de armadura, que são geradas automaticamente no processamento.

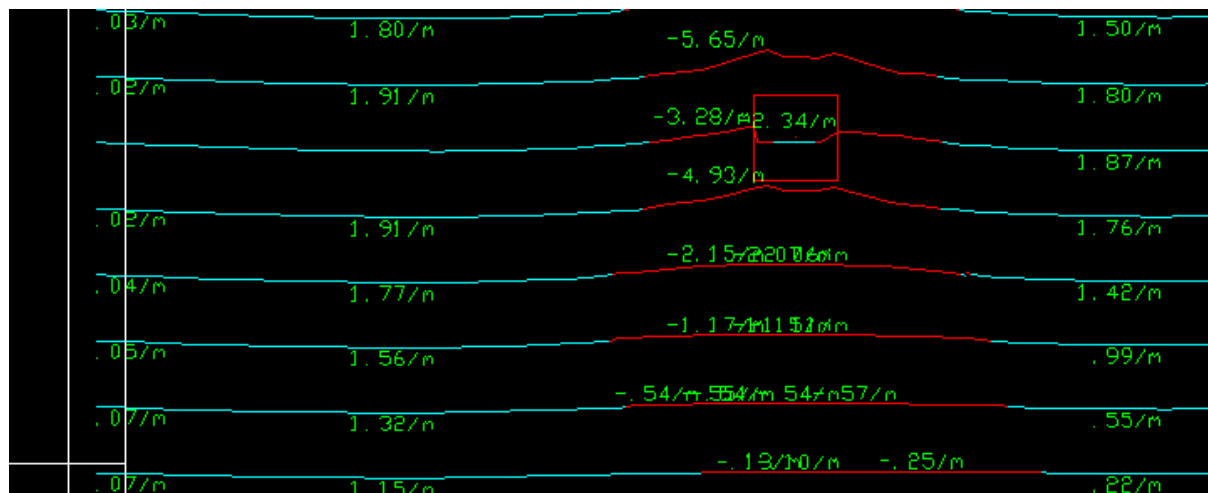


Figura 5-10 - Detalhe dos diagramas de momento fletor no editor de armaduras

Com isso, são geradas diversas faixas de distribuição de armadura, baseadas nos esforços das barras da grelha. Desse modo, é gerada uma distribuição de armação inviável do ponto de vista de execução e até financeiro. Nesse momento fica evidente o papel do engenheiro projetista, que deve buscar uma homogeneização das faixas de distribuição, obtendo um detalhamento exequível na obra.

Para tanto, o Editor já possui uma ferramenta de edição das faixas de distribuição, podendo as faixas serem igualadas entre si, igualadas a média ponderada entre elas, levando em conta sua áreas, além da possibilidade da geração de novas faixas, edição da geometria e a adoção de uma armadura base para todas as faixas. Com a homogeneização das faixas e obtenção de um detalhamento satisfatório, as lajes são verificadas quanto ao excesso e/ou falta de armação das lajes. As figuras a seguir exemplificam o processo.

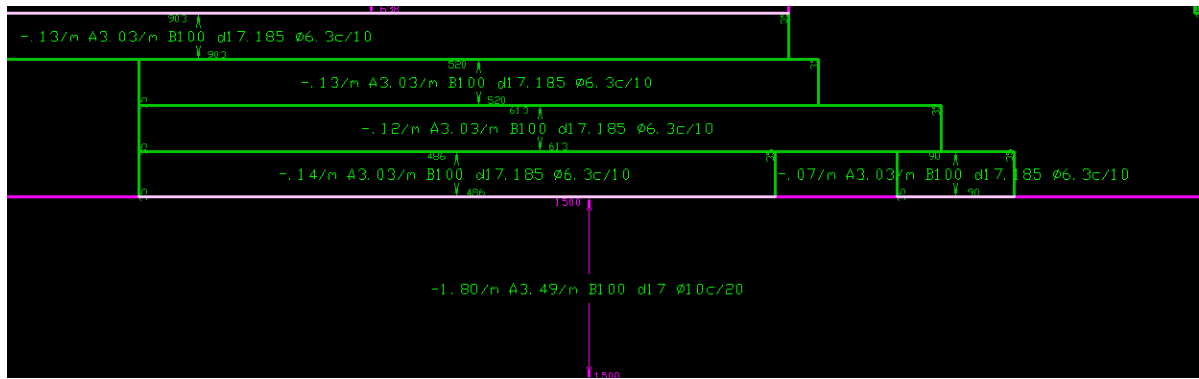


Figura 5-11 - Faixas de distribuição de armadura originais

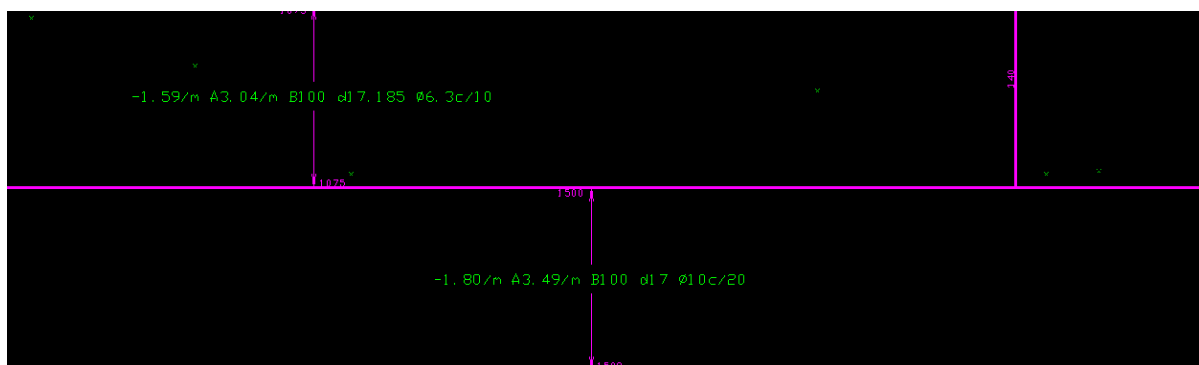


Figura 5-12 - Faixas de distribuição de armaduras homogeneizadas

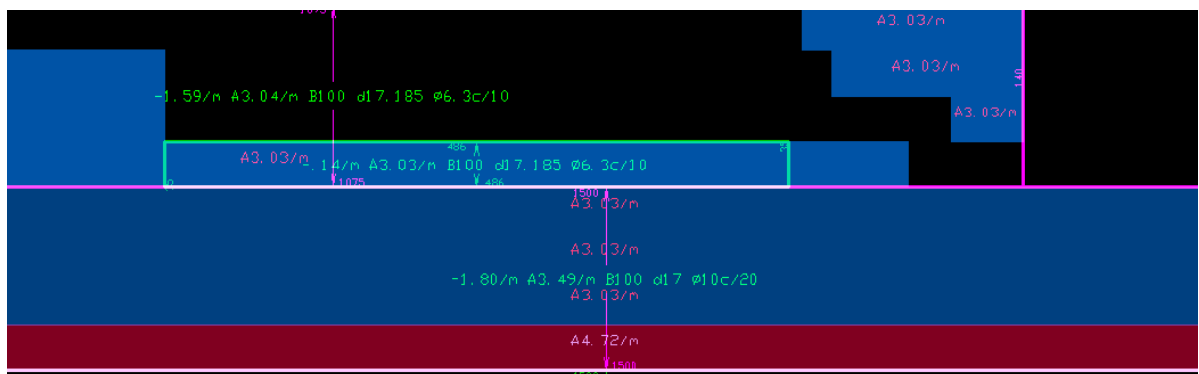


Figura 5-13 - Verificação do excesso e/ou falta de armadura

### 5.3.3 DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO AO CISALHAMENTO

Assim como para a flexão, o editor rápido de armaduras também gera faixas de distribuição para os esforços de cisalhamento. Como no caso dos pavimentos tipo a laje

principal é apoiada diretamente nos tirantes, existe a necessidade da verificação à punção nas regiões do apoio do painel.

O editor gera automaticamente as faixas de distribuição para cada perímetro crítico, realizando a verificação individual desses. A Figura 5-14 mostra as faixas de punção geradas pelo CAD/Lajes para o tirante T2, além das tensões resistentes e atuantes nos perímetros críticos ao seu redor.

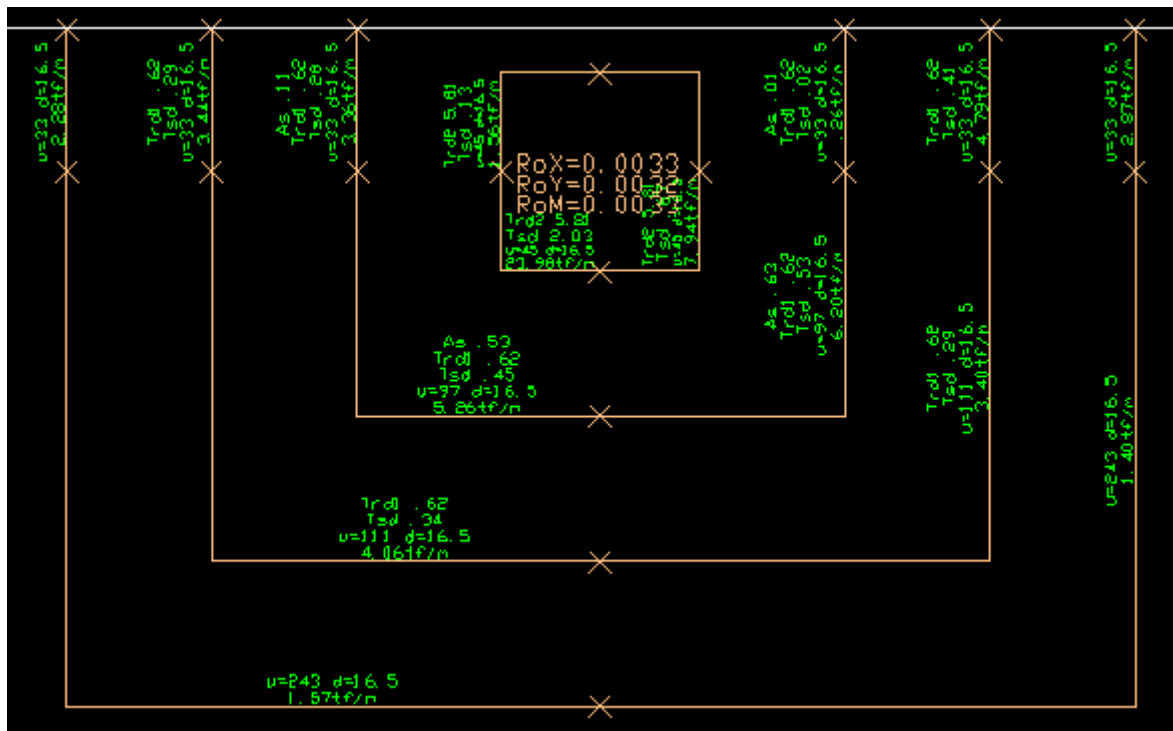


Figura 5-14 - Faixas de distribuição e contornos críticos de punção

A Figura 5-14 mostra que o CAD/Lajes realiza uma divisão dos perímetros críticos em “subperímetros” críticos e conseqüentemente das faixas de distribuição de acordo a variação da tensão ao longo do “subperímetro”. Tal como nas faixas de distribuição de flexão, as “subfaixas” de distribuição de punção também podem ser agrupadas, com a diferença da impossibilidade de iguala-las à sua média ponderada. Contudo, as subfaixas pertencentes a um subcontorno crítico podem ser igualadas entre si, sendo adotado o maior valor do esforço e, proporcionalmente de armação, para as faixas.

As Tabelas 5.8 a 5.17 resumem os parâmetros de resistência calculados, bem como os esforços solicitantes necessários para a verificação quanto à punção na laje L7 do pavimento tipo. Foi escolhido não igualar os valores dos esforços dos subperímetros, pois a variação das tensões solicitantes era considerável, sendo a verificação manual realizada apenas para o

“subperímetro” mais crítico. Portanto, são apresentados na tabela os dados referentes ao subperímetro mais crítico relativo a cada apoio.

Tabela 5.8 - Dados gerais

Dados gerais		
$h_{laje}$	20	cm
$d$	16,5	cm
$c_1$	45	cm
$c_2$	45	cm
$f_{ck}$	35	MPa

Tabela 5.9 - Verificação à punção ao redor de T1

T1	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nd [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante de borda, com momento aplicado	144,0	45	1,17	5,81	41,9	97	0,43	0,61
					OK!				OK!

Tabela 5.10 - Verificação à punção ao redor de T2

T2	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nd [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nd [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante de borda, com momento aplicado	240,0	45	2,03	5,81	62	97	0,53	0,61
					OK!				OK!

Tabela 5.11 - Verificação à punção ao redor de T3

T3	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante de borda, com momento aplicado	217,4	45	1,84	5,81	58	97	0,49	0,61
					OK!				OK!

Tabela 5.12 - Verificação à punção ao redor de T4

T4	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
----	------	------------	--	--	--	-------------	--	--	--

		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante interno, com momento aplicado	185,3	45	1,57	5,81	79,8	97	0,68	0,73
					OK!				OK!

Tabela 5.13 - Verificação à punção ao redor de T5

T5	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante interno, sem momento aplicado	224,0	45	1,9	5,81	86,1	97	0,73	0,74
					OK!				OK!

Tabela 5.14 - Verificação à punção ao redor de T6

T6	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante interno, com momento aplicado	226,0	45	1,92	5,81	81	97	0,69	0,77
					OK!				OK!

Tabela 5.15 - Verificação à punção ao redor de T7

T7	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante de borda, com momento aplicado	151,1	45	1,28	5,81	57,6	97	0,49	0,61
					OK!				OK!

Tabela 5.16 - Verificação à punção ao redor de T8

T8	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]
	Tirante de borda, com momento aplicado	257,9	45	2,19	5,81	62,3	97	0,53	0,6
					OK!				OK!

Tabela 5.17 - Verificação à punção ao redor de T9

T9	Tipo	Contorno C				Contorno C'			
		Nk [kN/m]	uo [cm]	tsd c [MPa]	trd2 [MPa]	Nk [kN/m]	u' [cm]	tsd c' [MPa]	trd1 [MPa]

	Tirante de borda, com momento aplicado	247,2	45	2,1	5,81	66,4	97	0,56	0,59
					OK!				OK!

Desse modo verifica-se que não há a necessidade de armadura para combate à punção, contudo, a NBR 6118:2014 em seu item 19.5.3.5 estabelece que no caso de a estabilidade global da estrutura depender das resistências das lajes à punção, deve ser prevista armadura de punção, mesmo que o  $\tau_{sd}$  seja menor que o  $\tau_{rdl}$ . Essa armadura deve combater pelo menos 50% de  $F_{sd}$ . Desse modo, foi colocada uma armação de combate à punção responsável por combater 50% de  $F_{sd}$ . O cálculo e detalhamento das armaduras são feito de maneira automática pelo CAD/TQS. O tipo da armação adotada foi de conectores, do tipo ilustrado na Figura 5-15. Além disso, a Figura 5-16 traz o detalhe da distribuição da armadura de punção ao redor de T4.

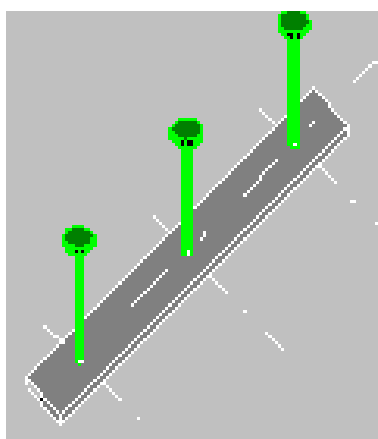


Figura 5-15 - Armadura de punção do tipo conectores

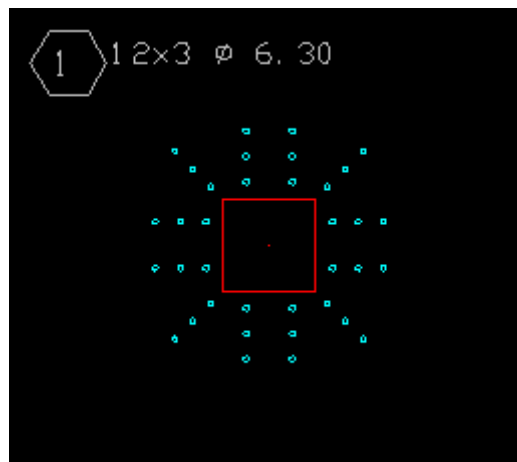


Figura 5-16 – Detalhe distribuição dos conectores

## 5.4 MARQUISE

Para o dimensionamento das marquises do edifício foi decidido que o dimensionamento seria feito de forma manual, com o auxílio do *software* Ftool 3.01. Já o detalhamento foi realizado por meio do editor de armaduras do CAD/TQS.

Inicialmente foram determinadas as cargas atuantes na marquise. Além da sobrecarga e carga de revestimento que foram consideradas para todo o pavimento, a marquise deverá contar com uma carga de alvenaria sobre seus bordos livres, referente a um parapeito. A NBR 6120:1988 determina em seu item 2.2.1.5 que ao longo de parapeitos e balcões devem ser consideradas aplicadas uma carga horizontal de 0,8 kN/m na altura do corrimão e uma carga vertical mínima de 2 kN/m. No dimensionamento foi considerada uma carga horizontal de 1 kN/m aplicada no topo do parapeito, presumido com 1,2 m de altura. Na modelagem da marquise no Ftool foi considerado o efeito dessa carga na laje, ou seja, um momento fletor aplicado no bordo livre. As figuras a seguir representam as cargas usadas na modelagem do Ftool, bem como os esforços característicos utilizados no dimensionamento.



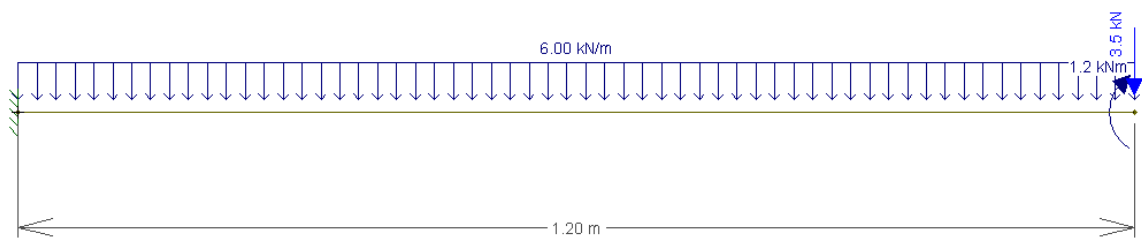


Figura 5-17 - Modelagem da marquise no Ftool

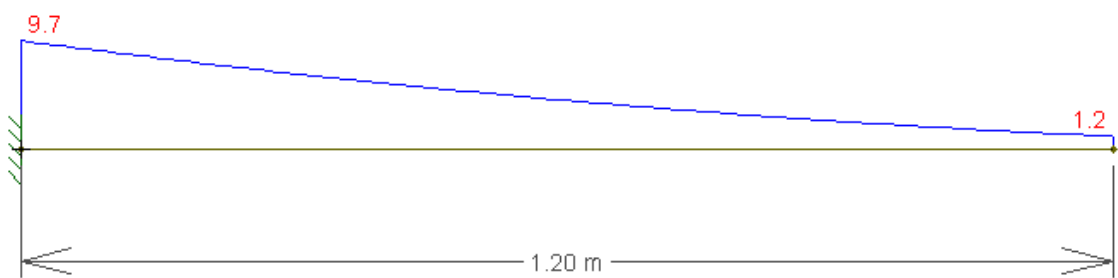


Figura 5-18 - Diagrama de momento fletor característico

Para a determinação da armadura positiva, além da consideração de um apoio no bordo livre, foi desconsiderada a carga horizontal por ser um efeito favorável nessa situação.

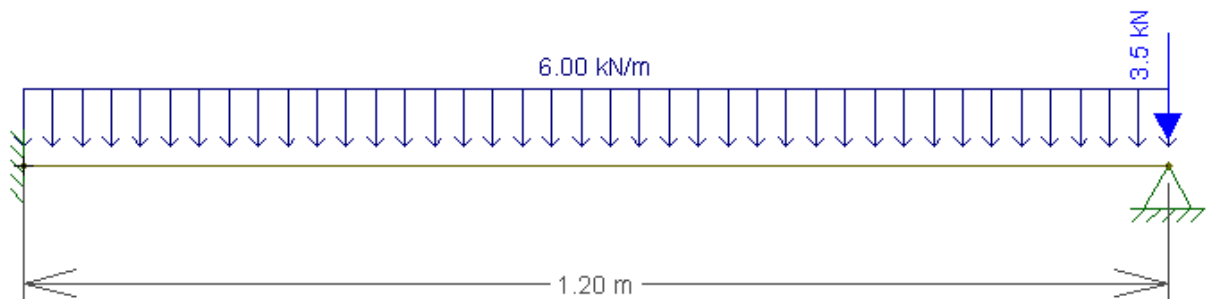


Figura 5-19 - Modelo para a determinação do momento fletor positivo

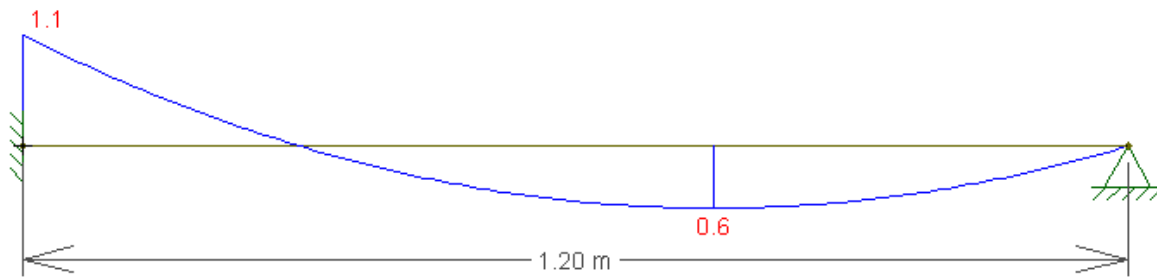


Figura 5-20 - Diagrama de momento fletor característico

Tabela 5.18 - Dimensionamento das marquises

Altura (cm)	d (cm)	Md (kN.m)	Z (cm)	As Min	As (cm <sup>2</sup> )	Bitola (mm)	As/ Abitola	As adotado (cm <sup>2</sup> )	Nº de barras	S <sub>adot</sub> [cm]
15,00	11,50	-16,3	11,2	2,46	3,36	10	4,28	3,93	5,0	20
15,00	11,50	1,01	11,5	2,46	0,17	8	4,92	2,51	5,0	20

Uma armadura de distribuição correspondente a 20 % da armadura positiva principal, portanto, 1 $\phi$  5 mm c/ 30 cm.

Quanto à verificação do esforço cortante, o Ftool forneceu:

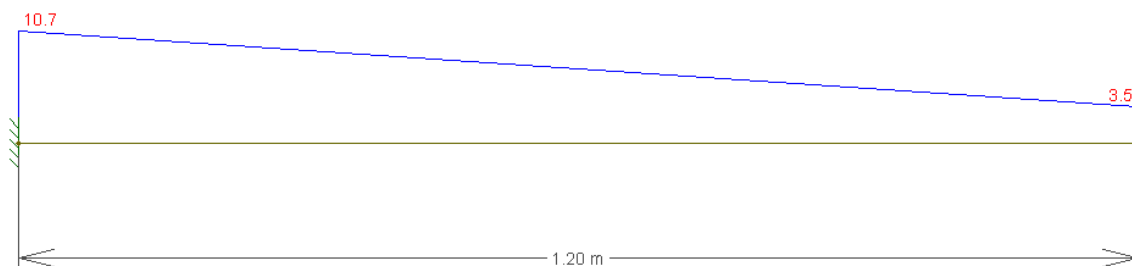


Figura 5-21 - Diagrama de esforço cortante característico [kN/m]

A NBR 6118:2014 define a força cortante resistente de cálculo  $V_{Rd1}$  para lajes por:

$$V_{Rd1} = [0,25 \cdot f_{cyd} \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho_1)] \cdot b_w \cdot d \quad (5.2)$$

Portanto,  $V_{Rd1} = 93,67$  kN/m. Com  $V_{sd} = 17,98$  kN/m, verifica-se que não há necessidade de armadura para o combate ao cisalhamento.

#### 5.4.1 ESTADO LIMITE DE DEFORMAÇÕES EXCESSIVAS ELS-DEF

A grelha não-linear do CAD/TQS é uma poderosa ferramenta para avaliação do pavimento quanto aos estados limites de serviço. Contudo, o *software* não realiza avaliação de deformações para estruturas em balanço, embora determine o valor dessas deformações. As marquises presentes no pavimento tipo do edifício estudado nesse trabalho são um exemplo de elementos que o CAD/TQS não realiza a avaliação dos deslocamentos. Dessa forma, essa avaliação será feita manualmente. Os esforços foram obtidos a partir da análise no *Ftool* para a combinação quase-permanente de ações. O momento fletor encontrado foi  $M_{sd, serv} = 9,6$  kN.m/m. Em seguida são determinados os parâmetros para o cálculo dos coeficientes globais.

- $h = 15$  cm;
- $M_{rd} = 18,1$  kN.m/m;
- $\alpha \cdot \rho \approx 0,05$
- $\frac{d}{h} \approx 0,8$ ;
- $\varphi = 2,5$ ;

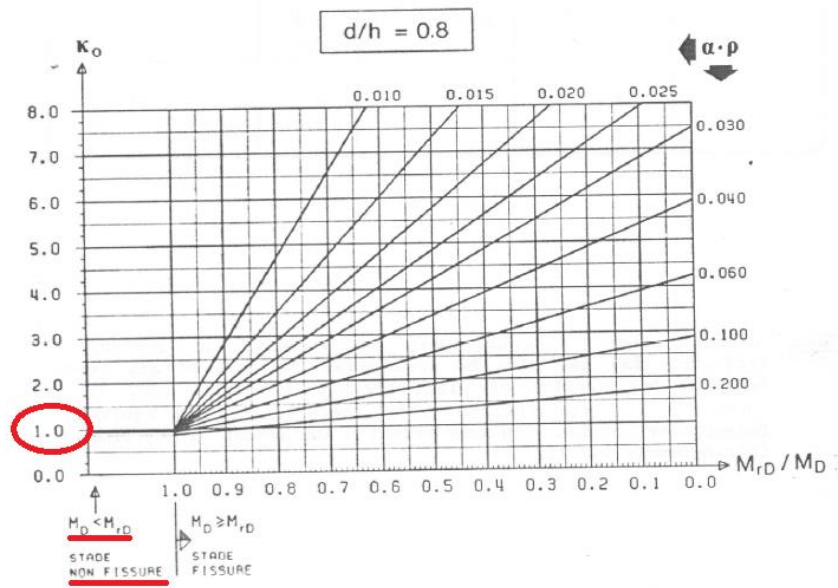


Figura 5-22 - Determinação de  $k_o$

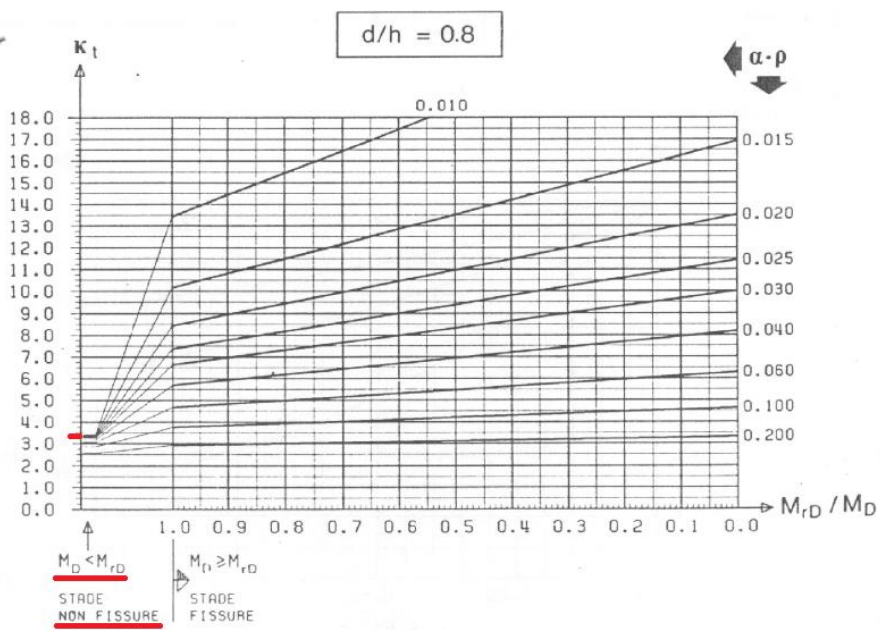


Figura 5-23 - Determinação de  $k_t$

- $k_o = 1,0$ ;
- $k_t = 3,3$ ;
- $\eta = 1,0$ ;
- $a_c = 0,59$  mm;
- $a_{lim} = 9,6$  mm;

$$a_o = a_c k_o \rightarrow a_o = 0,59 \text{ mm}$$

$$a_t = a_c k_t \eta \rightarrow a_t = 1,95 \text{ mm}$$

$\therefore$  ok!

## 5.5 VIGAS

O dimensionamento das vigas de concreto armado da edificação, bem como o detalhamento, foi realizado por meio do CAD/TQS. Com o processamento global do edifício, o primeiro passo foi a análise preliminar dos esforços e deformações, verificando dessa forma, a existência de erros ou inconsistências do lançamento estrutural. Após isso, uma avaliação mais criteriosa dos esforços foi realizada, seguida pela verificação do dimensionamento realizado pelo *software*. Quando necessário, as dimensões dos elementos foram alteradas. Por fim foi cumprida uma etapa fundamental nesse processo, que é a otimização do detalhamento gerado pelo subsistema CAD/Vigas. Para isso foi utilizado o editor rápido de armaduras. Após a edição das armações, o elemento foi novamente verificado, garantindo que as edições no detalhamento não diminuíssem a capacidade resistente do elemento. Essa verificação é feita de forma automática por meio de uma ferramenta do editor.

Outro fato importante a ser destacado é em relação à simetria da estrutura. Devido a simetria da arquitetura, muitos elementos apresentaram dimensionamentos muito semelhantes ou até idênticos. Sendo assim, quando as vigas estavam em posição simétrica no pavimento, foi utilizada a ferramenta de envoltória de esforços a partir de uma viga mestra, buscando um detalhamento comum para elementos com esforços muito próximos. Essa é uma importante ferramenta do subsistema CAD/Vigas que permite o projetista economizar tempo e otimizar o processo de análise desse tipo de elemento. A fim de elucidar essa rotina, é apresentado a seguir o processo completo realizado para a viga V10 do térreo.

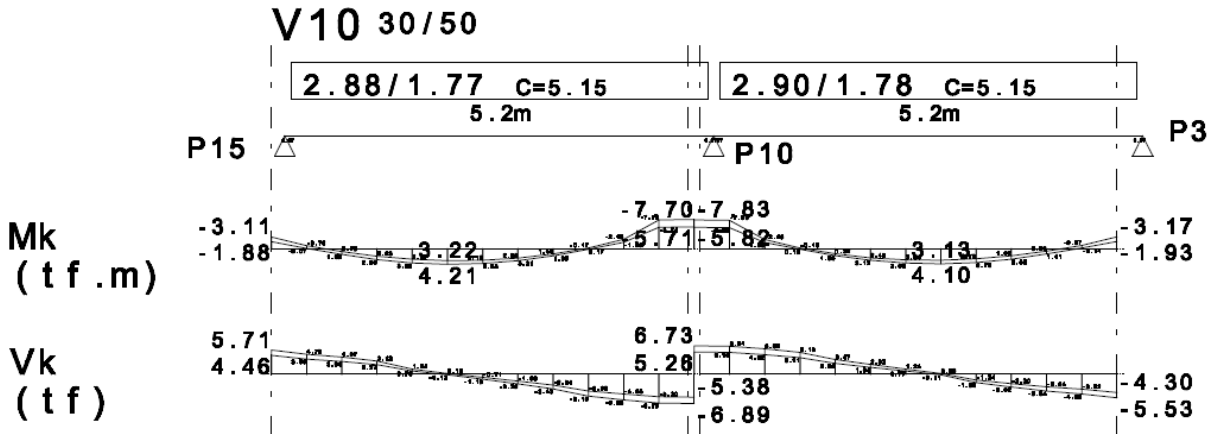


Figura 5-24 - Esforços característicos de V10

**viga= 10 V10** Eng.E=Nao /Eng.D=Nao /Repet= 1 /NAnd= 1 /Red V Ext=Nao /Fat.Alt=1.00 /Cob/S=3.5 0.0 CM

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----  
**vao= 1** /L= 5.15 /B= 0.30 /H= 0.50 /BCs= 1.07 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.16 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.25 /FLt.Ex= 0.15 [M]  
 --Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós FIXOS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) -----

FLEXAO-	E S Q U E R D A	M E I O D O V A O	D I R E I T A
M.[-]	= 3.1 tf* m	M.[+] Max= 4.2 tf* m - Abcis.= 217	M.[-] = 7.8 tf* m
[tf,cm]	As = 3.84 -SRAS- [ 2 B 16.0mm ]	AsL= 0.00 -----	As = 5.88 -SRAS- [ 3 B 16.0mm ]
	AsL= 0.00 ----- x/d =0.07	As = 4.10 -STAS- [ 2 B 16.0mm ]	AsL= 0.00 ----- x/d =0.11
	x/dMx=0.45	Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 0.7	x/dMx=0.45
[tf,cm]	M[-]Min = 519.9	M[+]Min = 392.7	M[-]Min = 740.9
[cm2 ]	Asapo[+] = 1.03		Asapo[+] = 2.14

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M  
 [tf,cm] 0.- 485. 9.65 77.50 2 45. 0.0 3.9 3.9 6.3 15.0 2 0.0 0.0

T O R C A O- Xi Xf Tsd TRd2 %dT he b-nuc h-nuc Asw-1R AswminNR Asl-b Asl-h ComDia AdPla M E N S A G E M  
 [tf,cm] 0.- 485. 0.11 8.15 5 9.4 20.1 40.1 0.0 0.0 0.0 0.0 0.14 N

----- G E O M E T R I A E C A R G A S -----  
**vao= 2** /L= 5.15 /B= 0.30 /H= 0.50 /BCs= 1.07 /BCi= 0.00 /TpS= 2 /Esp.LS= 0.16 /Esp.LI= 0.00 FSp.Ex= 0.25 /FLt.Ex= 0.15 [M]  
 --Solicitações provenientes de modelo de grelha e/ou pórtico espacial-- Estrut. Nós FIXOS --- DeltaE=1.00 DeltaD=1.00 ---

----- A R M A D U R A S ( F L E X A O E C I S A L H A M E N T O ) -----

FLEXAO-	E S Q U E R D A	M E I O D O V A O	D I R E I T A
M.[-]	= 7.7 tf* m	M.[+] Max= 4.1 tf* m - Abcis.= 304	M.[-] = 3.2 tf* m
[tf,cm]	As = 5.77 -SRAS- [ 3 B 16.0mm ]	AsL= 0.00 -----	As = 3.84 -SRAS- [ 2 B 16.0mm ]
	AsL= 0.00 ----- x/d =0.11	As = 4.10 -STAS- [ 2 B 16.0mm ]	AsL= 0.00 ----- x/d =0.07
	x/dMx=0.45	Arm.Lat.=[2 X -- B --- mm] - LN= 0.7	x/dMx=0.45
[tf,cm]	M[-]Min = 740.9	M[+]Min = 392.7	M[-]Min = 519.9
[cm2 ]	Asapo[+] = 2.14		Asapo[+] = 1.03

CISALHAMENTO- Xi Xf Vsd VRd2 MdC Ang. Asw[C] Aswmin Asw[C+T] Bit Esp NR AsTrt AsSus M E N S A G E M  
 [tf,cm] 0.- 485. 9.43 77.50 2 45. 0.0 3.9 3.9 6.3 15.0 2 0.0 0.0

T O R C A O- Xi Xf Tsd TRd2 %dT he b-nuc h-nuc Asw-1R AswminNR Asl-b Asl-h ComDia AdPla M E N S A G E M  
 [tf,cm] 0.- 485. 0.11 8.15 5 9.4 20.1 40.1 0.0 0.0 0.0 0.0 0.14 N

REAC. APOIO - No. Maximos Minimos Largura DEPEV Morte Nome M.I.Mx M.I.Mn Pilares:  
 1 5.704 4.455 0.45 0.07 1 P15 0.00 0.00 15 0 0 0 0 0  
 2 13.255 10.769 0.45 0.07 1 P10 0.00 0.00 10 0 0 0 0 0

Figura 5-25 - Resumo do dimensionamento da viga V10

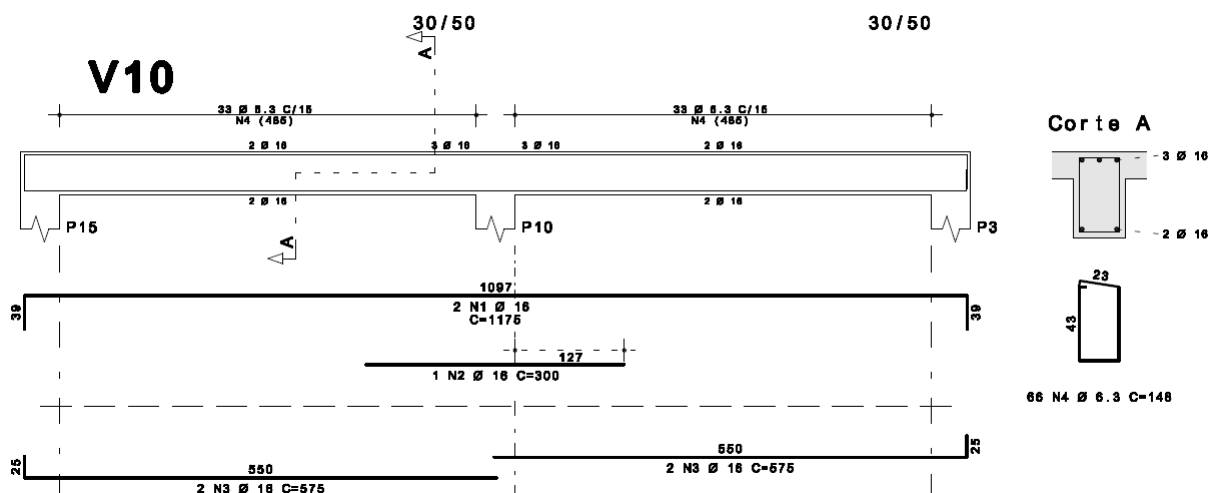


Figura 5-26 - Detalhamento da viga V10

## 5.6 PILARES

O dimensionamento e detalhamento dos pilares foram realizados por meio do CAD/TQS. Os esforços nos pilares são gerados a partir da geração e análise do Pórtico Espacial-TQS. Esses esforços são processados e os lances dos pilares dimensionados a partir de um processamento paralelo do CAD/Pilar, outro subsistema do CAD/TQS. A rotina do dimensionamento dos pilares consistiu, primeiramente, na verificação da existência de algum lance sem dimensionamento. Como os tirantes protendidos não são dimensionados pelo CAD/TQS, naturalmente várias mensagens de erro surgiram ao final do processamento, uma vez que o *software* buscou uma solução em concreto armado para os elementos. Logo após a extração dos esforços dos tirantes esses foram selecionados para que seu dimensionamento não fosse feito pelo *software*. A rotina de dimensionamento dos pilares prosseguiu com uma análise mais criteriosa dos esforços e uma avaliação simples dos detalhamentos gerados pelo programa. Esse passo buscava a verificação de incompatibilidade e/ou erros no lançamento, bem como comportamentos atípicos dos elementos em um ou mais de seus lances. Em seguida foram verificados os relatórios gerais do dimensionamento dos pilares, gerado pelo próprio CAD/TQS, assim como o relatório de montagem de carregamentos. Verificou-se a esbeltez dos pilares em cada lance e os possíveis efeitos de 2ª ordem dos lances. A análise revelou que não seriam necessárias alterações das seções dos pilares. Então, são verificados os detalhamentos gerados pelo CAD/Pilar. Um ponto importante do CAD/Pilar é a seleção automática das bitolas e da locação das armaduras na seção transversal para todas as barras longitudinais ao longo de todos os lances de pilar. O dimensionamento do pilar é realizado de

forma interativa pelo sistema, isto é, adotam-se para uma mesma seção transversal, determinadas configurações de armaduras para um conjunto de bitolas válidas para o dimensionamento. O CAD/Pilar dimensiona todas as seções transversais para todas as configurações/bitolas que satisfazem aos carregamentos. Estas inúmeras soluções par um lance do pilar precisam ser analisadas para efeitos do detalhamento final dos pilares. Para a definição da bitola em um lance, é necessário fornecer como parâmetro o valor da porcentagem limite admissível entre as áreas de ferro das diversas soluções encontradas e o número de bitolas excedentes para pesquisa da bitola mais adequada. Essa porcentagem foi determinada como 10%, de acordo com recomendação do próprio *software*. Verificou-se também a proteção das barras longitudinais quanto à flambagem local e a taxa máxima de armação da seção, tendo atenção especial nas regiões de transpasse. A título de exemplo é apresentado a seguir os esforços, resultados do dimensionamento e o detalhamento do lance 6 do pilar P5.

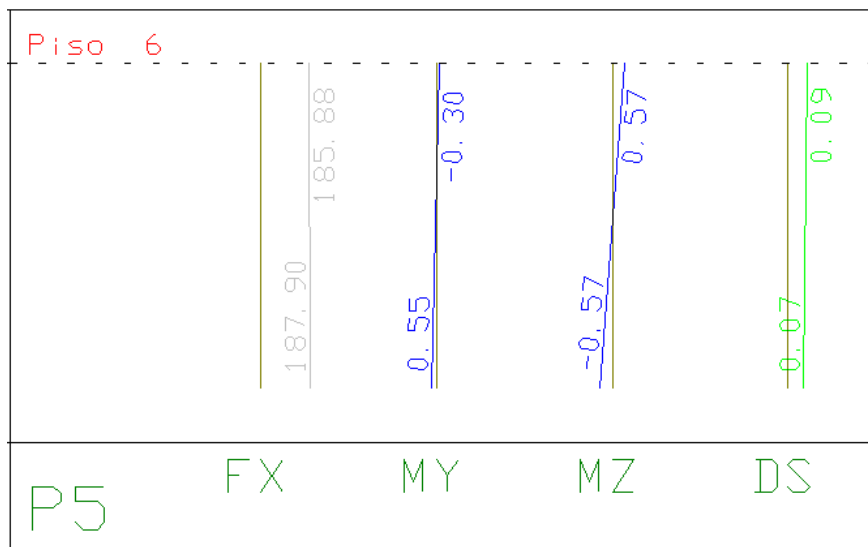


Figura 5-27 - Esforços característicos do pórtico espacial [tf,cm]



PILAR:P5  
num. 5

Esforço de Cálculo do Dimensionamento

LANCE	B(cm)	H(cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS(cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (kN)	Mxd (kN,cm)	Myd (kN,cm)	
Tipo																		
L. 6	30.0	90.0	0.5	10	12.5	6.3	10	4	1	11.00	0.4	10.80	35.0	34.6	2653.	6367.	0.	
					16.0	6.3	8	4	0	16.08	0.6	10.90			CASO PORTICO = 13 (COMBINAÇÃO= 1)			
					20.0	6.3	8	4	0	25.13	0.9	10.90			**VER NOTA (A)**			
					25.0	8.0	8	4	0	39.27	1.5	10.90						

\*\*Nota A\*\*:

Este carregamento listado é, dentre os inúmeros carregamentos analisados, o que provocou a seleção desta armadura em primeiro lugar. Não necessariamente, este carregamento é o que necessita a maior quantidade de armadura na seção, pois o dimensionamento é feito de forma indireta, por verificação. Exemplificando, temos duas configurações de armaduras válidas para o lance, uma correspondendo a 17 cm<sup>2</sup> e outra a 20 cm<sup>2</sup>. Um carregamento inicial necessitou de 18 cm<sup>2</sup> e, por esta razão foi selecionada a configuração de 20 cm<sup>2</sup> como a definitiva. Outros carregamentos posteriores necessitaram, por exemplo, de 19 cm<sup>2</sup>, 19.5 cm<sup>2</sup> (sempre inferiores aos 20 cm<sup>2</sup>), mas a listagem com o carregamento mais desfavorável foi feita com aquele que necessitou os 18 cm<sup>2</sup>, pois foi o primeiro a requisitar os 20 cm<sup>2</sup>. A pesquisa do carregamento exato que provoca maior armadura na seção não é realizada automaticamente para não aumentar de forma significativa o tempo de processamento. Se o usuário quiser calcular a real necessidade de armadura para um carregamento específico, ele poderá fazê-lo facilmente no Editor de Esforços e Armaduras, comando do próprio Cad/Pilar.

Figura 5-28 - Esforços de cálculo de P5 Lance 6

**Concreto**

=====

Área total..... 2700.0 cm2  
 Área por elemento..... 6.750 cm2  
 Número de elementos..... 400  
 Fck..... 350. kgf / cm2  
 GamaC..... 1.40

**Aço**

===

Área total..... 12.3 cm2  
 Número de elementos..... 10  
 Fyk..... 5000. kgf / cm2  
 Tipo de aço..... A  
 GamaS..... 1.15  
 Módulo de elasticidade..... 2100000.

Figura 5-29 - Verificação do Lance 6 de P5 [1-2]

**Resultado do cálculo**

=====  
 Dimensionamento..... OK  
 As existente ..... 12.3cm<sup>2</sup> ( 0.45%)  
 As necessário (mínimo)..... 10.8cm<sup>2</sup> ( 0.40%)

**Lista de carregamentos**

Caso	Sistema	Fz tf	Mx tfm	My tfm	
1	Central	265.	6.	0.	OK
2	Central	265.	-6.	0.	OK
3	Central	265.	0.	11.	OK
4	Central	265.	0.	-11.	OK
5	Central	261.	1.	-1.	OK
6	Central	265.	-5.	8.	OK
7	Central	265.	5.	8.	OK
8	Central	265.	-1.	-1.	OK
9	Central	261.	-1.	-1.	OK
10	Central	261.	-1.	1.	OK
11	Central	261.	-1.	1.	OK
12	Central	265.	5.	-8.	OK
13	Central	265.	1.	1.	OK
14	Central	265.	-1.	1.	OK
15	Central	250.	1.	1.	OK
16	Central	250.	-1.	1.	OK
17	Central	244.	1.	-1.	OK
18	Central	244.	-1.	-1.	OK
19	Central	244.	-1.	0.	OK
20	Central	243.	-1.	-0.	OK
21	Central	251.	1.	-0.	OK
22	Central	251.	1.	1.	OK
23	Central	251.	-1.	1.	OK
24	Central	95.	1.	-1.	OK
25	Central	95.	-1.	-1.	OK
26	Central	95.	-1.	1.	OK
27	Central	98.	0.	-1.	OK
28	Central	97.	-0.	1.	OK
29	Central	94.	1.	-1.	OK
30	Central	94.	-1.	-1.	OK
31	Central	94.	-1.	1.	OK
32	Central	93.	-0.	-1.	OK
33	Central	98.	-0.	-1.	OK
34	Central	98.	-0.	1.	OK
35	Central	93.	0.	-0.	OK
36	Central	93.	-0.	1.	OK
37	Central	87.	1.	-1.	OK
38	Central	87.	-1.	-1.	OK
39	Central	87.	-1.	0.	OK
40	Central	86.	1.	-1.	OK

reproduzido por verbas acadêmicas, proibido uso comercial

Figura 5-30 – Verificação do Lance 6 de P5 [2-2]

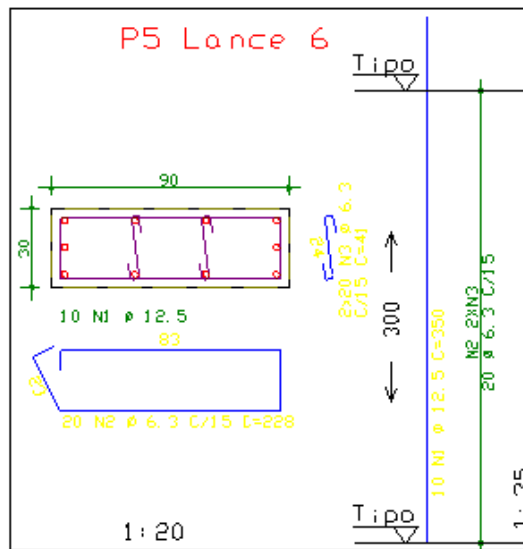


Figura 5-31 - Detalhamento de P5 Lance 6

## 5.7 ELEMENTOS PROTENDIDOS

O dimensionamento dos elementos protendidos foi realizado de maneira manual, com auxílio de planilhas eletrônicas para facilitar os cálculos, além de minimizar possíveis erros. O CAD/TQS foi utilizado apenas para determinação dos esforços e para o detalhamento dos elementos.

### 5.7.1 VIGAS PROTENDIDAS

O dimensionamento das vigas foi realizado de acordo com o método descrito por Naaman (2004). Com o conhecimento das dimensões da seção de concreto das vigas, o dimensionamento se inicia com a determinação das características mecânicas das seções. Em seguida foi realizada a análise dos esforços, tanto no Pórtico-TQS, quanto na Grelha-TQS do pavimento cobertura, uma vez que o grau de protensão já foi escolhido. De acordo com as dimensões da seção, foi adotada a excentricidade limite  $e_{o,lim}$ . Em seguida, foi desenhado o diagrama de Naaman e adotada a solução de protensão mínima. Verificou-se então a existência ou não do fuso de passagem. No caso de não existência do fuso de passagem, a força de protensão foi aumentada até a obtenção do mesmo (esse fato ocorreu para todas as vigas protendidas). Com a determinação do fuso de passagem, são traçados os cabos a partir das elevações requeridas para o mesmo. Com os traçados definidos, são calculadas as perdas imediatas e diferidas para os cabos, de acordo com o item 3.2.4. Por fim verifica-se o elemento no ELU.

Como VP1 e VP2, assim como VP3,VP4 e VP5 apresentam esforços próximos devido à simetria da estrutura, foi considerada a envoltória de esforços das vigas semelhantes, de forma a se realizar apenas um dimensionamento que fosse solução para ambos os casos. Sendo assim, em termos de esforços e detalhamento  $VP1 \equiv VP2$  e  $VP3 \equiv VP4 \equiv VP5$ . No Apêndice A1 desse trabalho é apresentado o dimensionamento detalhado da viga VP1 com o intuito de exemplificar e esclarecer os passos do dimensionamento, além dos resultados do dimensionamento das demais vigas (Apêndice A3). A seguir são apresentadas as elevações dos cabos de protensão, bem como as forças de protensão e a armadura ativa encontrada para as vigas protendidas.

Tabela 5.19 – Parâmetros finais VP1 ≡ VP2

$P_i$	11180 kN
$\eta_\infty$	0,91
$\eta_o$	0,96
$A_p$	57 $\phi$ 15,2 mm

Tabela 5.20 - Elevações dos cabos de protensão VP1 ≡ VP2

X (m)	LP eq		LP 1		LP 2		LP 3	
	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)
0,00	-0,38	-10,87	-0,76	-3,43	0,00	-10,93	-0,38	-7,25
1,56	-0,67	-8,09	-0,97	-2,54	-0,38	-8,14	-0,67	-5,38
3,12	-0,92	-5,27	-1,15	-1,65	-0,69	-5,30	-0,92	-3,49
4,68	-1,11	-2,42	-1,31	-0,76	-0,91	-2,43	-1,12	-1,60
6,00	-1,24	0,00	-1,42	0,00	-1,04	0,00	-1,24	0,00
6,24	-1,25	0,00	-1,44	0,00	-1,06	0,00	-1,26	0,00
7,80	-1,25	0,00	-1,44	0,00	-1,06	0,00	-1,26	0,00

Tabela 5.21 - Parâmetros finais de VP3 ≡ VP4 ≡ VP5

$P_i$	2941 kN
$\eta_\infty$	0,86
$\eta_o$	0,84
$A_p$	15 $\phi$ 15,2 mm

Tabela 5.22 - Elevações dos cabos de protensão VP3 ≡ VP4 ≡ VP5

X (m)	eo (m)	Saída (°)
0,00	0,0256	-1,176
0,38	0,1204	-0,927
0,76	0,2168	-0,679
1,14	0,3148	-0,431
1,52	0,4145	-0,183
1,70	0,4623	-0,065
1,80	0,4750	0,000
1,90	0,4500	0,065
2,61	-0,0071	-23,033
3,32	-0,3636	-15,824
4,03	-0,6195	-8,066
4,74	-0,7748	0,000
5,45	-0,8295	0,000

## 5.7.2 TIRANTES PROTENDIDOS

O dimensionamento dos tirantes protendidos, assim como para as vigas protendidas, foi realizado manualmente com o auxílio de planilhas eletrônicas de cálculo. O dimensionamento dos tirantes foi feito a partir de uma importante consideração de projeto. Os tirantes estão sujeitos à flexão composta oblíqua devido à flexão da laje principal do pavimento tipo. Desse modo, a protensão deveria ser excêntrica, visando combater os momentos fletores. Contudo, a utilização de protensão excêntrica para os tirantes dificultaria ainda mais seu dimensionamento. Então, foram analisados os momentos fletores máximos do lance mais crítico dos tirantes retirados do relatório geral do subsistema CAD/Pilares e/ou dos esforços do Pórtico-TQS. Essa análise revelou que os momentos fletores não seriam significativos, levando em conta o valor da força de protensão necessária para os tirantes. Naaman (2004) recomenda o uso de protensão concêntrica nesses casos. O uso de protensão concêntrica para os tirantes resulta em uma análise e, conseqüentemente, um dimensionamento menos complicado.

Dessa forma, foi adotado o uso de protensão concêntrica para todos os tirantes, com os momentos fletores sendo combatidos por armadura passiva nos elementos. Com a protensão os tirantes estarão sujeitos à flexo-compressão, sendo seu comportamento semelhante a um pilar de concreto armado. O dimensionamento da armadura passiva foi feito de acordo com dessa analogia, ou seja, os tirantes passaram a ser tratados como pilares, com a compressão axial considerada a partir da tensão resultante do carregamento e da protensão. Deve-se levar em conta que, para que as armaduras passivas realmente trabalhem, é necessário que a peça fissure. Todavia, como esclarecido no item 4.9.2.c, um elemento estrutural linear protendido sujeito à tração axial com protensão aderente mantém comportamento de material compósito após a fissuração, ou seja, não há grandes prejuízos quanto a essa fissuração.

Bem como no item anterior, será apresentada a rotina utilizada para o dimensionamento dos tirantes protendidos, com uma apresentação do dimensionamento detalhado de um dos tirantes como forma de exemplificar essa rotina no Apêndice A2 dessa monografia.

O dimensionamento dos tirantes foi realizado para o lance mais crítico e a solução encontrada foi replicada para os demais lances. A primeira etapa consistiu na determinação da solução de protensão dos tirantes, considerando a protensão concêntrica. A partir de análise dos esforços fornecidos pelas envoltórias do relatório de montagem de carregamentos do

CAD/Pilar, são determinados os esforços máximos de tração e os momentos fletores máximos que serão utilizados na etapa seguindo do dimensionamento. Em seguida, adota-se uma área bruta da seção transversal do elemento. As áreas adotadas correspondem às próprias áreas das seções transversais com dimensões determinadas no Projeto Final 1. Após isso, é necessário adotar o valor da força de protensão a ser aplicada no elemento. Naaman (2004) recomenda que a força de protensão estimada seja 20% maior do que a tração de serviço. São fixadas as tensões no aço, estima-se um coeficiente de perdas e determina-se uma área de aço de protensão a partir da força mínima final de protensão. Essas tensões adotadas permanecerão como um parâmetro fixo de projeto. Então, são determinadas as equações condicionais para solução de protensão, bem como sua representação gráfica. Então, é determinada a área de aço de protensão mínima necessária, assim como a área bruta mínima da seção de concreto. Com as tensões no aço já escolhidas, são determinadas as forças de protensão reais a serem adotadas. Por fim verificam-se as tensões no concreto para a carga máxima de compressão (apenas protensão) e para carga mínima de compressão (protensão mínima e tração máxima). As tensões no concreto no concreto devem naturalmente respeitar as tensões limites estabelecidas para o elemento em ambos os casos. Tanto para compressão excessiva (para  $t = 0$  dias) quanto para descompressão (para  $t = \infty$ ), a verificação das tensões é realizada para o último lance dos tirantes, ou seja, para  $x = 0$ . Isso porque, a protensão será máxima no tempo inicial, quando a carga ainda é nula, e a tração será máxima após a entrada de carga.

A etapa seguinte é a determinação das perdas de protensão da mesma maneira como foram calculadas para as vigas protendidas. Por fim, realiza-se o dimensionamento à flexão para o ELU do elemento, sendo esses tratados como pilares de concreto armado. Utilizou-se o método do pilar-padrão com curvatura aproximada previsto na NBR 6118:2014 para tanto. Bem como no caso das vigas protendidas, o dimensionamento dos tirantes para a protensão foi feito a partir da envoltória dos elementos que, por simetria, apresentaram comportamento semelhante. Desse modo,  $T1 \equiv T2 \equiv T3 \equiv T7 \equiv T8 \equiv T9$  e  $T4 \equiv T5 \equiv T6$ . O dimensionamento à flexão foi realizado individualmente, já que os momentos fletores são distintos para cada elemento. No Apêndice A2 é apresentado o dimensionamento detalhado do tirante T2 a título de exemplificação. No Apêndice A4 são apresentados resultados encontrados para o dimensionamento dos demais tirantes.

A seguir é apresentado o resumo da solução final encontrada para os tirantes.

Tabela 5.23- Parâmetros finais de T1≡T7

$P_i$	1,5 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,86
$A_P$	8 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	10 $\phi$ 16 mm

Tabela 5.24 - Parâmetros finais de T2≡T8

$P_i$	1,5 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,86
$A_P$	8 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	8 $\phi$ 12,5 mm

Tabela 5.25 - Parâmetros finais de T3≡T9

$P_i$	1,5 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,86
$A_P$	8 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	10 $\phi$ 16 mm

Tabela 5.26 - Parâmetros finais de T4

$P_i$	2,7 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,85
$A_P$	15 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	8 $\phi$ 12,5 mm

Tabela 5.27 - Parâmetros finais de T5

$P_i$	2,7 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,85
$A_P$	15 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	8 $\phi$ 12,5 mm

Tabela 5.28 - Parâmetros finais de T6

$P_i$	2,7 MN
$\eta_o$	0,90
$\eta_\infty$	0,85
$A_P$	15 $\phi$ 15,2 mm
$A_S$	8 $\phi$ 12,5 mm

## 6 CONCLUSÕES

Este presente trabalho constitui o memorial descritivo e de cálculo do projeto de dimensionamento de um edifício construído em Milão na década de 1980, simulando sua execução em Brasília-DF no ano de 2017. Nesse sentido, o objetivo foi a apresentação do projeto executivo da superestrutura da edificação.

A concepção estrutural do edifício é arrojada e, desse modo, destaca-se a importância da utilização de software de análise estrutural. O CAD/TQS teve papel fundamental na avaliação do comportamento da estrutura, validando as soluções estruturais escolhidas, além da realização do dimensionamento e detalhamento da grande maioria dos elementos componentes da estrutura da edificação. Todavia, ao longo da realização deste trabalho tornou-se evidente o papel indispensável do engenheiro estrutural. Em algumas situações o *software* pode apresentar soluções baseadas em resultados irreais do ponto de vista físico de comportamento da estrutura, ora por erro na modelagem, ora por imprecisão na descrição de uma situação específica. Nestes momentos é a interpretação do projetista que garante uma solução não só matemática, como fisicamente real para o problema. Isso se tornou evidente na execução desse projeto.

Outro fator importante a ser destacado foi a frequente necessidade de adaptações na modelagem do edifício, buscando simular o comportamento imaginado da edificação. O CAD/TQS é uma ferramenta computacional excepcional para o desenvolvimento de projetos estruturais, contudo, o olhar crítico e o bom conhecimento técnico e teórico do engenheiro projetista são pré-requisitos fundamentais para a utilização de um *software* como esse. A execução desse projeto mostrou que quanto mais poderoso e refinado um *software* desse tipo é, mais conhecimento o usuário deve possuir para uma boa utilização desse instrumento.

Por fim, foram obtidas como produto final deste trabalho as plantas de forma finais da edificação, bem como as plantas de armação e os detalhamentos dos elementos estruturais. Desse modo, é possível afirmar que os objetivos propostos para esse trabalho foram alcançados, não só em relação ao produto final obtido, mas também com relação ao estabelecimento de uma conexão entre diversos temas abordados na graduação. A execução dessa monografia exigiu uma ampla consulta na bibliografia especializada relacionada à estruturas de concreto, o que proporcionou um real aprofundamento e consolidação do conhecimento necessário para um engenheiro estrutural.



## **BIBLIOGRAFIA**

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120:2000 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificação.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7483:2004 – Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681:2003- Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7480:2007 – Aço destinado a armadura para estruturas de concreto armado – Especificação.

ARAÚJO, J. M. Curso de concreto armado. Volumes 1 a 4. 4a ed. Editora Dunas. Rio Grande do Sul, 2014.

BARBOZA, M. R. Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado. Relatório Final de Iniciação Científica, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista, Bauru, SP, 2008.

CARVALHO, R.C., FIGUEIREDO FILHO, J. R. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: segundo a NBR 6118:2014. 4a ed. Editora UFSCar. São Carlos, 2015.

CARVALHO, R. C. Análise não-linear de pavimentos de edifícios de concreto através de analogia de grelha. Tese de Doutorado na área de Estruturas. Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 1994.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN (CEB). Model Code, 1990.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BETÓN (CEB). Boletim 158-E – Design Manual on Cracking and Deformations, 1985.

CLÍMACO, J.C.T.S. Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação. 2a ed. revisada. Brasília: Editora Universidade de Brasília: Finatec, 2008.

CREDER, H. Instalações Hidráulicas e Sanitárias. 6ª ed. LTC. Rio de Janeiro, 2006.

FUSCO, P.B. Técnicas de armar as estruturas de concreto. São Paulo, Pini, 1995.

HANAI, J. B. Fundamentos do Concreto Protendido. E-Book de apoio para o Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia de Estruturas, Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, 2005.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 1: princípios básicos do dimensionamento de estruturas de concreto armado. 2 reimpr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 2: Casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. 3 impr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 3: princípios básicos sobre a armação de estruturas de concreto armado. 3 impr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F., MÖNNIG, E. Construções de concreto, vol. 5: concreto protendido. 3 impr. Rio de Janeiro: Interciência, 2007.

LEONHARDT, F. Prestressed Concrete: Design and Construction. 2nd ed., Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-München, Deutschland, 1964.

LIN, T. Y., BURNS, N. H. Design of Prestressed Concrete Structures. 3rd. Ed., John Wiley & Sons, New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore, 1981.

MARTINS, P. C. R. Notas de aula do curso de concreto protendido. Brasília, 2015.

MARTINS, P. C. R. Notas de aula do curso de concreto armado II. Brasília, 2016.

NAAMAN, A. E. Prestressed concrete analysis and design: fundamentals , 2nd ed., Techno Press 3000, Michigan, USA, 2004.

PFEIL, W. Concreto Protendido, vol. 2: Processos Construtivos e Perdas de Protensão. 3ª ed. Atualizada pelo Código Modelo MC78 e pela Norma Brasileira NBR 7197/89. Editora Didática e Científica Ltda.

ROLEMBERG, P.H.F. (2016). Projeto da Estrutura de um Edifício à Finalidade Mista – Mercado e Escola – no DF. Monografia de Projeto Final, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 46 p.

THE INTERNATIONAL FEDERATION FOR STRUCURAL CONCRETE (FIB-CEB). Model Code, 2010.

## A1 DIMENSIONAMENTO DETALHADO VP1≡VP2

Tabela A1.1 - Dados iniciais de VP1

Viga	$f_{ck}$ [MPa]	Data de protensão [dias]	Vão efetivo [m]
VP1	35	7	15,6

Tabela A1.2 – Dados Gerais

Dados Gerais	
$f_{ck,28}$ (MPa)	35,0
Dia da Protensão	7
$f_{ck,7}$ (MPa)	27,3
$\sigma_1'$ (MPa)	0,00
$\sigma_1$ (MPa)	19,08
$\sigma_2'$ (MPa)	17,50
$\sigma_2$ (MPa)	0,00
$\eta_\infty$	0,87
$\eta_0$	0,96
$e_{o,lim}$ (m)	-1,4625

Tabela A1.3 - Dados da seção transversal

Dados Seção/Viga	
l (m)	15,60
v' (cm)	163,72
v (cm)	-161,28
Área (m <sup>2</sup> )	2,46
Yg (cm)	161,28
Ix (m <sup>4</sup> )	3,95
W'x (m <sup>3</sup> )	2,415099
Wx (m <sup>3</sup> )	-2,451637
ix (m)	1,268780
$\rho$	0,609664

Após isso, foram retirados do CAD/TQS os momentos fletores máximos para os casos de cargas máxima e mínima. Além disso, foram determinadas as tensões nas fibras mais tracionadas e mais comprimidas do concreto para cada caso de carga.

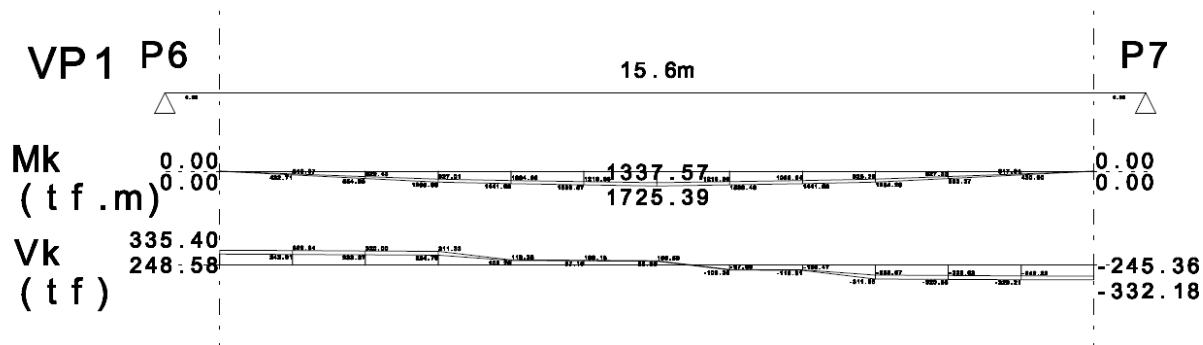


Figura A1.1 - Diagrama de esforços de VPI para carga máxima do CAD/Vigas

Tabela A1.4 - Valores de momentos máximo e mínimo e tensões da seção crítica devido ao carregamento, sem efeito da protensão

$M_g$ (kN.m)	15500,00
$\sigma_g'$ (MPa)	6,42
$\sigma_g$ (MPa)	-6,32
$M_{g+p}$ (kN.m)	17450,00
$\sigma_{g+p}'$ (MPa)	7,23
$\sigma_{g+p}$ (MPa)	-7,12

Os esforços referentes à Figura A1.1 e à Tabela A1.4 são distintos, isso porque os dados da Figura A1.1 são os esforços gerados pelo Pórtico Espacial e transferidos para o CAD/Vigas, enquanto os esforços da tabela foram retirados da Grelha-TQS. Como os esforços da grelha foram superiores, foram esses adotados no dimensionamento. Em seguida foi plotado o diagrama de Naaman.

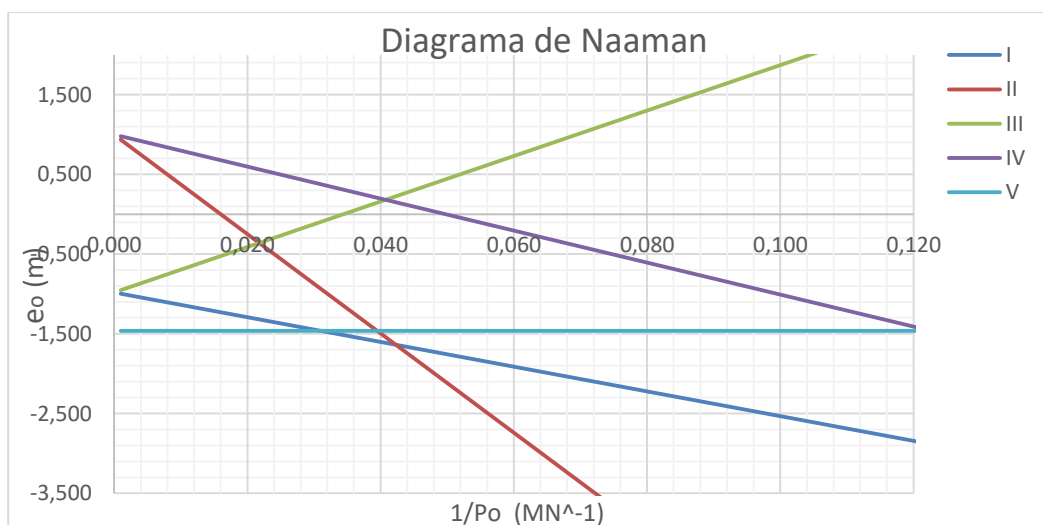


Figura A1.2 - Diagrama de Naaman para a viga VPI

A solução analítica para a força mínima de protensão foi  $l/P_{o,min} = 0,128 \text{ MN}^{-1}$ , ou seja  $P_{o,min} = 7793 \text{ kN}$ . Dessa forma, seriam necessárias 41,5 cordoalhas de 15,2 mm de CP190-RB. Arredondando para um número inteiro de cordoalhas disponível no catálogo da Rudloff seriam 45 cordoalhas. Contudo, o fuso de passagem formado para a força de protensão de 45 cordoalhas era muito estreito. Então a força de protensão foi aumentada, encolhendo-se 3 cabos de 19 cordoalhas e não mais de 15 cordoalhas.

Tabela A1.5 - Determinação do número de cordoalhas

Dados do Aço CP	
CP190 Ø15,2 RB	
Po,adt (kN)	7793,0
A,cord (mm <sup>2</sup> )	140
Pptk (kN)	265,8
Ppyk (kN)	239,2
Relaxação	RB
P"i (kN)	196,1
P"o (kN)	187,8
P"∞ (kN)	170,9
no. Cord.	41,5
no. Cord.	57
P <sub>o</sub>	10702,9

Então, são determinados o núcleo limite e o fuso de passagem para a solução de protensão. O núcleo limite é o domínio de excentricidades mecânicas dos cabos de protensão, em que nenhuma tensão limite é violada, enquanto o fuso de passagem corresponde ao domínio de excentricidades dos cabos de protensão, em que as tensões limite não são violadas. O fuso de passagem da viga VP1 é apresentado na tabela a seguir.

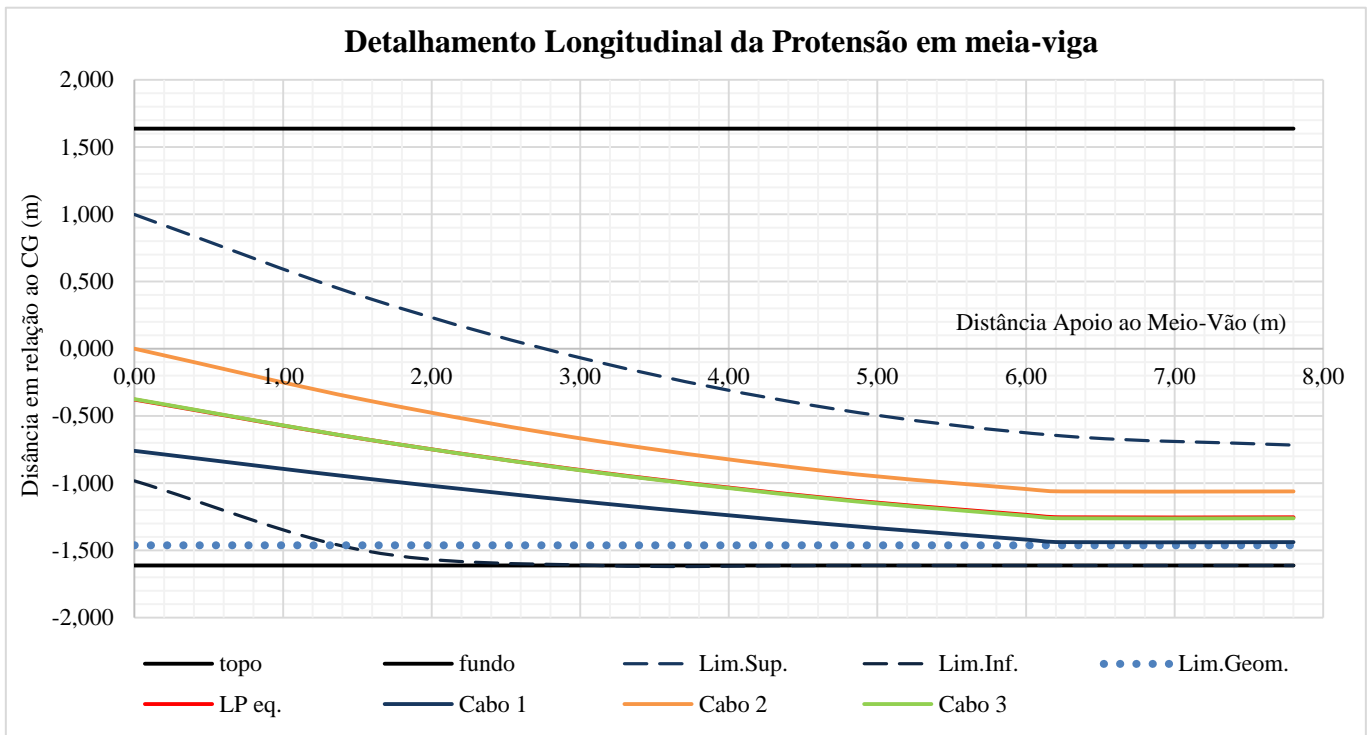
Tabela A1.6 - Limites geométrico e do fuso de passagem dos cabos

X (m)	Mg (kN.m)	Mg+p (kN.m)	Fuso de Passagem		Viga		
			Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. geom. (m)
0,00	0,0	0,0	0,998	-0,983	1,637	-1,613	-1,463
1,56	5580,0	6282,0	0,381	-1,505	1,637	-1,613	-1,463
3,12	9920,0	11167,9	-0,100	-1,613	1,637	-1,613	-1,463
4,68	13020,0	14657,9	-0,443	-1,613	1,637	-1,613	-1,463
6,24	14880,0	16751,9	-0,648	-1,613	1,637	-1,613	-1,463
7,80	15500,0	17449,9	-0,717	-1,613	1,637	-1,613	-1,463

Com a determinação do fuso de passagem foram determinadas as trajetórias dos cabos de protensão. A trajetória adotada foi um trecho em curva, seguido de um trecho reto. A tabela a seguir resume as elevações dos cabos, bem como as elevações do cabo equivalente e a Figura 0.4 representa os traçados dos cabos de protensão.

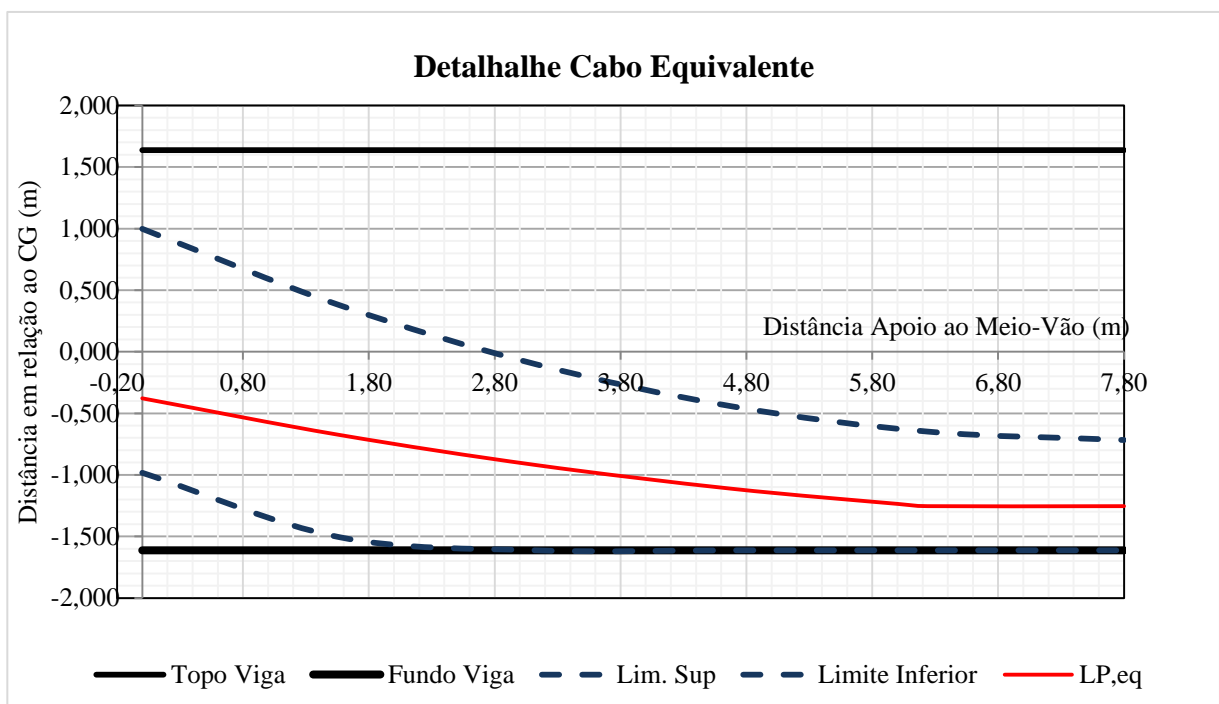
Tabela A1.7 - Elevações dos cabos de protensão

X (m)	LP eq		LP 1		LP 2		LP 3	
	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)	eo (m)	Saída (°)
0,00	-0,38	-10,87	-0,76	-3,43	0,00	-10,93	-0,38	-7,25
1,56	-0,67	-8,09	-0,97	-2,54	-0,38	-8,14	-0,67	-5,38
3,12	-0,92	-5,27	-1,15	-1,65	-0,69	-5,30	-0,92	-3,49
4,68	-1,11	-2,42	-1,31	-0,76	-0,91	-2,43	-1,12	-1,60
6,00	-1,24	0,00	-1,42	0,00	-1,04	0,00	-1,24	0,00
6,24	-1,25	0,00	-1,44	0,00	-1,06	0,00	-1,26	0,00
7,80	-1,25	0,00	-1,44	0,00	-1,06	0,00	-1,26	0,00



*Figura A1.3 - Trajetória dos cabos de protensão*

A próxima etapa do dimensionamento é a determinação das perdas de protensão. As perdas de protensão foram calculadas de acordo com o procedimento prescrito no item 3.2.4. Primeiramente foram determinadas as perdas imediatas para cada cabo de protensão.



*Figura A1.4 - Trajetória do cabo equivalente*



Tabela A1.8 - Dados iniciais Cabo 1

<b>Cabo 1</b>		
Pi	3725,9	kN
$\mu$	0,2	-
k	0,002	m-1
A	-0,0050	-
a	3,595	m

Tabela A1.9 - Dados Cabo 2

<b>Cabo 2</b>		
Pi	3725,9	kN
$\mu$	0,2	-
k	0,002	m-1
A	0,0161	-
a	2,592	m

Tabela A1.10 - Dados Cabo 3

<b>Cabo 3</b>		
Pi	3725,9	kN
$\mu$	0,2	-
k	0,002	m-1
A	0,0106	-
a	2,96	m

Tabela A1.11 - Tensões no concreto

<b>Tensões no concreto</b>		
$\sigma_{CG}(to)$	-4,04	MPa
$\sigma_P(to)$	1326,54	MPa
$\sigma_{CP}(to)$	5,77	MPa

A tabela a seguir resume as perdas de protensão imediatas, lembrando que  $a$  é a distância de influência da cravação da ancoragem. Como a protensão será bilateral, as perdas serão simétricas em relação ao eixo central da viga. Desse modo:

Tabela A1.12 - Perdas imediatas de protensão cabo 1

<b>Cabo 1</b>					
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x) [kN]	PII(x) [kN]	Po(x) [kN]
0	-0,06	0,00	3726	3620	3604
0,5	-0,05	0,00	3718	3627	3611
1	-0,05	0,01	3711	3634	3619
1,5	-0,04	0,01	3704	3642	3626
2	-0,04	0,02	3696	3649	3634
2,5	-0,03	0,02	3689	3657	3641
3	-0,03	0,03	3682	3664	3648
3,5	-0,02	0,03	3674	3671	3656
3,595	-0,02	0,04	3673	3673	3657
4	-0,02	0,04	3667	3667	3651
4,5	-0,01	0,04	3659	3659	3644
5	-0,01	0,05	3652	3652	3636
5,5	0,00	0,05	3645	3645	3629
6	0,00	0,06	3638	3638	3622
6,5	0,00	0,06	3634	3634	3618
7	0,00	0,06	3630	3630	3615
7,8	0,00	0,06	3625	3625	3609

Tabela A1.13 – Perdas imediatas de protensão cabo 2

<b>Cabo 2</b>					
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x) [kN]	PII(x) [kN]	Po(x) [kN]
0	-0,19	0,00	3726	3567	3552
0,5	-0,18	0,02	3711	3583	3567
1	-0,16	0,03	3695	3598	3582
1,5	-0,14	0,05	3680	3613	3598
2	-0,13	0,06	3665	3629	3613
2,5	-0,11	0,08	3649	3644	3628
2,592	-0,11	0,08	3647	3647	3631
3	-0,10	0,09	3634	3634	3619
3,5	-0,08	0,11	3619	3619	3603
4	-0,06	0,13	3604	3604	3588
4,5	-0,05	0,14	3589	3589	3573
5	-0,03	0,16	3574	3574	3558
5,5	-0,02	0,17	3559	3559	3543
6	0,00	0,19	3544	3544	3528
6,5	0,00	0,19	3540	3540	3524

7	0,00	0,19	3537	3537	3521
7,5	0,00	0,19	3533	3533	3517
7,8	0,00	0,19	3531	3531	3515

Tabela A1.14 - Perdas imediatas de protensão cabo 3

<b>Cabo 3</b>					
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x) [kN]	PII(x) [kN]	Po(x) [kN]
0,0	-0,13	0,00	3726	3590	3590
0,5	-0,12	0,01	3714	3602	3602
1,0	-0,11	0,02	3703	3613	3613
1,5	-0,10	0,03	3691	3625	3625
2,0	-0,08	0,04	3680	3636	3636
2,5	-0,07	0,05	3669	3648	3648
2,96	-0,06	0,06	3658	3658	3658
3,0	-0,06	0,06	3657	3657	3657
3,5	-0,05	0,07	3646	3646	3646
4,00	-0,04	0,08	3635	3635	3635
4,5	-0,03	0,09	3623	3623	3623
5,0	-0,02	0,11	3612	3612	3612
5,5	-0,01	0,12	3601	3601	3601
6,0	0,00	0,13	3589	3589	3589
6,5	0,00	0,13	3586	3586	3586
7,0	0,00	0,13	3582	3582	3582
7,5	0,00	0,13	3579	3579	3579
7,8	0,00	0,13	3577	3577	3577

Em seguida são determinadas as perdas diferidas de protensão para o cabo equivalente de acordo com o FIB-2010. As tabelas a seguir resumem os parâmetros calculados na determinação das perdas diferidas.

Tabela A1.15 - Dados gerais

<b>Parâmetros Gerais</b>		
fck	35	MPa
fcm	43,0	MPa
Eci,28	35,0	GPa
$\alpha_i$	0,9	-
ECS	31,4	-
$\chi$	0,8	-
EP	200,0	GPa
$\alpha_P$	5,7	-

RH	59,1	%
Ac	2,46E+06	mm <sup>2</sup>
h <sub>fic</sub>	484,8	mm
T	20,6	°C
Δt <sub>i</sub>	7,0	dias
t <sub>o</sub> (fluência)	28,0	°dia
t <sub>s</sub> (retração)	4,0	°dia

Tabela A1.16 - Parâmetros para determinação do coeficiente de fluência

<b>Coeficiente de fluência</b>		
t <sub>o,T</sub>	7,18	dias
t <sub>o,adj</sub>	10,10	dias
β <sub>bc</sub> (fcm)	0,13	-
β <sub>dc</sub> (fcm)	2,13	-
β <sub>RH</sub>	0,52	-
α <sub>fcm</sub>	0,90	-
β <sub>H</sub>	952,76	-
γ(t <sub>o</sub> )	0,29	-
β <sub>dc</sub> (t <sub>o</sub> )	0,63	

Tabela A1.17 – Coeficiente de fluência

t [dias]	β <sub>bc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ <sub>bc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	β <sub>dc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ <sub>dc</sub> (t,t <sub>o</sub> )	φ(t,t <sub>o</sub> )
28	0,00	0,00	0,00	0,00	<b>0,00</b>
25550	12,35	1,60	0,99	0,69	<b>2,29</b>

Tabela A1.18 - Parâmetros para a determinação da deformação por retração

<b>Retração</b>	
α <sub>bs</sub>	800,00
α <sub>ds1</sub>	3,00
α <sub>ds2</sub>	0,01
β <sub>S1</sub>	0,90
ε <sub>cbso</sub> (fcm)	-0,0001
ε <sub>cdso</sub> (fcm)	0,0003
β <sub>RH</sub>	-1,23

Tabela A1.19 - Deformação por retração

t [dias]	$\beta_{bs}(t)$	$\beta_{ds}(t-t_s)$	$\epsilon_{cbs}(t)$	$\epsilon_{cbs}(t, t_s)$	$\epsilon_{cs}(t, t_s)$
28	0,65	0,05	-5,88E-05	-2,09E-05	<b>-7,97E-05</b>
25550	1,00	0,87	-9,01E-05	-3,36E-04	<b>-4,27E-04</b>

Tabela A1.20 - Parâmetros para determinação da relaxação do aço de protensão

Relaxação		
$f_{ptk}$ (MPa)	1898,57	-
$\sigma_{Po}$ (MPa)	1326,54	-
$\sigma_{Po}/f_{ptk}$	0,70	-
$\rho_{1000}$	2,50	%
$\rho_{100}$	1,63	%
k	0,19	-

Tabela A1.21 - Relaxação do aço de protensão

t [horas]	$\rho t$	
672	2,32	%
613200	8,31	%

Com isso, as perdas diferidas foram determinadas.

Tabela A3.22 - Tensões no concreto e aço

Tensões		
$\sigma_{CG}(t_0)$	-5,52	MPa
$\sigma_P(t_0)$	1341,22	MPa
$\sigma_{CP}(t_0)$	8,59	MPa

Tabela A1.23 - Perdas diferidas de protensão

Perdas Diferidas		
$\Delta\sigma_P(28)$	15,19	MPa
$\Delta\sigma_P(\infty)$	60,10	MPa
$\eta_\infty$	0,91	-
$\eta_0$	0,96	-

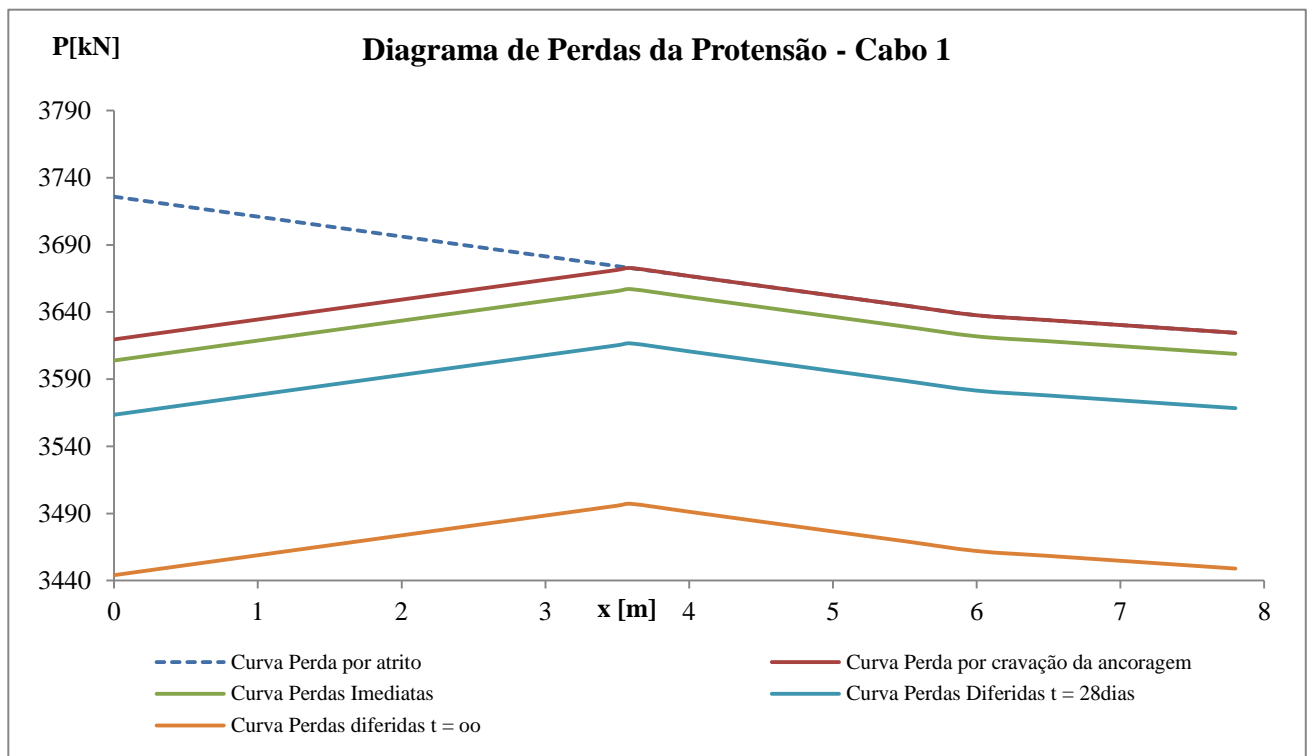


Figura A1.5 – Diagrama de perdas de protensão do cabo 1

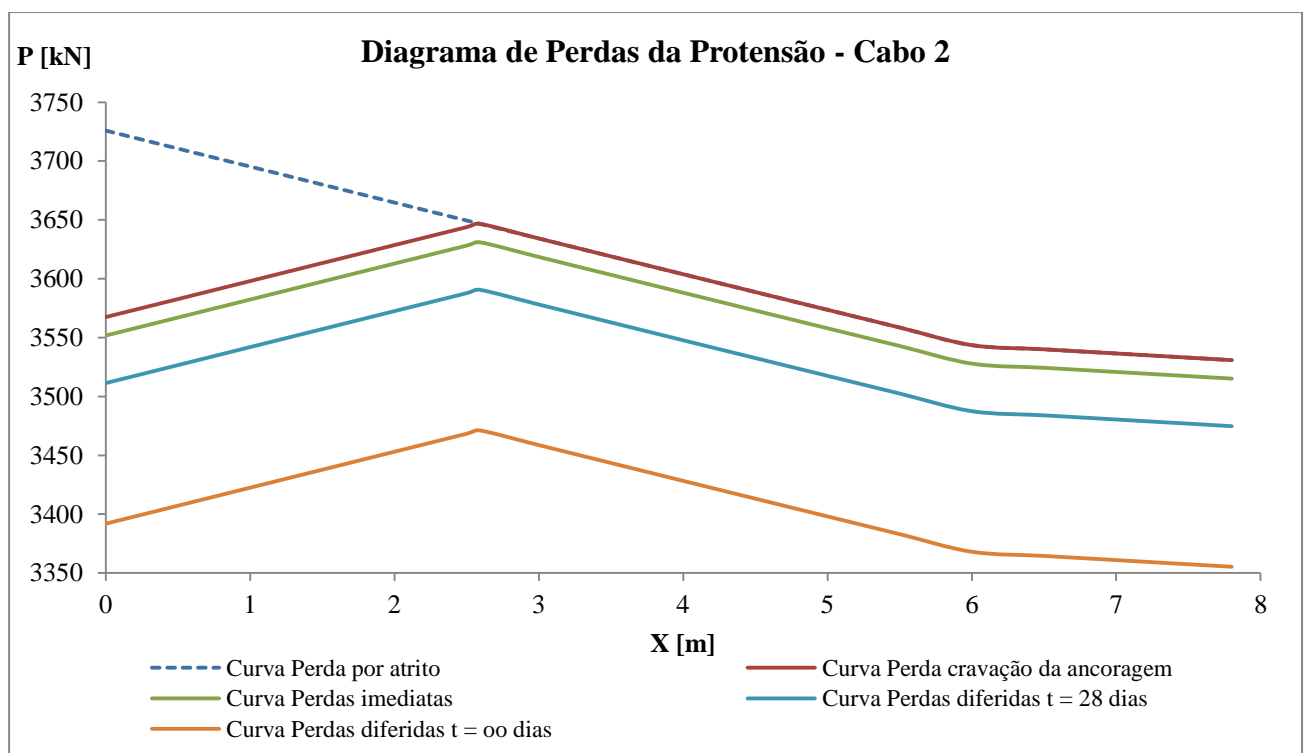


Figura A1.6 – Diagrama de perdas de protensão cabo 2

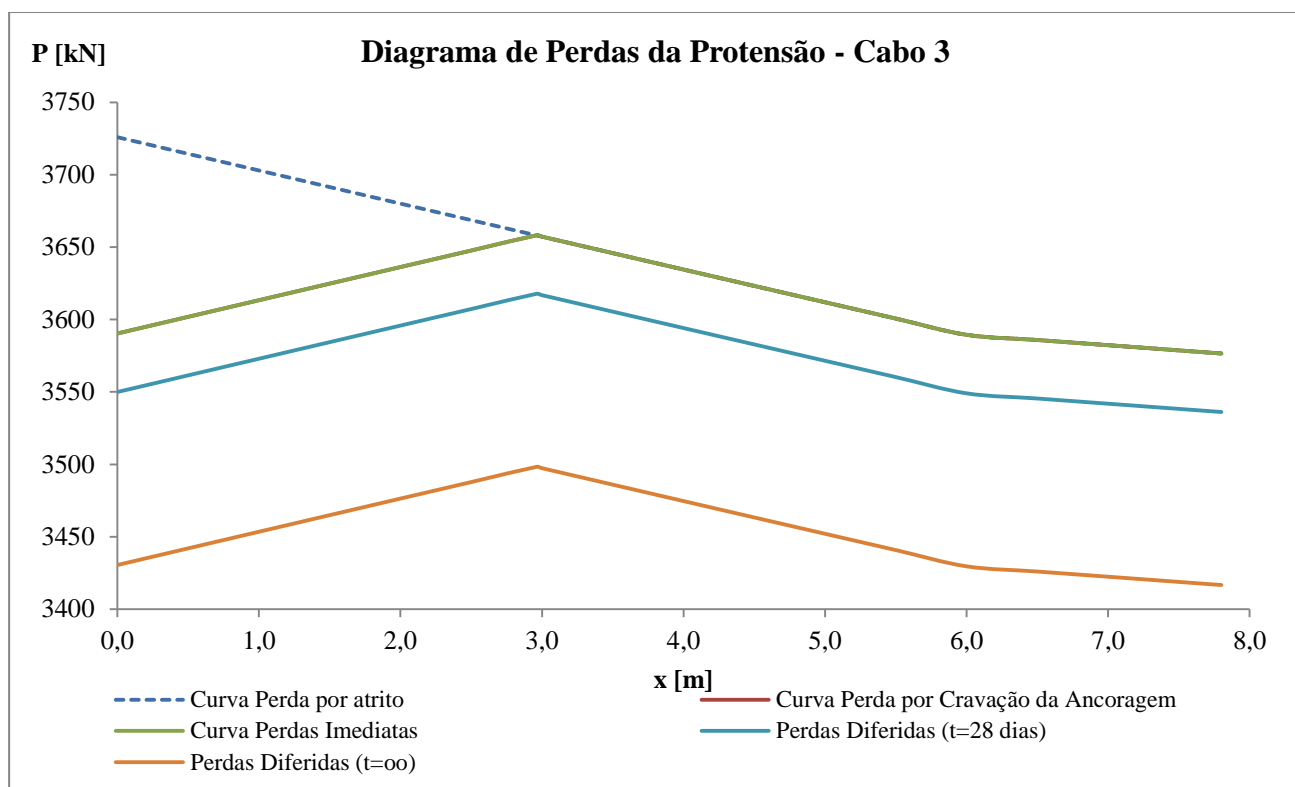


Figura A1.7 - Diagrama de perdas de protensão Cabo 3

Tabela A1.24 - Perdas finais de protensão cabo 1

<b>Cabo 1</b>							
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)	P28 (x)	P $\infty$ (x)
0	-0,25	0,00	2942	2785	2781	2688	2501
0,5	-0,23	0,02	2927	2799	2796	2703	2516
1	-0,21	0,04	2912	2814	2811	2717	2531
1,5	-0,19	0,06	2897	2829	2826	2732	2546
2	-0,17	0,08	2882	2844	2841	2747	2561
2,5	-0,15	0,10	2867	2859	2856	2762	2575
2,643	-0,14	0,11	2863	2863	2860	2766	2580
3	-0,13	0,12	2852	2852	2849	2756	2569
3,5	-0,11	0,14	2838	2838	2834	2741	2554
4	-0,09	0,17	2823	2823	2820	2726	2539
4,5	-0,06	0,19	2808	2808	2805	2711	2525
5	-0,04	0,21	2793	2793	2790	2696	2510
5,5	-0,02	0,23	2779	2779	2775	2682	2495
6	0,00	0,25	2764	2764	2761	2667	2480
6,5	0,00	0,25	2761	2761	2758	2664	2478

7	0,00	0,25	2758	2758	2755	2662	2475
7,8	0,00	0,25	2754	2754	2751	2657	2471

Tabela A1.25 – Perdas finais de protensão cabo 2

<b>Cabo 2</b>							
x	$\alpha$	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)	P28 (x)	P $\infty$ (x)
0	-0,19	0,00	2942	2801	2797	2704	2517
0,5	-0,18	0,02	2929	2813	2810	2716	2529
1	-0,16	0,03	2917	2825	2822	2728	2541
1,5	-0,14	0,05	2905	2837	2834	2740	2554
2	-0,13	0,06	2893	2849	2846	2752	2566
2,5	-0,11	0,08	2881	2861	2858	2764	2578
<b>2,917</b>	<b>-0,10</b>	<b>0,09</b>	<b>2871</b>	<b>2871</b>	<b>2868</b>	<b>2774</b>	<b>2588</b>
3	-0,10	0,09	2869	2869	2866	2772	2586
3,5	-0,08	0,11	2857	2857	2854	2760	2574
4	-0,06	0,13	2845	2845	2842	2748	2562
4,5	-0,05	0,14	2833	2833	2830	2736	2550
5	-0,03	0,16	2821	2821	2818	2724	2538
5,5	-0,02	0,17	2809	2809	2806	2713	2526
6	0,00	0,19	2798	2798	2794	2701	2514
6,5	0,00	0,19	2795	2795	2792	2698	2511
7	0,00	0,19	2792	2792	2789	2695	2509
7,5	0,00	0,19	2789	2789	2786	2692	2506
7,8	0,00	0,19	2788	2788	2784	2691	2504

Tabela A1.26 - Perdas finais de protensão cabo 3

<b>Cabo 3</b>							
x	$\alpha$	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)*	P28 (x)	P $\infty$ (x)
0,0	-0,13	0,00	2942	2821	2821	2728	2541
0,5	-0,12	0,01	2932	2830	2830	2737	2550
1,0	-0,11	0,02	2923	2839	2839	2746	2559
1,5	-0,10	0,03	2914	2848	2848	2755	2568
2,0	-0,08	0,04	2905	2857	2857	2764	2577
2,5	-0,07	0,05	2896	2866	2866	2773	2586
3,0	-0,06	0,06	2887	2875	2875	2782	2595
<b>3,3</b>	<b>-0,06</b>	<b>0,07</b>	<b>2881</b>	<b>2881</b>	<b>2881</b>	<b>2788</b>	<b>2601</b>
3,5	-0,05	0,07	2878	2878	2878	2785	2598
4,00	-0,04	0,08	2869	2869	2869	2776	2589
4,5	-0,03	0,09	2860	2860	2860	2767	2580
5,0	-0,02	0,11	2852	2852	2852	2758	2571
5,5	-0,01	0,12	2843	2843	2843	2749	2562



6,0	0,00	0,13	2834	2834	2834	2740	2554
6,5	0,00	0,13	2831	2831	2831	2737	2551
7,0	0,00	0,13	2828	2828	2828	2735	2548
7,5	0,00	0,13	2825	2825	2825	2732	2545
7,8	0,00	0,13	2824	2824	2824	2730	2543

\*Cabo 3 é o último cabo a ser protendido, portanto não apresenta perda por deformação imediata do concreto.

Em seguida são verificadas as tensões no concreto para a seção do apoio e para a seção crítica, para os tempos  $t = 0$ ,  $t = 28$  dias e  $t = \infty$ .

Tabela A1.27 - Tensões no concreto para  $t = 0$  dias

t = 0	x = 0 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	1,64	4,54	0,00	4,54	0,00	4,54
	-1,61	4,54	0,00	4,54	0,00	4,54
	x = 7,8 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	1,64	-0,34	6,42	6,08	0,81	6,89
	-1,61	8,97	-6,33	2,64	-0,80	1,85

Tabela A1.28 - Tensões no concreto para  $t = 28$  dias

t = 28 dias	x = 0 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	1,64	4,32	0,00	4,32	0,00	4,32
	-1,61	4,32	0,00	4,32	0,00	4,32
	x = 7,8 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	1,64	-0,34	6,42	6,09	0,81	6,89
	-1,61	8,87	-6,33	2,54	-0,80	1,74

Tabela A1.29 - Tensões no concreto para  $t = \infty$

		x = 0 m					
		y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
t = $\infty$		1,64	4,17	0,00	4,17	0,00	4,17
		-1,61	4,17	0,00	4,17	0,00	4,17
	x = 7,8 m						
		y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
		1,64	-0,33	6,42	6,10	0,81	6,91
		-1,61	8,57	-6,33	2,24	-0,80	1,44

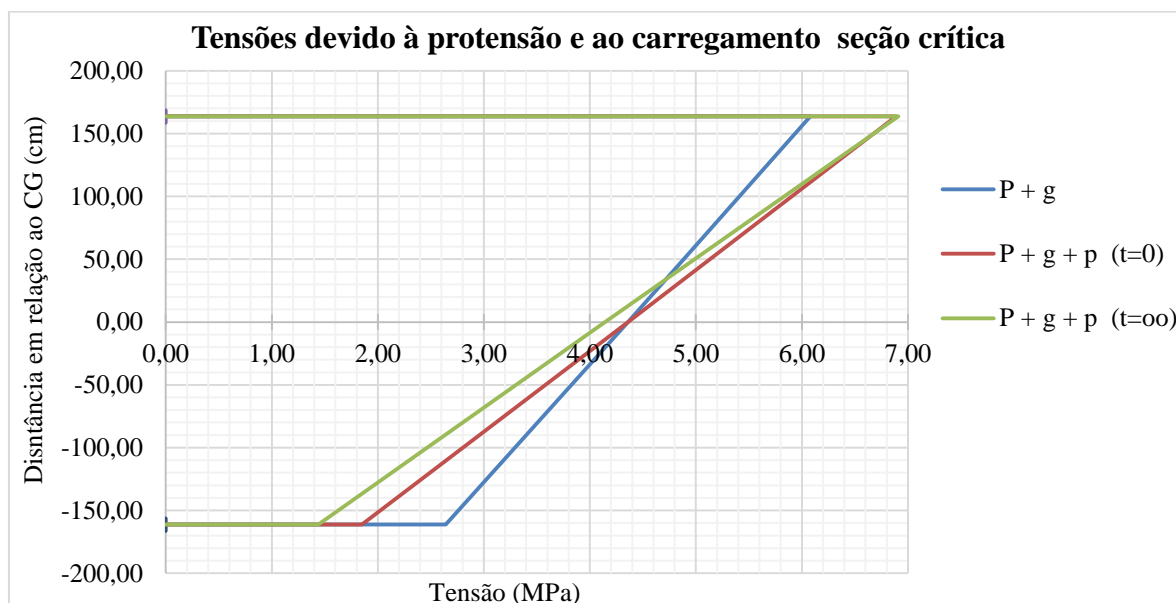


Figura A1.8 - Representação gráfica das tensões no concreto na seção crítica

A verificação da flecha do elemento foi feita pelo método dos coeficientes globais. O valor das cargas concentradas e carregamentos foi retirado do CAD/Vigas, que utiliza o processo simplificado para tanto. Desse modo, tem-se que:

- $\frac{d}{h} \approx 1,0$ ;
- $\rho = 0,0015$ ;

- $\alpha \cdot \rho \approx 0,015$ ;
- $\frac{M_{rd}}{M_{sd}} > 1,0$ ;
- $\varphi = 2,29 \rightarrow \varphi_{adotado} = 2,5$ ;
- $a_c = 3,4 \text{ mm (ftool)}$ ;

Portanto, os coeficientes globais e as flechas prováveis são:

- $k_o = 1,0$ ;
- $k_t = 3,0$ ;
- $\eta = 1,0$ ;

$$a_o = 3,9 \text{ mm}, \quad \text{para } t = 0$$

$$a_t = 1,2 \text{ cm}, \quad \text{para } t = \infty$$

Como a deformação nas vigas protendidas de cobertura provoca uma deformação nos pavimentos da edificação, foi adotado um limite da flecha mais rigoroso para esses elementos, sendo  $a_{lim} = l/600 = 2,6 \text{ cm}$ . Portanto, a flecha final provável é aceitável.

A próxima etapa do dimensionamento é a verificação do ELU quanto à flexão e ao esforço cortante. Os limites das deformações últimas do aço e do concreto foram adotados os mesmos utilizados para o concreto armado, 10‰ e 3,5 ‰. As tabelas a seguir mostram os resultados.

Tabela A1.30 - Determinação do momento resistente do aço de protensão

<b>Aço CP</b>		
$\sigma_P$	1341,22	MPa
EP	200,00	GPa
$\epsilon_{P_0}$	6,52	‰
$\epsilon_{P_i}$	10,00	‰
EP	16,52	‰
$f_{pyd}$	1485,71	MPa
FS	7,49	MN
<b>Mrd,s</b>	<b>21,60</b>	<b>MN.m</b>

Tabela A1.31 - Determinação do momento resistente do concreto

<b>Concreto</b>		
$\epsilon_c$	3,50	‰
$f_{cd}$	25,00	MPa
$b_w$	1,65	MPa
$F_c$	15,20	MN
<b><math>M_{rd,c}</math></b>	<b>43,83</b>	<b>MN.m</b>

Tabela A1.32 - Verificação da necessidade de armadura passiva

<b>Seção</b>		
$M_{sd}$	24,43	MN.m
$d$	3,10	m
$x$	0,54	m
$z$	2,89	m
$M_{rd}$	21,60	MN.m
$A_s$	22,51	cm <sup>2</sup>

Como o momento resistente foi inferior ao momento solicitante, há necessidade de armadura passiva para a garantia da segurança no ELU, contudo, a armadura necessária é inferior a armadura mínima prevista de 36,9 cm<sup>2</sup>, correspondentes a 12  $\phi$  20 mm. Portanto, adota-se a armadura mínima nesse caso. Quanto à verificação do esforço cortante:

Tabela A1.33 - Verificação do esforço cortante

<b>Esforço Cortante</b>		
$\phi_t$	12,5	mm
$\rho_{sw,min}$	0,0013	-
$s_{máx}$	38,84	cm
$V_{RI,min}$	5,19	MN
$V_c$	0,14	MN
$V_{sd,cargas}$	4,8	MN
$V_{sd}$	-6,40	MN
$s$	30,03	cm
$A_{sw}$	1 $\phi$ 12,5mm c/ 30	

Como pode ser observado na Tabela A1.33 o esforço cortante solicitante apresentou um valor negativo, isso porque o efeito favorável da protensão supera em muito o valor do esforço cortante, sendo necessária apenas armação mínima. A armação adotada foi de  $1\phi 12,5\text{mm c/ 30}$ , armação superior à mínima. Essa escolha se deve ao fato do elemento das grandes dimensões do elemento e grande diâmetro da armação passiva de flexão. Desse modo, foi escolhido um diâmetro de armadura transversal condizente com as grandezas do elemento. Por fim verificou-se o ELU no ato da protensão, de acordo com o prescrito na NBR 6118:2014.

Tabela A1.34 - Verificação do ELU no ato da protensão

Verificação do ELU no ato da Protensão			
$\beta_{cc(7)}$	0,7	-	
$f_{cm}$	43,0	MPa	
$f_{ck,7}$	21,4	MPa	
$\sigma_c$	5,0	MPa	OK!

A última verificação a ser realizada é quanto à espessura da alma na região do apoio para alocação das placas de ancoragem, bem como do esmagamento do concreto na região. Para a determinação do  $b_w$  necessário no apoio temos:

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{25}\right) \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \cdot \left(1 - \frac{35}{250}\right) \cdot \frac{35}{1,4} \cdot b_w \cdot 3,1 \quad \therefore$$

$$V_{rd2} = 18 \cdot b_w$$

Fazendo  $V_{sd} = V_{rd2}$ , temos:

$$V_{sd} = V_{rd2} \quad \rightarrow \quad 2,9 = 18 \cdot b_w \quad \therefore \quad b_{w,efet} = 16,1 \text{ cm}$$

$$b_w = b_{w,efet} + \Phi \quad \rightarrow \quad b_w = 26,1 \text{ cm} < 40 \text{ cm} \quad \therefore \text{OK!}$$

Em que  $\Phi$  é o diâmetro da bainha do cabo de protensão igual 100 mm. Contudo, o catálogo da Rudloff determina as distancias mínimas das ancoragens a serem respeitadas.

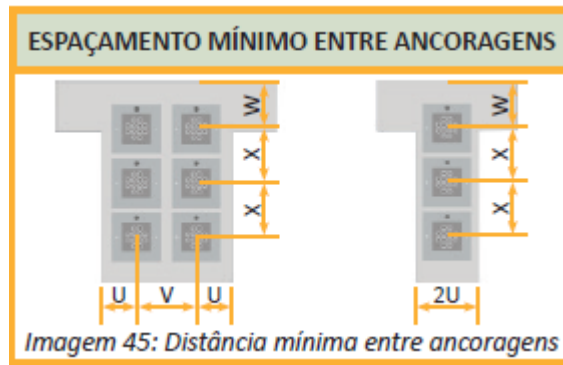


Figura A1.9 - Distância mínima entre as ancoragens e a face do elemento

NICHOS DE PROTENSÃO VERTICAIS PARA $\alpha = 10^\circ$					
NÚMERO DE CORDOALHAS DE $\varnothing 12,7$ mm	2 e 3	4 a 7	8 a 12	13 a 22	23 a 31
NÚMERO DE CORDOALHAS DE $\varnothing 15,2$ mm	2 e 3	4 a 6	7 a 9	10 a 15	16 a 22
A (cm)	27,5	27,5	37,3	47,8	55,4
B (cm)	13,1	13,1	17,5	22,3	25,9
C (cm)	14,4	14,4	19,9	25,4	29,5
D (cm)	12,8	12,8	15,3	19,0	21,6
F (cm)	6,0	6,0	8,9	11,0	12,5
G (cm)	9,2	9,2	10,7	13,0	14,4
H (cm)	0,8	0,8	1,9	2,3	2,6
$\beta$ (graus)	15°	15°	20°	20°	20°
U (cm)	12	14	18	25	27
V (cm)	16	19	27	37,5	40
W (cm)	15	18	25	25	27
X (cm)	18	19	27	37,5	40

*Imagem 43: Nicho de protensão vertical*

Figura A1.10 - Distâncias mínimas das ancoragens

Sendo assim, visando melhorar a acomodação das ancoragens e da armadura de fretagem, foi decidido o alargamento de  $b_w$  na seção do apoio para 60 cm, seguido de uma transição de espessura na taxa de 1:5. A fretagem adotada foi do tipo espiral, retirada do catálogo da Rudloff e representada na figura a seguir.

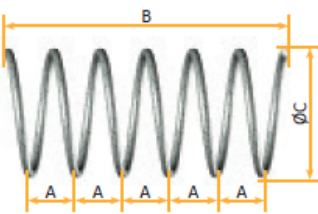
FRETAGEM TIPO "ESPIRAL"																				
																				
Imagem 50: Fretagem tipo "Espiral"																				
	5-4	5-6	5-7	5-8	5-9	5-12	5-19	5-22	5-27	5-31	6-3	6-4	6-6	6-7	6-8	6-9	6-12	6-15	6-19	6-22
A (cm)	5	5	5	5	5	5	7	7	7	7	5	5	5	5	5	5	7	7	7	7
B (cm)	25	30	30	35	35	35	42	49	56	56	25	30	30	35	35	35	49	49	49	56
Ø C (cm)	14	19	19	22	22	25	31	31	40	42	14	19	20	25	25	25	31	31	40	42
Nº DE VOLTAS	5	6	6	7	7	7	6	7	8	8	5	6	6	7	7	7	7	7	7	8
Ø BARRA (mm)	10,0	10,0	10,0	12,5	12,5	12,5	16,0	16,0	16,0	16,0	10,0	10,0	10,0	12,5	12,5	12,5	16,0	16,0	16,0	16,0
COMP. UNIT. (cm)	220	360	360	484	484	550	585	682	1006	1056	220	360	380	550	550	550	682	682	1006	1056
TIPO DE AÇO	CA-50										CA-50									

Figura A1.11 - Armação de fretagem

Por fim, é realizado o dimensionamento dos nichos de protensão. Esse dimensionamento é feito de maneira automática no site da Rudloff, a partir da indicação do número de cordoalhas por cabo e suas respectivas inclinações  $\alpha$  e  $\beta$ . Sendo assim, os nichos de protensão calculados para os cabos apresentam as seguintes dimensões:

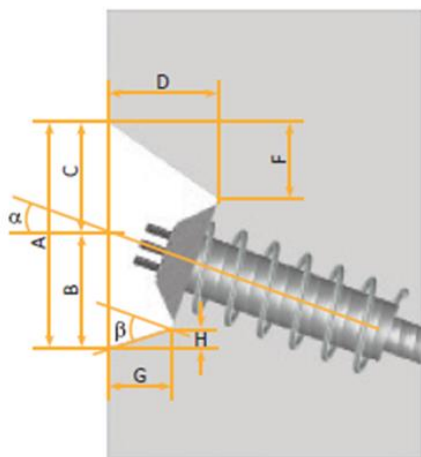


Imagem 43: Nicho de protensão vertical

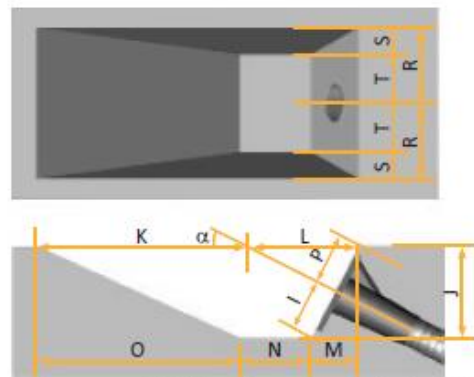


Imagem 44: Nicho de protensão horizontal

Figura A1.13 – Nicho de protensão vertical

Figura A1.12 – Nicho de protensão horizontal

Tabela A1.35 - Nichos de protensão - Cabo 1

A	48.8 cm	I	19.0 cm
B	26.6 cm	J	33.8 cm
C	22.2 cm	K	-72.6 cm
D	11.8 cm	L	-49.7 cm
F	1.2 cm	M	-12.3 cm
G	20.2 cm	N	-17.0 cm
H	13.6 cm	O	-92.9 cm
$\beta$	20°	P	17.0 cm
U	25.0 cm	R	24.5 cm
V	37.5 cm	S	2.5 cm
W	25.0 cm	T	22.0 cm
X	37.5 cm		

Tabela A1.36 - Nichos de pretensão - Cabo 2

A	48.0 cm	I	19.0 cm
B	25.7 cm	J	33.8 cm
C	22.3 cm	K	-72.6 cm
D	12.7 cm	L	-49.7 cm
F	2.0 cm	M	-12.3 cm
G	19.3 cm	N	-17.0 cm
H	11.6 cm	O	-92.9 cm
$\beta$	20°	P	17.0 cm
U	25.0 cm	R	24.5 cm
V	37.5 cm	S	2.5 cm
W	25.0 cm	T	22.0 cm
X	37.5 cm		



*Tabela A1.37 - Nichos de protensão - Cabo 3*

A	47.2 cm	I	19.0 cm
B	24.6 cm	J	33.8 cm
C	22.5 cm	K	-72.6 cm
D	13.9 cm	L	-49.7 cm
F	3.2 cm	M	-12.3 cm
G	18.1 cm	N	-17.0 cm
H	9.2 cm	O	-92.9 cm
$\beta$	20 °	P	17.0 cm
U	25.0 cm	R	24.5 cm
V	37.5 cm	S	2.5 cm
W	25.0 cm	T	22.0 cm
X	37.5 cm		

## A2 DIMENSIONAMENTO DETALHADO DE T2

A área bruta de concreto adotada corresponde à seção 45x45 cm escolhida no Projeto Final 1, sendo assim:

*Tabela A2.1 - Áreas estimadas*

$A_c$	0,2025	m <sup>2</sup>
$A_p$	0,0011	m <sup>2</sup>
$A_n$	0,2014	m <sup>2</sup>
$A_t$	0,2078	m <sup>2</sup>

*Tabela A2.2 - Forças axiais*

$N_d$	-0,84	MN
$P_i$	1,4	MN
$P_\infty$	1,22	MN

*Tabela A2.3 - Dados do AP*

$E_p$	200000,00	MPa
$E_{cs}$	34961,87	MPa
$\alpha_p$	5,72	-
$\sigma_{P_0}$	1140,00	MPa
$\sigma_{P_\infty}$	1026,00	MPa
$f_{ptk}$	1900	MPa

O valor de  $\sigma_{P_0}$  foi escolhido como 60% do valor de  $f_{ptk}$  visando minimizar as perdas por relaxação. O valor de  $\sigma_{P_\infty}$  foi obtido a partir da escolha de coeficiente de perdas final  $\eta_\infty = 0,85$ .

*Tabela A2.4 - Critérios de projeto*

$\sigma_1$	15,23	MPa
$\sigma'_2$	17,50	MPa
$N_u$	-2,25	MN
$\Delta l$	-0,02	m
$m_{cr}$	1,5	-
$m_{dec}$	1,2	-

Com isso, são determinadas as condições de dimensionamento.

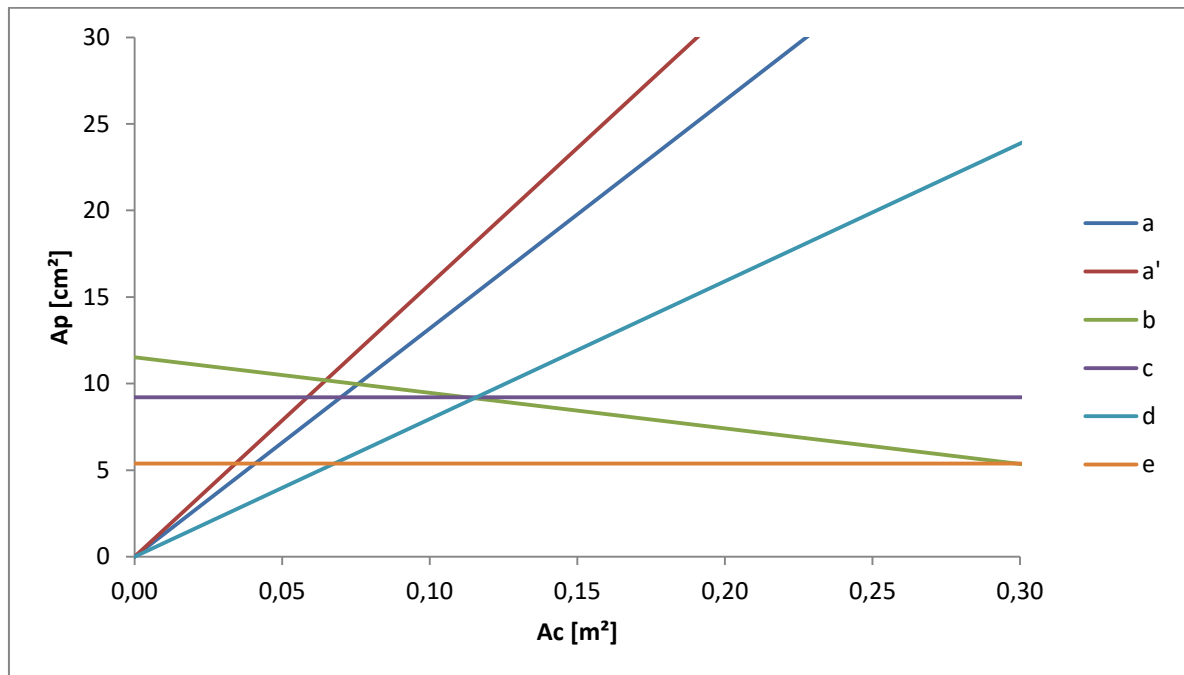


Figura A2.1 - Representação geométrica dos critérios de dimensionamento e domínio de soluções

A análise da Figura A2.1 revela que a solução de mínima protensão se dá no encontro da reta *a* e da reta *c* com  $A_{p,min} = 9,21 \text{ cm}^2$  e  $A_{c,min} = 0,087 \text{ m}^2$ . Contudo, com uma área da seção transversal de concreto de  $0,087 \text{ m}^2$ , a seção não apresentou resistência suficiente para a análise à flexão que será apresentada mais a frente. Portanto, as seções adotadas permaneceram de  $45 \times 45 \text{ cm}$ , com uma área de concreto  $A_c = 0,2025 \text{ m}^2$ .

Tabela A2.5 - Critérios de dimensionamento

$A_c \text{ [m}^2\text{]}$	Critério max. Compressão (a)		Critério fissuração (b)	Critério descompressão (c)	Critério de mínima protensão (d)	Critério carga última (e)
	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$	$A_p \text{ [cm}^2\text{]}$
0,2025	27	32	7,36	9,21	16,11	5,38

Sendo assim, a solução para  $A_c = 0,2025 \text{ m}^2$  (45x45 cm) foi de e  $A_{p,min} = 16,11 \text{ cm}^2$ . Para essa área de aço foi adotado 1 cabo de 8 cordoalhas de 15,2 mm, sendo a área de aço final  $A_p = 11 \text{ cm}^2$ .

Em seguida foram determinadas as perdas de protensão do cabo. A tabela a seguir resume as perdas imediatas de protensão.

Tabela A2.6 - Parâmetros iniciais

Pi	1400,0	kN
$\mu$	0,5	-
k	0,005	m-1
a	3,174	m

Tabela A2.7 - Perdas imediatas de protensão de T2 em kN

<b>Cabo</b>					
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)
0	0,00	0,00	1400	1356	1356
0,5	0,00	0,00	1397	1359	1359
1	0,00	0,00	1393	1363	1363
1,5	0,00	0,00	1390	1366	1366
2	0,00	0,00	1386	1370	1370
2,5	0,00	0,00	1383	1373	1373
3	0,00	0,00	1379	1377	1377
3,174	0,00	0,00	1378	1378	1378
3,5	0,00	0,00	1376	1376	1376
4	0,00	0,00	1372	1372	1372
4,5	0,00	0,00	1369	1369	1369
5	0,00	0,00	1365	1365	1365
5,5	0,00	0,00	1362	1362	1362
6	0,00	0,00	1359	1359	1359
6,5	0,00	0,00	1355	1355	1355
7	0,00	0,00	1352	1352	1352
7,5	0,00	0,00	1348	1348	1348
8	0,00	0,00	1345	1345	1345
8,5	0,00	0,00	1342	1342	1342
9	0,00	0,00	1338	1338	1338
9,5	0,00	0,00	1335	1335	1335
10	0,00	0,00	1332	1332	1332
10,5	0,00	0,00	1328	1328	1328
11	0,00	0,00	1325	1325	1325
11,5	0,00	0,00	1322	1322	1322
12	0,00	0,00	1318	1318	1318

12,5	0,00	0,00	1315	1315	1315
13	0,00	0,00	1312	1312	1312
13,5	0,00	0,00	1309	1309	1309
14	0,00	0,00	1305	1305	1305
14,5	0,00	0,00	1302	1302	1302
15	0,00	0,00	1299	1299	1299
15,5	0,00	0,00	1296	1296	1296
16	0,00	0,00	1292	1292	1292
16,5	0,00	0,00	1289	1289	1289
17	0,00	0,00	1286	1286	1286
17,5	0,00	0,00	1283	1283	1283
18	0,00	0,00	1280	1280	1280
18,5	0,00	0,00	1276	1276	1276
19	0,00	0,00	1273	1273	1273
19,5	0,00	0,00	1270	1270	1270

Em seguidas são foram determinadas as perdas diferidas.

*Tabela A2.8 – Dados gerais*

<b>Parâmetros Gerais</b>		
fck	35	MPa
fcm	43,0	MPa
Eci,28	35,0	GPa
$\alpha_i$	0,9	-
ECS	31,4	-
$\chi$	0,8	-
EP	200,0	GPa
$\alpha_p$	5,7	-
RH	59,1	%
Ac	2,03E+05	mm <sup>2</sup>
h <sub>fic</sub>	225,0	mm
T	20,6	°C
$\Delta t_i$	7,0	dias
t <sub>o</sub> (fluência)	28,0	°dia
t <sub>s</sub> (retração)	4,0	°dia

*Tabela A2.9 - Parâmetros para determinação do coeficiente de fluência*

<b>Coeficiente de fluência</b>		
t <sub>o,T</sub>	7,18	dias
t <sub>o,adj</sub>	10,10	dias
$\beta_{bc}(fcm)$	0,13	-
$\beta_{dc}(fcm)$	2,13	-
$\beta_{RH}$	0,67	-

$\alpha_{fcm}$	0,90	-
$\beta_H$	563,05	-
$\gamma(t_0)$	0,29	-
$\beta_{dc}(t_0)$	0,63	

Tabela A2.10 - Coeficiente de fluência

t [dias]	$\beta_{bc}(t,t_0)$	$\varphi_{bc}(t,t_0)$	$\beta_{dc}(t,t_0)$	$\varphi_{dc}(t,t_0)$	$\varphi(t,t_0)$
28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25550	12,35	1,60	0,99	0,90	2,50

Tabela A2.11 - Parâmetros para a determinação da deformação por retração

Retração		
$\alpha_{bs}$	800,00	-
$\alpha_{ds1}$	3,00	-
$\alpha_{ds2}$	0,01	-
$\beta_{S1}$	0,90	-
$\varepsilon_{cbs_0}(f_{cm})$	-0,0001	-
$\varepsilon_{cds_0}(f_{cm})$	0,0003	-
$\beta_{RH}$	-1,23	-

Tabela A2.12 - Deformação por retração

t [dias]	$\beta_{bs}(t)$	$\beta_{ds}(t-t_s)$	$\varepsilon_{cbs}(t)$	$\varepsilon_{cds}(t,t_s)$	$\varepsilon_{cs}(t,t_s)$
28	0,65	0,12	-5,88E-05	-4,47E-05	-1,04E-04
25550	1,00	0,97	-9,01E-05	-3,74E-04	-4,64E-04

Tabela A2.13 - Parâmetros para determinação da relaxação do aço de protensão

Relaxação		
$f_{ptk}$ (MPa)	1898,57	-
$\sigma_{Po}$ (MPa)	1190,87	-
$\sigma_{Po}/f_{ptk}$	0,63	-
$\rho_{1000}$	2,50	%
$\rho_{100}$	1,63	%
k	0,19	-

Tabela A2.14 - Relaxação do aço de protensão

t [horas]	$\rho t$	
672	2,32	%
613200	8,31	%

Tabela A2.15 - Perdas diferidas

Perdas Diferidas		
$\Delta\sigma P(28)$	6,70	MPa
$\Delta\sigma P(\infty)$	41,73	MPa
$\eta_0$	0,91	-
$\eta_\infty$	0,87	-

Desse modo, as perdas totais de protensão são resumidas na tabela a seguir. A representação gráfica das perdas é representada na Figura A2.2.

Tabela A2.16 - Perdas finais de protensão de T2

Cabo							
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)	P28 (x)	P $\infty$ (x)
0	0,00	0,00	1400	1356	1356	1348	1309
0,5	0,00	0,00	1397	1359	1359	1352	1313
1	0,00	0,00	1393	1363	1363	1355	1316
1,5	0,00	0,00	1390	1366	1366	1359	1320
2	0,00	0,00	1386	1370	1370	1362	1323
2,5	0,00	0,00	1383	1373	1373	1366	1327
3	0,00	0,00	1379	1377	1377	1369	1330
3,174	0,00	0,00	1378	1378	1378	1370	1331
3,5	0,00	0,00	1376	1376	1376	1368	1329
4	0,00	0,00	1372	1372	1372	1365	1326
4,5	0,00	0,00	1369	1369	1369	1361	1322
5	0,00	0,00	1365	1365	1365	1358	1319
5,5	0,00	0,00	1362	1362	1362	1355	1315
6	0,00	0,00	1359	1359	1359	1351	1312
6,5	0,00	0,00	1355	1355	1355	1348	1308
7	0,00	0,00	1352	1352	1352	1344	1305
7,5	0,00	0,00	1348	1348	1348	1341	1302
8	0,00	0,00	1345	1345	1345	1338	1298
8,5	0,00	0,00	1342	1342	1342	1334	1295
9	0,00	0,00	1338	1338	1338	1331	1292
9,5	0,00	0,00	1335	1335	1335	1328	1288

10	0,00	0,00	1332	1332	1332	1324	1285
10,5	0,00	0,00	1328	1328	1328	1321	1282
11	0,00	0,00	1325	1325	1325	1318	1278
11,5	0,00	0,00	1322	1322	1322	1314	1275
12	0,00	0,00	1318	1318	1318	1311	1272
12,5	0,00	0,00	1315	1315	1315	1308	1268
13	0,00	0,00	1312	1312	1312	1304	1265
13,5	0,00	0,00	1309	1309	1309	1301	1262
14	0,00	0,00	1305	1305	1305	1298	1259
14,5	0,00	0,00	1302	1302	1302	1295	1255
15	0,00	0,00	1299	1299	1299	1291	1252
15,5	0,00	0,00	1296	1296	1296	1288	1249
16	0,00	0,00	1292	1292	1292	1285	1246
16,5	0,00	0,00	1289	1289	1289	1282	1242
17	0,00	0,00	1286	1286	1286	1278	1239
17,5	0,00	0,00	1283	1283	1283	1275	1236
18	0,00	0,00	1280	1280	1280	1272	1233
18,5	0,00	0,00	1276	1276	1276	1269	1230
19	0,00	0,00	1273	1273	1273	1266	1226
19,5	0,00	0,00	1270	1270	1270	1262	1223

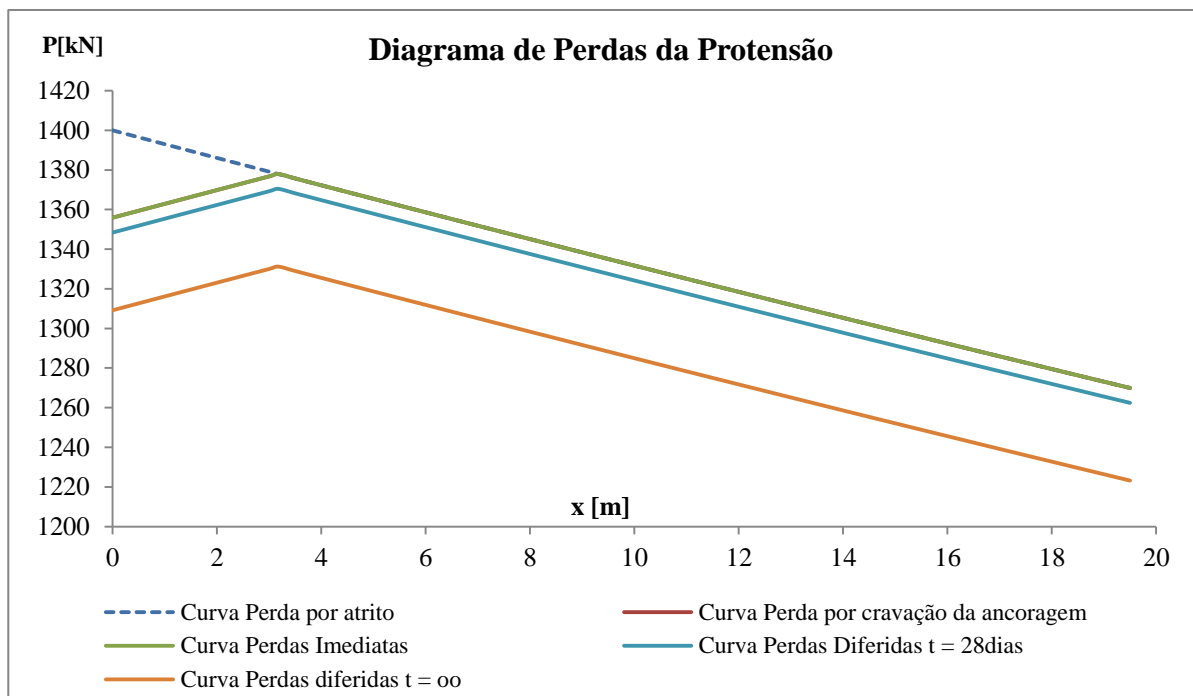


Figura A2.2 - Curvas de perda de protensão



Com a determinação das perdas de protensão é possível determinar as forças finais de protensão, bem como as tensões no concreto e no aço de protensão.

*Tabela A2.17 – Forças definitivas de protensão*

<b>Forças finais</b>		
P <sub>i</sub>	1,5	MN
P <sub>o</sub>	1,36	MN
P <sub>∞</sub>	1,31	MN

*Tabela A2.18 – Tensões no aço de protensão*

σ <sub>P<sub>i</sub></sub>	1334,62	MPa
σ <sub>P<sub>o</sub></sub>	1210,64	MPa
σ <sub>P<sub>∞</sub></sub>	1168,90	MPa

*Tabela A2.19 – Tensões no concreto*

Verificação das tensões (x = 0 – Lance 9)		
σ <sub>ci</sub> (apenas protensão)	7,42	MPa
σ <sub>c∞</sub> (protensão + cargas)	2,46	MPa

A próxima etapa consiste no dimensionamento de T2 no ELU quanto aos momentos fletores atuantes. Como já discutido, o dimensionamento é realizado a partir de analogia do elemento como um pilar de concreto armado. Para o dimensionamento à flexão na ruptura foram utilizados dois *softwares* auxiliares: a planilha eletrônica desenvolvida por Resende (2012) usado na determinação da taxa de aço necessária e o *software* PCalc 1.4 para geração dos diagramas de iteração dos esforços. Os valores dos momentos fletores de cálculo foram obtidos a partir do relatório de montagem de carregamentos do CAD/Pilar. O esforço axial de cálculo foi obtido a partir da tensão final do elemento. Foi verificado que a tensão de compressão teve efeito favorável ao combate aos momentos fletores, enquanto a tração

causada pelo carregamento teve efeito desfavorável. Desse modo, o efeito da protensão foi minorado e efeito da tração majorado na determinação da força axial resultante no elemento.

Essa força foi determinada por:

$$N_d = A_c \cdot \left[ \frac{\gamma_f \cdot A_p \cdot \sigma_{p\infty}}{A_n} - \frac{N \cdot \gamma_f}{A_t} \right] \quad (A2.1)$$

A Tabela 11.1 da NBR 6118:2014 determina os valores do coeficiente de ponderação  $\gamma_f$  das ações no ELU. No caso de protensão com efeito favorável  $\gamma_f$  assume o valor 0,9, enquanto no caso de ações permanentes e variáveis desfavoráveis  $\gamma_f$  assume o valor de 1,4. Desse modo foram determinados os esforços axiais de cálculo para o dimensionamento dos tirantes à flexão. Portanto, o esforço axial de T2 é  $N_d = 38,7$  kN.

Os dados retirados do relatório geral do CAD/Pilar fornecem os momentos fletores de cálculo. A figura a seguir mostra o trecho do relatório com os esforços de cálculo determinados pelo *software* para T2 no lance mais crítico.

PILAR:T2														Esforço de Cálculo do Dimensionamento			
num. 18																	
LANCE	B (cm)	H (cm)	ROS	SEL	BITL	BITE	Nb	NbH	NbB	AS (cm)	RO	ASnec	LBDALM	LAMBDA	FNd (kN)	Mxd (kN,cm)	Myd (kN,cm)
Cobertura																2317.	-519.
L. 9	45.0	45.0	3.4	14	25.0	8.0	14	4	3	68.72	3.4	61.21	35.0	28.5	-1167.		
** AVISO ** PILAR COM FORÇA NORMAL DE TRACÇÃO **																	
VALORES CÁLCULOS DEFINIDOS ARQUIVO CRITÉRIOS - 28/10/17 - 14:07:32 Sub-projeto: 0018.SUBD																	
Cobrimto[cm]	fck[MPa]	GamaAço	GamaConcreto	AsMax[%]	AsMin[%]	GmapN	GmapM	GmavN	GmavM								
3.5	35.0	1.15	1.40	8.00	0.40	1.40	1.40	1.40	1.40								
TipoAço	ClasseAço	ExcMin	ExcMax	K12	K37												
50	A	2.0	15.0	1	1												

Figura A2.3 - Esforços de cálculo determinados pelo CAD/Pilar

Portanto, os momentos fletores de cálculo são  $M_{xd} = 23,17$  kN.m e  $M_{yd} = -5,19$  kN.m. (A força axial  $N_d$  foi o esforço de tração utilizado para o cálculo da protensão de T2). Sendo assim, os esforços foram inseridos na planilha eletrônica de Vieira (2012), obtendo-se a taxa de armadura necessária.

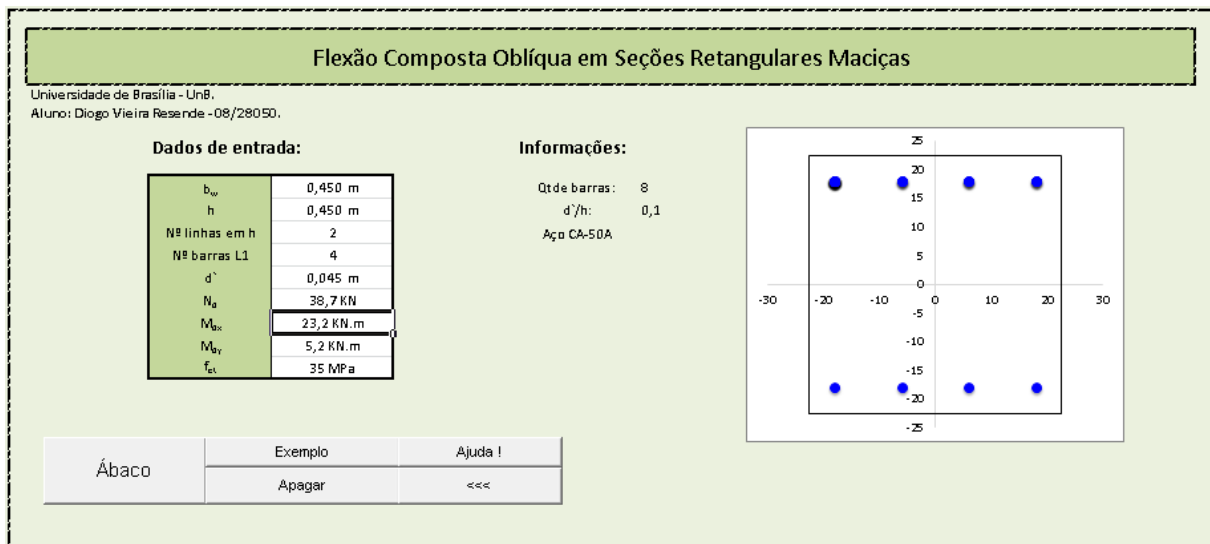


Figura A2.4 - Dados de entrada

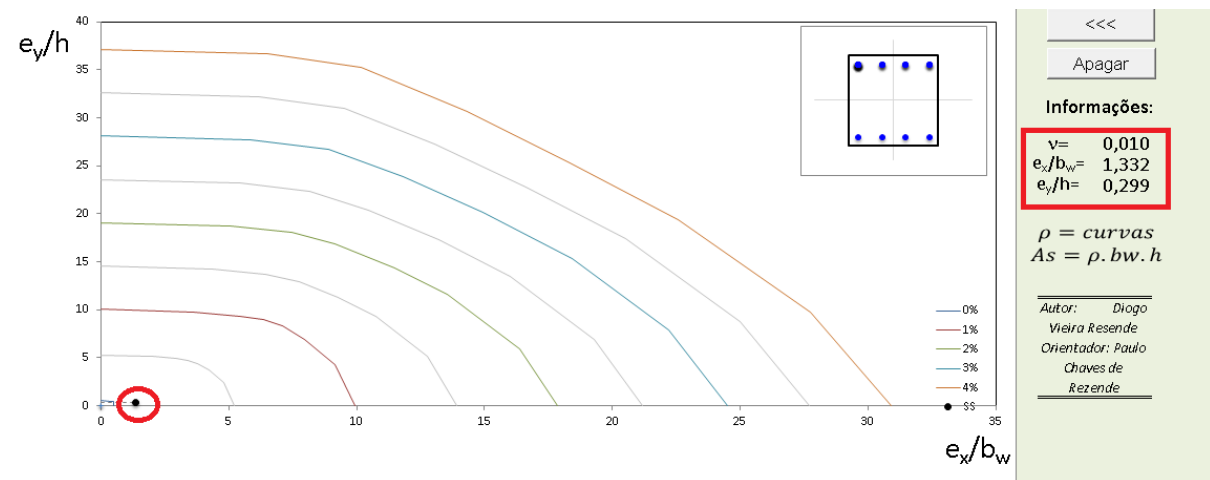


Figura A2.5 - Curvas de taxas de armação

De acordo com as curvas geradas, representada na Figura 5.26, não há necessidade de armação, sendo adotada, portanto, armação mínima. A armadura mínima longitudinal para pilares de concreto armado é definida na NBR 6118:2014 em seu item 17.3.5.3.1 pela expressão:

$$A_{s,\min} = \left( \frac{0,15 \cdot N_d}{f_{yd}} \right) \geq 0,004 \cdot A_c \quad (\text{A2.2})$$

A armadura mínima de T2 encontrada foi de 8,1 cm<sup>2</sup>. Foram adotados 8  $\phi$  12,5 mm distribuídos simetricamente em duas linhas de armação de 4 barras em duas faces. Em

seguida foi utilizado o PCalc 1.4 para verificação da resistência da seção. As Figuras a seguir mostram os resultados.

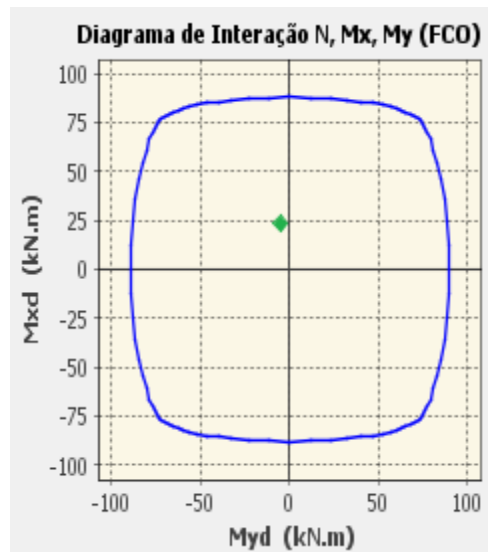


Figura A2.6 - Diagrama de interação dos esforços de T2

Esforços				
Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-26.8	23.2	-5.2	3.75
2	0	0	0	Ok!

Figura A2.7 – Resultados

O dimensionamento das armaduras passivas longitudinais foi feito para ruptura, sendo considerados os devidos coeficientes de segurança no cálculo. Contudo, uma análise das tensões no concreto para as cargas em serviço demonstram um comportamento mais real do elemento. Essa análise pode comprovar ou não a validade da solução adotada para o dimensionamento dos tirantes à flexão. A tensão crítica em uma seção quadrada de um tirante protendido sujeito à momentos fletores  $M_x$  e  $M_y$  pode ser representada pela expressão:

$$\sigma_{crítico} = \frac{N_k}{h^2} - \frac{6.M_{xk}}{h^3} - \frac{6.M_{yk}}{h^3} \quad (A2.3)$$

Com  $N_d$  definido pela equação (A2.1) e  $\gamma_f = 1,0$ . Para T2, tem-se:

$$\sigma_{cr\sim itico} = \frac{497,83}{0,45^2} - \frac{2,6}{0,45^3} \cdot (19,14 + 3,71) \rightarrow \sigma_{cr\sim itico} \cong 0,77 \text{ MPa}$$

Ou seja, para cargas de serviço, T2 não apresenta tensões de tração. Desse modo, a abordagem utilizada quanto ao dimensionamento dos tirantes se mostrou válida, ratificando a ideia inicial de que os momentos fletores não seriam significativos. Assim se encerra o dimensionamento de T2, com o mesmo procedimento sendo adotado para os demais tirantes.

### A3 DIMENSIONAMENTO DE VP3≡VP4≡VP5

As vigas VP3, VP4 e VP5 são semelhantes por simetria da estrutura e, como já comentado, após a consideração de envoltória de esforços das três vigas, o dimensionamento passou a ser o mesmo para todas. As vigas são bi apoiadas com um pequeno balanço em suas extremidades. Desse modo, foi necessário o dimensionamento de dois trechos: trecho do balanço e o tramo central. Como foi adotada protensão corrida, o trecho mais solicitado regeu o dimensionamento. No caso das vigas analisadas nesse Apêndice, o tramo central regeu o dimensionamento. Portanto, são apresentados os resultados considerando a força de protensão necessária para combater os esforços desse trecho.

Tabela A3.1 – Dados da viga - trecho do balanço

l (m)	1,90
v' (cm)	96,00
v (cm)	-109,00
Área (m <sup>2</sup> )	1,09
Yg (cm)	109,00
Ix (m <sup>4</sup> )	0,56
W'x (m <sup>3</sup> )	0,585417
Wx (m <sup>3</sup> )	-0,515596
ix (m)	0,718050
ρ	0,492733

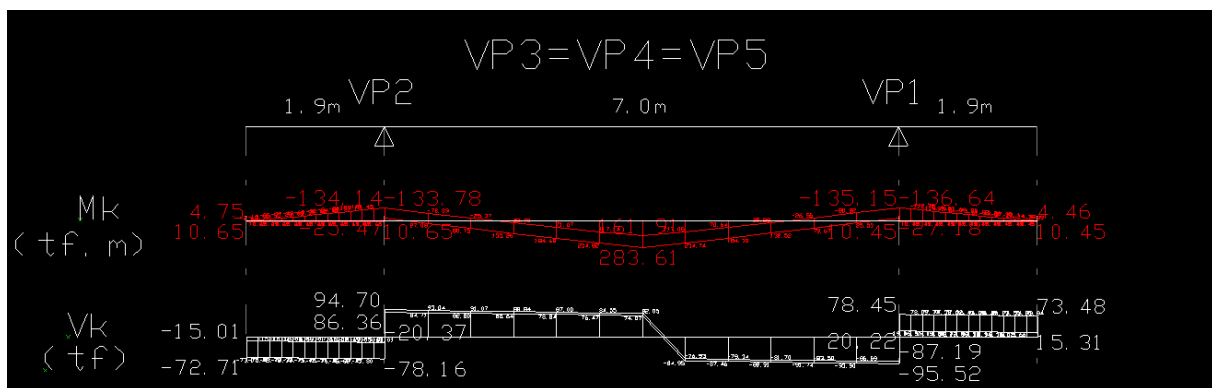


Figura A3.1- Esforços gerados pelo CAD/Vigas

Tabela A3.2 - Esforços de cálculo\*

$M_g$ (kN.m)	1470,00
$\sigma_{bg}'$ (MPa)	2,51
$\sigma_{bg}$ (MPa)	-2,85
$M_{g+p}$ (kN.m)	1670,00
$\sigma_{g+p}'$ (MPa)	2,85
$\sigma_{g+p}$ (MPa)	-3,24

\* Os esforços utilizados foram os maiores dentre os gerados pela Grelha-TQS e/ou pelo Pórtico-TQS, que os transfere para o CAD/Vigas.

Tabela A3.3 - Dados gerais

$f_{ck,28}$ (MPa)	35,0
Dia da Protensão	7
$f_{ck,7}$ (MPa)	27,3
$\sigma_{I'}$ (MPa)	0,00
$\sigma_1$ (MPa)	19,08
$\sigma_{2'}$ (MPa)	17,50
$\sigma_2$ (MPa)	0,00
$\eta_{\infty}$	0,95
$\eta_0$	0,97
$e_{o,lim}$ (m)	-0,9400

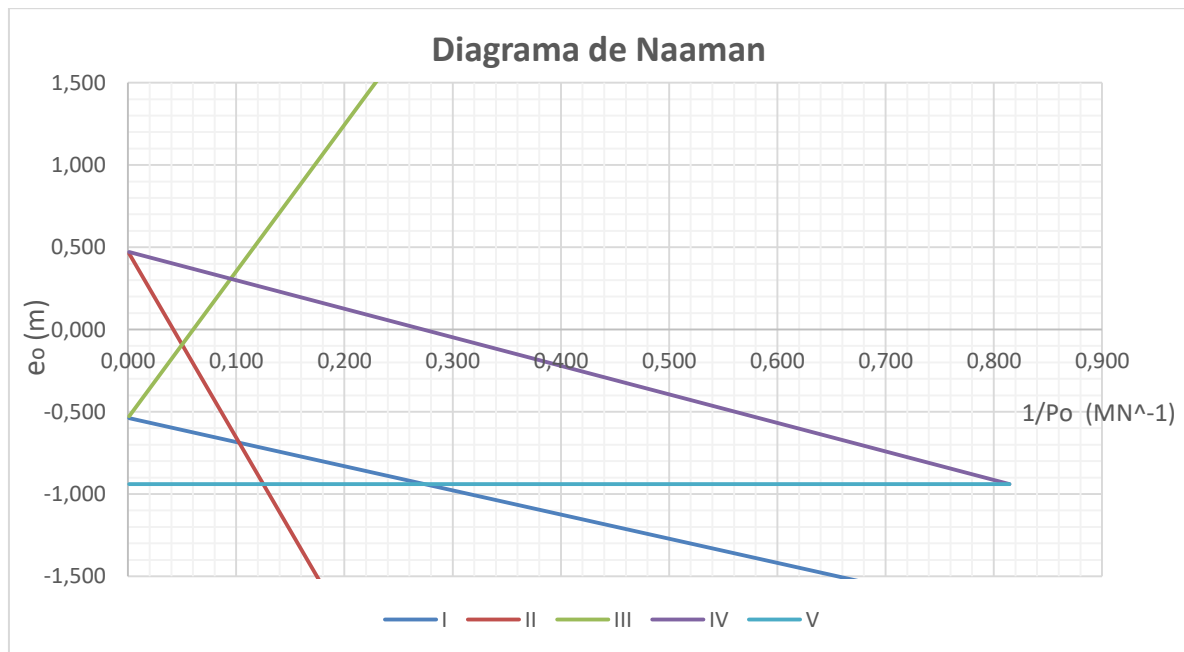


Figura A3.2 - Diagrama de Naaman - trecho balanço

Tabela A3.4 - Protensão mínima – trecho do balanço

1/Po (1/MN)	Po (kN)
0,808	1237,6

Tabela A3.5 - Determinação de Ap – trecho do balanço

CP190 Ø15,2 RB	
Po,min (kN)	1237,6
A,cord (mm <sup>2</sup> )	140
P <sub>ptk</sub> (kN)	265,8
P <sub>pyk</sub> (kN)	239,2
Relaxação	RB
P''i (kN)	196,1
P''o (kN)	190,9
P''∞ (kN)	182,3
no.Cord.nec	1,8
no. Cord. adot	15 (1 cabo)

Tabela A3.6 - Forças de protensão - trecho do balanço

Pi (kN)	2942
Po (kN)	2864
P∞ (kN)	2832

Tabela A3.7 - Determinação do fuso de passagem - trecho balanço

X (m)	Mg (kN.m)	Mg+p (kN.m)	Fuso de Passagem		Viga		
			Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. geom. (m)
0,00	0,0	0,0	0,473	-0,537	0,960	-1,090	0,940
0,38	-294,0	-334,0	0,622	-0,409	0,960	-1,090	0,940
0,76	-588,0	-668,0	0,770	-0,280	0,960	-1,090	0,940
1,14	-882,0	-1002,0	0,919	-0,152	0,960	-1,090	0,940
1,52	-1176,0	-1336,0	0,940	-0,024	0,960	-1,090	0,940
1,90	-1470,0	-1670,0	0,940	0,105	0,960	-1,090	0,940



Tabela A3.8 - Elevações do cabo de protensão - trecho do balanço

X (m)	e <sub>o</sub> (m)	Saída (°)
0,00	0,0256	-1,176
0,38	0,1204	-0,927
0,76	0,2168	-0,679
1,14	0,3148	-0,431
1,52	0,4145	-0,183
1,70	0,4623	-0,065
1,80	0,4750	0,000
1,90	0,4500	0,065

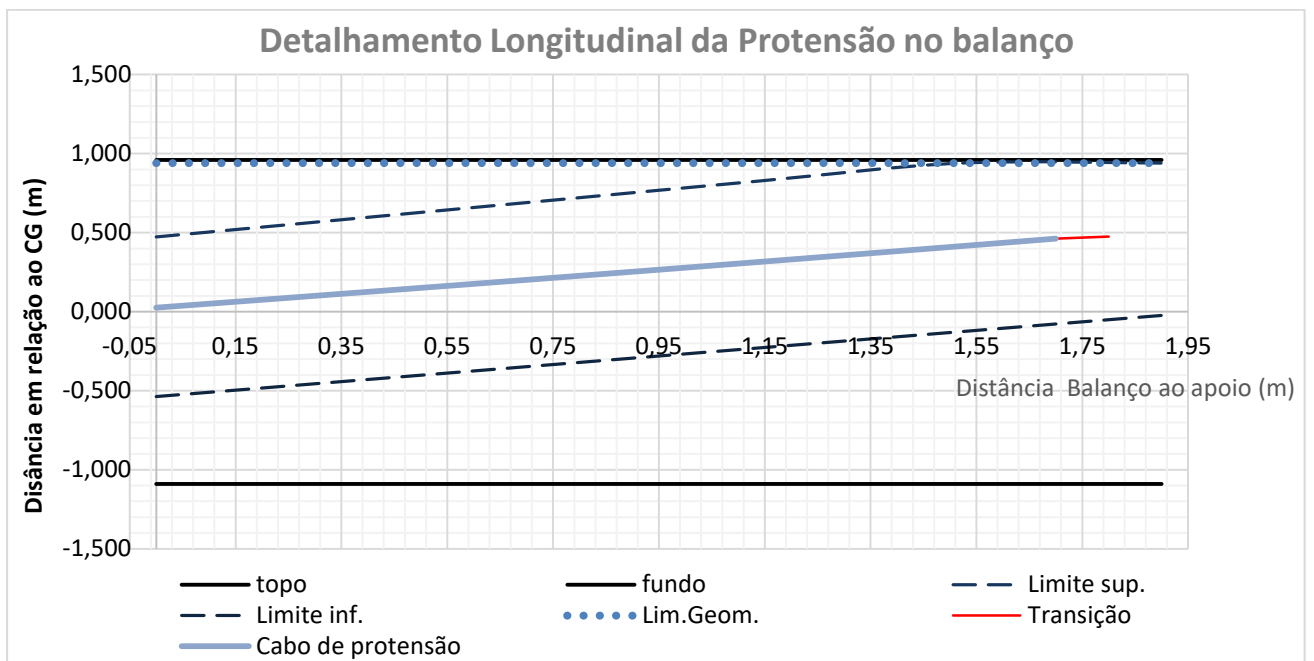


Figura A3.3 - Traçado do cabo de protensão - trecho balanço

➤ **Seção do tramo central**

Tabela A3.9 - Dados da viga - trecho tramo central

l (m)	7,10
v' (cm)	96,00
v (cm)	-109,00
Área (m <sup>2</sup> )	1,09
Yg (cm)	109,00
Ix (m <sup>4</sup> )	0,56
W'x (m <sup>3</sup> )	0,585417
Wx (m <sup>3</sup> )	-0,515596
ix (m)	0,718050
ρ	0,492733
Mg (kN.m)	2376,00
σg' (MPa)	4,06
σg (MPa)	-4,61
Mg+p (kN.m)	2835,00
σg+p' (MPa)	4,84
σg+p (MPa)	-5,50

Tabela A3.10 - Dados gerais

fck,28 (MPa)	35,0
Dia da Protensão	7
fck,7 (MPa)	27,3
σ1' (MPa)	0,00
σ1 (MPa)	19,08
σ2' (MPa)	17,50
σ2 (MPa)	0,00
η∞	0,86
ηo	0,88
εo,lim (m)	-0,9400

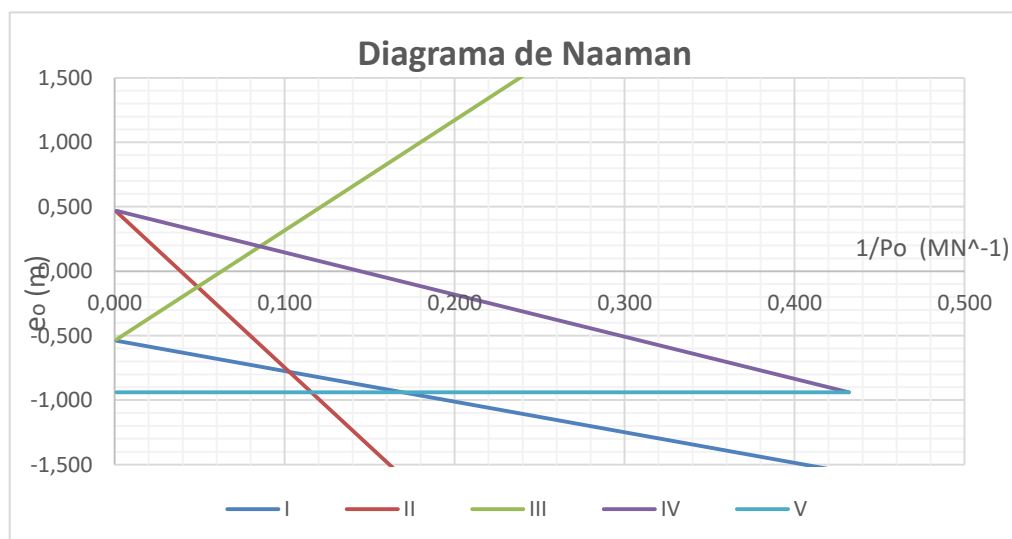


Figura A3.4 - Diagrama de Naaman - trecho tramo central

Tabela A3.11 - Protensão mínima - trecho do tramo central

1/Po (1/MN)	Po (kN)
0,432	2314,9

Tabela A3.12 - Determinação de Ap – trecho do tramo central

CP190 Ø15,2 RB	
Po,min (kN)	2314,9
A,cord (mm <sup>2</sup> )	140
Pptk (kN)	265,8
Ppyk (kN)	239,2
Relaxação	RB
P"i (kN)	196,1
P"o (kN)	173,2
P"∞ (kN)	149,6
no. Cord.	13,4
no. Cord.	15

Tabela A3.13 - Forças finais de protensão – trecho do tramo central

Pi (kN)	2864
Po (kN)	2514
P∞ (kN)	2550

Tabela A3.14 - Determinação do fuso de passagem - trecho do tramo central

X (m)	Mg (kN.m)	Mg+p (kN.m)	Fuso de Passagem		Viga		Lim. geom. (m)
			Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	
0,00	-1470,0	-1670,0	0,960	0,048	0,960	-1,090	-0,940
0,71	-700,8	-769,0	0,775	-0,258	0,960	-1,090	-0,940
1,42	68,4	132,0	0,421	-0,564	0,960	-1,090	-0,940
2,13	837,6	1033,0	0,068	-0,870	0,960	-1,090	-0,940
2,84	1606,9	1934,0	-0,285	-0,940	0,960	-1,090	-0,940
3,55	2376,1	2835,0	-0,639	-0,940	0,960	-1,090	-0,940

Tabela A3.15 - Elevações do cabo de protensão - trecho tramo central

X (m)	e <sub>o</sub> (m)	Saída (°)
0,00	0,4500	-29,547
0,71	-0,0071	-23,033
1,42	-0,3636	-15,824
2,13	-0,6195	-8,066
2,84	-0,7748	0,000
3,55	-0,8295	0,000

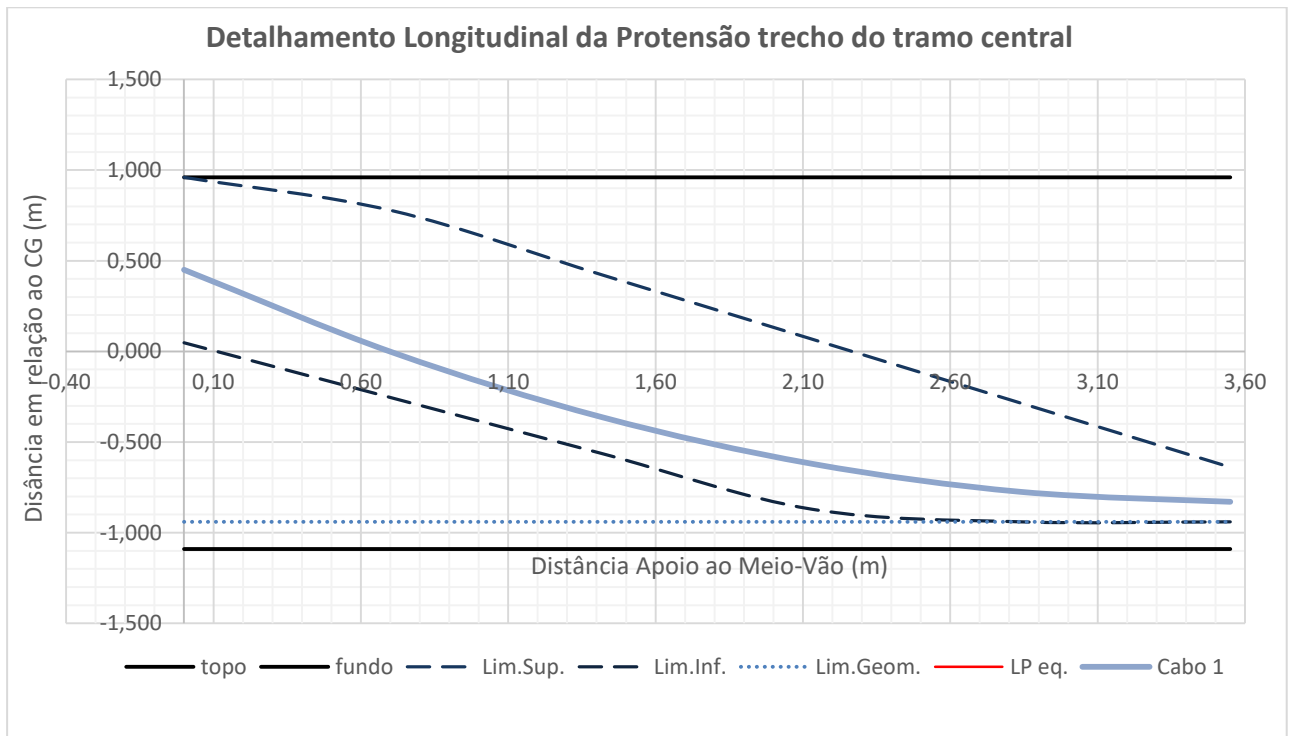


Figura A3.5 - Traçado do cabo de protensão - trecho tramo central

Tabela A3.16 - Elevação do cabo de protensão

X (m)	Mg (kN.m)	Mg+p (kN.m)	Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. Sup. (m)	Lim. Inf. (m)	Lim. geom. (m)	eo(x) [m]
0,00	0,0	0,0	0,473	-0,537	0,960	-1,090	-0,940	0,0256
0,38	-294,0	-334,0	0,604	-0,420	0,960	-1,090	-0,940	0,1204
0,76	-588,0	-668,0	0,735	-0,303	0,960	-1,090	-0,940	0,2168
1,14	-882,0	-1002,0	0,866	-0,186	0,960	-1,090	-0,940	0,3148
1,52	-1176,0	-1336,0	0,997	-0,069	0,960	-1,090	-0,940	0,4145
1,90	-1470,0	-1670,0	1,128	0,048	0,960	-1,090	-0,940	0,4500
2,61	-700,8	-769,0	0,775	-0,258	0,960	-1,090	-0,940	-0,0071
3,32	68,4	132,0	0,421	-0,564	0,960	-1,090	-0,940	-0,3636
4,03	837,6	1033,0	0,068	-0,870	0,960	-1,090	-0,940	-0,6195
4,74	1606,9	1934,0	-0,285	-1,176	0,960	-1,090	-0,940	-0,7748
5,45	2376,1	2835,0	-0,639	-1,482	0,960	-1,090	-0,940	-0,8295

➤ **Perdas de protensão**

Tabela A3.17 - Perdas de protensão

Cabo 1							
x	$\alpha$ [rad]	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)	P28 (x)	P $\infty$ (x)
0,00	-0,02	0,00	2942	2840	2840	2829	2808
0,50	-0,01	0,01	2936	2846	2846	2835	2815
1,00	-0,01	0,01	2930	2853	2853	2842	2821
1,50	0,00	0,02	2923	2859	2859	2848	2827
1,80	0,00	0,02	2920	2863	2863	2852	2831
1,90	0,00	0,02	2918	2864	2864	2853	2832
2,00	-0,60	0,01	2856	2697	2697	2686	2665
2,10	-0,59	0,03	2847	2705	2705	2694	2673
2,20	-0,58	0,04	2839	2714	2714	2703	2682
2,30	-0,56	0,06	2830	2722	2722	2711	2691
2,40	-0,55	0,07	2822	2731	2731	2720	2699
2,90	-0,47	0,15	2776	2776	2776	2765	2745
3,40	-0,39	0,23	2728	2728	2728	2717	2696
3,90	-0,30	0,32	2678	2678	2678	2667	2646
4,40	-0,21	0,41	2625	2625	2625	2614	2594
4,90	-0,11	0,51	2572	2572	2572	2561	2541
5,45	0,00	0,62	2514	2514	2514	2503	2482

Tabela A3.18 - Deformação por retração

t [dias]	$\beta_{bs}(t)$	$\beta_{ds}(t-t_s)$	$\epsilon_{cbs}(t)$	$\epsilon_{cds}(t,t_s)$	$\epsilon_{cs}(t,t_s)$
28	0,65	0,12	-5,88E-05	-4,67E-05	-1,06E-04
25550	1,00	0,97	-9,01E-05	-3,75E-04	-4,65E-04

Tabela A3.19 - Relaxação do aço de protensão

t [horas]	$\rho_t$
672	2,32 %
613200	8,31 %

Tabela A3.20 - Coeficiente de fluência

t [dias]	$\beta_{bc}(t,t_0)$	$\phi_{bc}(t,t_0)$	$\beta_{dc}(t,t_0)$	$\phi_{dc}(t,t_0)$	$\phi(t,t_0)$
28	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
25550	12,35	1,60	0,99	0,91	2,51

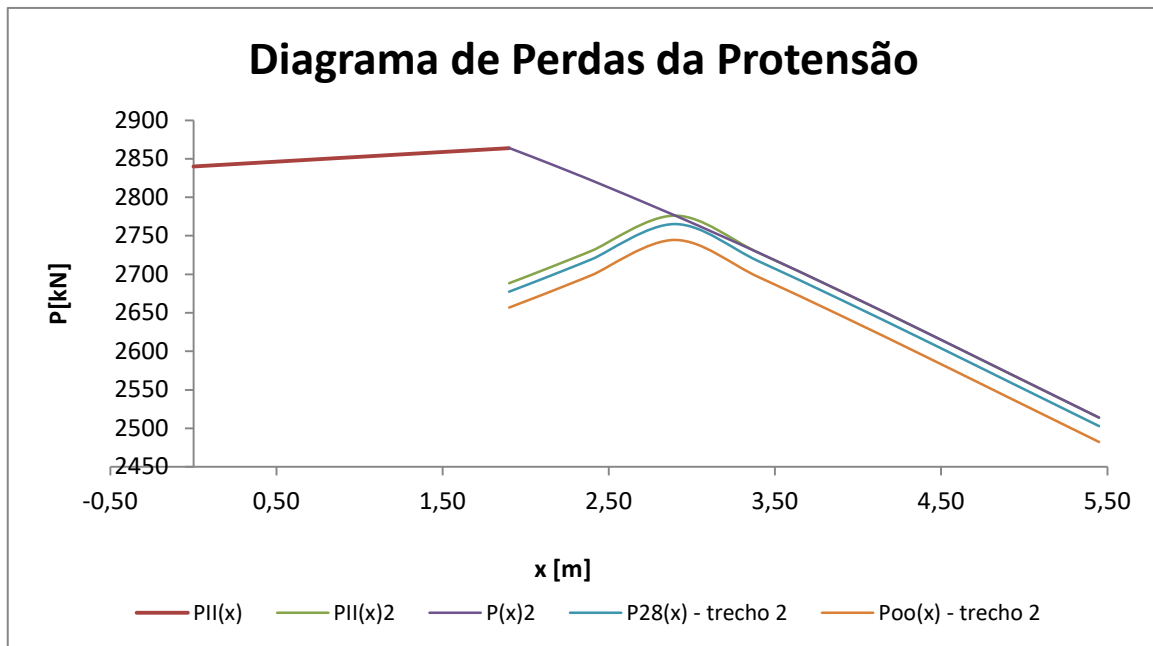


Figura A3.6 - Diagrama de perdas de protensão

➤ **Avaliação das tensões**

*Tabela A3.21 - Tensões no concreto para  $t = 0$*

		x = 0 m					
		y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
t = 0	0,96	2,61	0,00	2,61	0,00	2,61	
	-1,09	2,61	0,00	2,61	0,00	2,61	
			x = 1,9 m				
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]	
	0,96	4,83	-2,51	2,32	0,34	2,66	
	-1,09	0,13	2,85	2,98	-0,39	2,59	
			x = 5,45 m				
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]	
	0,96	-0,63	4,06	3,43	0,78	4,21	
	-1,09	6,06	-0,89	5,17	-0,89	4,28	

*Tabela A3.22 - Tensões no concreto para  $t=28$  dias*

		x = 0 m					
		y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
t = 28 dias	0,96	2,60	0,00	2,60	0,00	2,60	
	-1,09	2,60	0,00	2,60	0,00	2,60	
			x = 1,9 m				
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]	
	0,96	4,81	-2,51	2,30	0,34	2,64	
	-1,09	0,13	2,85	2,98	-0,39	2,59	
			x = 5,45 m				
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]	
	0,96	-0,63	4,06	3,43	0,78	4,21	
	-1,09	6,04	-0,89	5,15	-0,89	4,26	

Tabela A3.23 - Tensões no concreto para  $t = \infty$

t = ∞	x = 0 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	0,96	2,58	0,00	2,58	0,00	2,58
	-1,09	2,58	0,00	2,58	0,00	2,58
	x = 1,9 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
	0,96	4,78	-2,51	2,26	0,34	2,61
	-1,09	0,13	2,85	2,98	-0,39	2,59
	x = 5,45 m					
	y [m]	$\sigma_P$ [Mpa]	$\sigma_g$ [Mpa]	$\sigma_{P+g}$ [Mpa]	$\sigma_p$ [Mpa]	$\sigma(y)$ [Mpa]
0,96	-0,63	4,06	3,43	0,78	4,22	
-1,09	5,99	-0,89	5,10	-0,89	4,21	

➤ **Verificação no ELU**

Tabela A3.24 - Momento resistente pelo aço de protensão

Aço CP		
$\sigma_P$	1363,73	MPa
$E_P$	200,00	GPa
$\epsilon_{P_0}$	6,82	‰
$\epsilon_{P_i}$	10,00	‰
$\epsilon_P$	16,82	‰
$f_{pyd}$	1485,71	MPa
$F_s$	2,50	MN
$M_{rd,s}$	7,20	MN.m



Tabela A3.25 - Momento resistente pelo concreto

Concreto		
$\epsilon_c$	3,50	‰
$f_{cd}$	25,00	MPa
$b_w$	0,90	MPa
$F_c$	8,17	MN
$M_{rd,c}$	23,58	MN.m

Tabela A3.26 - Momento resistente da seção

Seção		
$M_{sd}$	3,97	MN.m
$d$	3,10	m
$x$	0,53	m
$z$	2,89	m
$M_{rd}$	7,20	MN.m
$A_s$	$A_{s,min}$	cm <sup>2</sup>

Tabela A3.27 - Armadura passiva

$A_{s,min}$	16,35	cm <sup>2</sup>
$A_s = 8 \phi 20 \text{ mm}$		

Tabela A3.28 - Verificação do ELU no ato da protensão

Verificação do ELU no ato da Protensão		
$\beta_{cc(7)}$	0,7	-
$f_{cm}$	43,0	MPa
$f_{ck,7}$	21,4	MPa
$\sigma_c$	2,6	MPa

OK!

Tabela A3.29 - Verificação do esforço cortante

$\phi_t$	16,0	mm
$\rho_{sw,min}$	0,0013	-
$S_{m\acute{a}x}$	30,00	cm
$V_{RI,min}$	1,79	MN
$V_c$	0,14	MN
$V_{sd,cargas}$	1,4	MN
$V_{sd}$	2,19	MN
$s$	21,53	cm
$A_{sw}$	1 $\phi$ 16 mm c/ 20	

➤ Verificação de deformações excessivas - ELS-DEF

A flecha elástica foi adotada como a maior daquelas encontradas no Pórtico-TQS e na Grelha-TQS.

- $a_c = 3,3$  mm;
- $d/h \approx 1,0$ ;
- $\frac{M_{rd}}{M_{sd}} > 1,0$ ;
- $\varphi = 2,51$ ;
- $\rho = 0,0015$ ;
- $\alpha \cdot \rho = 0,009$ ;

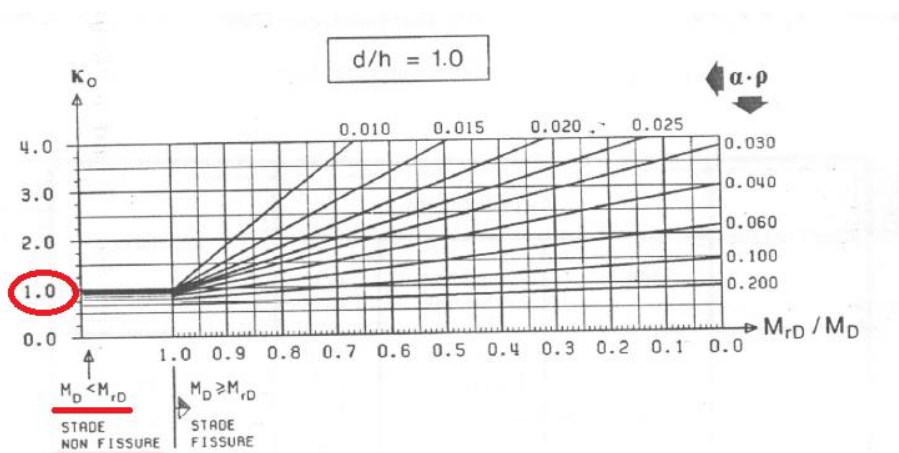


Figura A3.7 - Determinação de  $k_t$

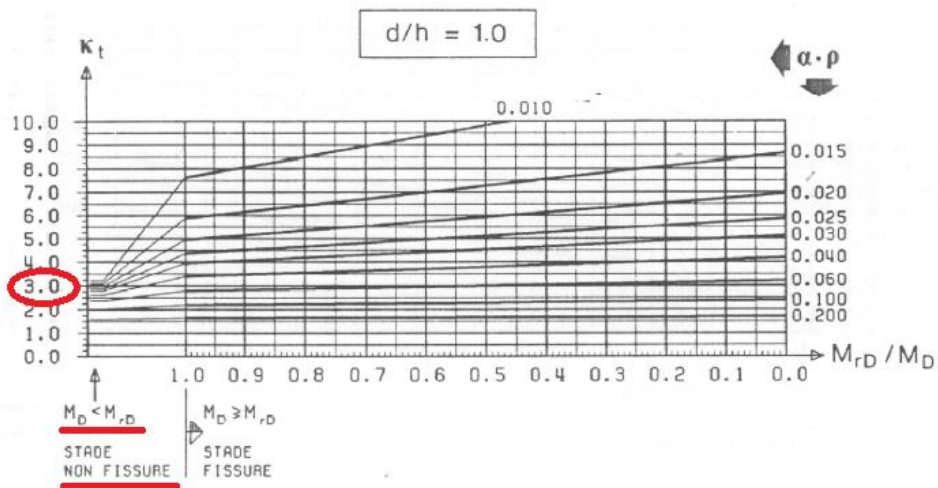


Figura A3.8 - Determinação de  $k_t$

- $k_0 = 1,0$ ;
- $k_t = 3,0$ ;
- $\eta = 1,0$ ;
- $a_{lim} = 1/600 = 11,83 \text{ mm}$ ;

$$a_o = k_o \cdot a_c \rightarrow a_o = 3,3 \text{ mm}$$

$$a_t = k_t \cdot \eta \cdot a_c \rightarrow a_t = 9,9 \text{ mm} \therefore \text{OK!}$$

## A4 DIMENSIONAMENTO DOS TIRANTES PROTENDIDOS

### ➤ PROTENSÃO - $T4 \equiv T5 \equiv T6$

Tabela A4.1 – Áreas estimadas

Dados		
$A_c$	0,2025	m <sup>2</sup>
$A_p$	0,0016	m <sup>2</sup>
$A_n$	0,2009	m <sup>2</sup>
$A_t$	0,2100	m <sup>2</sup>

Tabela A4.2 - Forças iniciais

$N_d$	-1,61	MN
$P_i$	1,93	MN
$P_\infty$	1,72	MN

Tabela A4.3 - Dados do AP

$E_p$	200000,00	MPa
$E_{cs}$	34961,87	MPa
$\sigma_p$	5,72	-
$\sigma_{P_0}$	1140,00	MPa
$\sigma_{P_\infty}$	1083,00	MPa
$f_{ptk}$	1900	MPa

Tabela A4.4 - Critérios de Projeto

$\sigma_1$	15,23	MPa
$\sigma_2$	17,50	MPa
$N_u$	-2,25	MN
$\Delta l$	-0,02	m
$m_{cr}$	1,5	-
$m_{dec}$	1,2	-

Tabela A4.5 - Critérios de dimensionamento

Ac [m <sup>2</sup> ]	Critério max. Compressão (a)		Critério fissuração (b)	Critério descompressão (c)	Critério mínima protensão (d)	Critério carga última (e)
	Ap [cm <sup>2</sup> ]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	Ap [cm <sup>2</sup> ]	Ap [cm <sup>2</sup> ]
0,2025	27	32	18,06	17,81	15,49	10,30

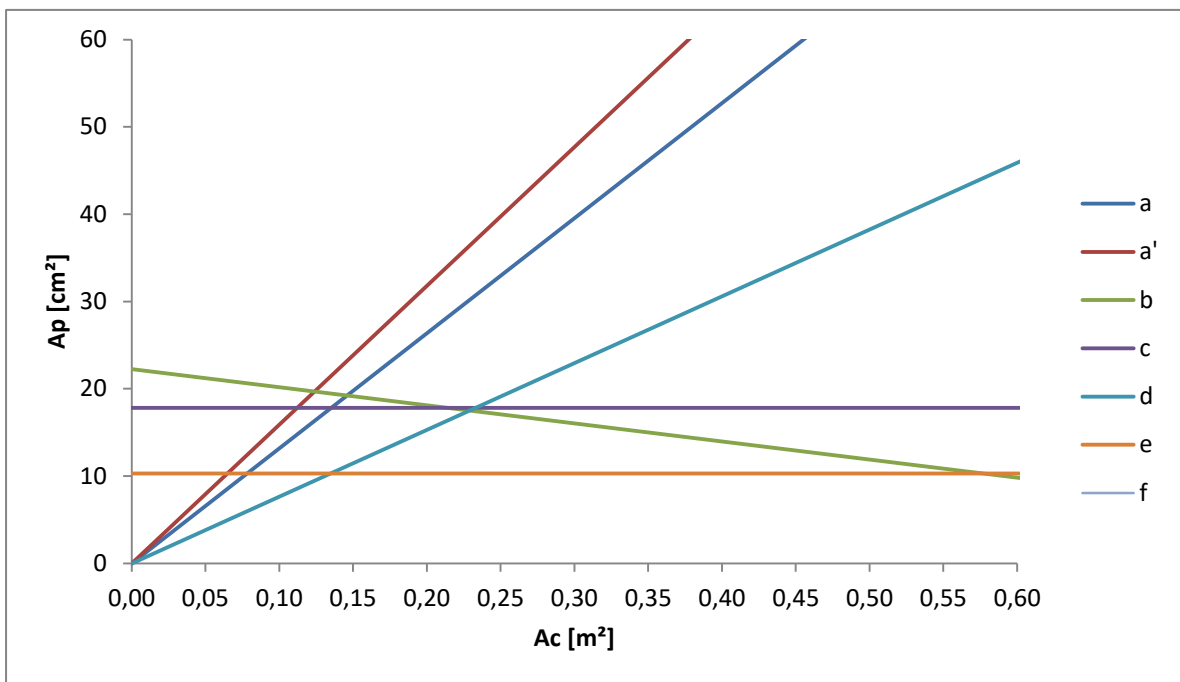


Figura A4.1 - Representação gráfica dos critérios de dimensionamento e domínio de soluções

Tabela A4.6 - Áreas de armadura ativa

$A_{p,calc}$	18,06	cm <sup>2</sup>
$A_{p,adot}$	15 $\phi$ 15,2 mm – 1 cabo	
	0,0021	m <sup>2</sup>

Tabela A4.7 - Áreas finais

$A_c$	0,2025	m <sup>2</sup>
$A_p$	0,0021	m <sup>2</sup>
$A_n$	0,2004	m <sup>2</sup>
$A_t$	0,2124	m <sup>2</sup>

➤ **PERDAS DE PROTENSÃO**

*Tabela A4.8 – Parâmetros iniciais*

Pi	2700,0	kN
$\mu$	0,5	-
k	0,005	m-1
a	2,286	m
$\Delta P_m$	14,30	kN
$\delta$	0,006	m

*Tabela A4.9 - Perdas imediatas de protensão*

<b>Cabo</b>					
x	$\alpha$	$\Sigma\alpha$	P(x)	PII(x)	Po(x)
0	0,00	0,00	2700	2639	2639
0,5	0,00	0,00	2693	2645	2645
1	0,00	0,00	2687	2652	2652
1,5	0,00	0,00	2680	2659	2659
2	0,00	0,00	2673	2665	2665
<b>2,286</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>2669</b>	<b>2669</b>	<b>2669</b>
2,5	0,00	0,00	2666	2666	2666
3	0,00	0,00	2660	2660	2660
3,5	0,00	0,00	2653	2653	2653
4	0,00	0,00	2647	2647	2647
4,5	0,00	0,00	2640	2640	2640
5	0,00	0,00	2633	2633	2633
5,5	0,00	0,00	2627	2627	2627
6	0,00	0,00	2620	2620	2620
6,5	0,00	0,00	2614	2614	2614
7	0,00	0,00	2607	2607	2607
7,5	0,00	0,00	2601	2601	2601
8	0,00	0,00	2594	2594	2594
8,5	0,00	0,00	2588	2588	2588
9	0,00	0,00	2581	2581	2581
9,5	0,00	0,00	2575	2575	2575
10	0,00	0,00	2568	2568	2568
10,5	0,00	0,00	2562	2562	2562
11	0,00	0,00	2556	2556	2556
11,5	0,00	0,00	2549	2549	2549
12	0,00	0,00	2543	2543	2543

12,5	0,00	0,00	2536	2536	2536
13	0,00	0,00	2530	2530	2530
13,5	0,00	0,00	2524	2524	2524
14	0,00	0,00	2517	2517	2517
14,5	0,00	0,00	2511	2511	2511
15	0,00	0,00	2505	2505	2505
15,5	0,00	0,00	2499	2499	2499
16	0,00	0,00	2492	2492	2492
16,5	0,00	0,00	2486	2486	2486
17	0,00	0,00	2480	2480	2480
17,5	0,00	0,00	2474	2474	2474
18	0,00	0,00	2468	2468	2468
18,5	0,00	0,00	2461	2461	2461
19	0,00	0,00	2455	2455	2455
19,5	0,00	0,00	2449	2449	2449

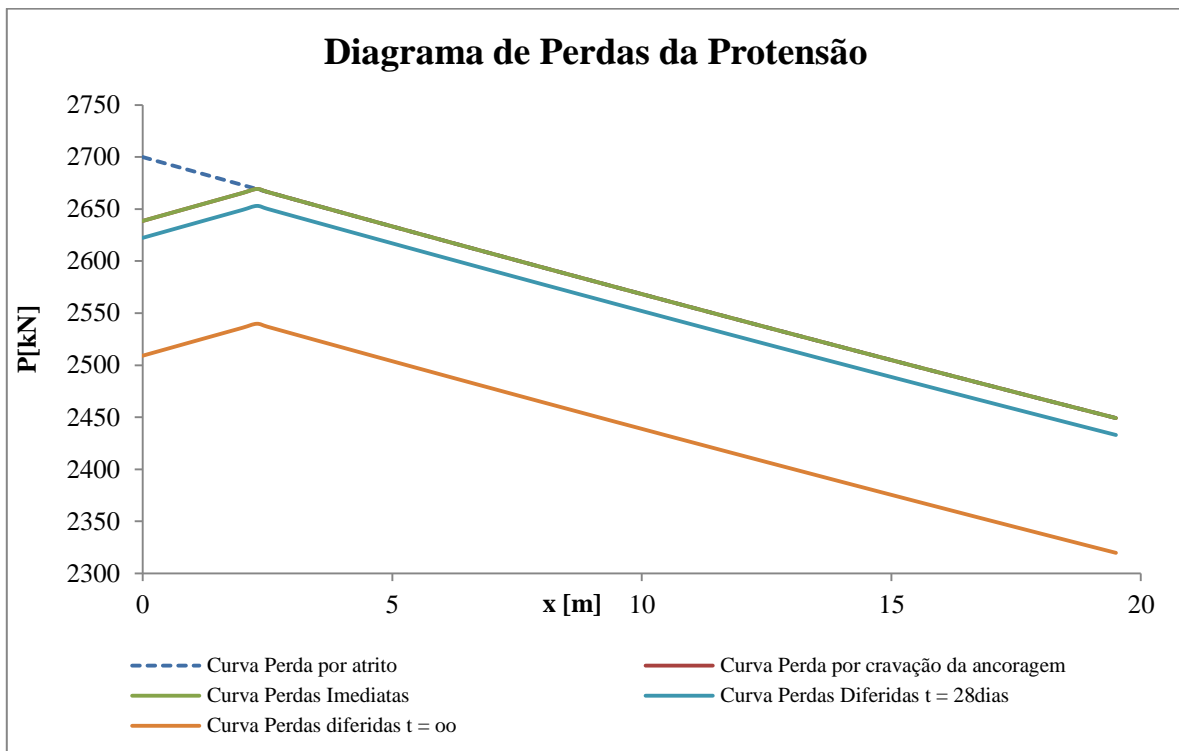


Figura A4.2 – Diagrama de Perdas de protensão

Tabela A4.10 - Forças finais

$P_i$	2,7	MN
$P_o$	2,39	MN
$P_\infty$	2,51	MN

Tabela A4.11 - Verificação das tensões para  $x=0$

$\sigma_{c\infty}$	4,95	MPa
$\sigma_{ci}$	11,95	MPa

➤ **FLEXÃO**

➤ **T1  $\equiv$  T7**

Tabela A4.12 - Dados e esforços de T1

Dados		
$\sigma_c$	0,19	MPa
$N_d$	38,7	kN
$M_{dx}$	19,2	kN.m
$M_{dy}$	154,2	kN.m
$h_{laje}$	0,2	m
$b$	0,45	m
$h$	0,45	m
$l_o$	3,0	m

Comb.11 - Carr. 21  
 ELU1/ACIDCOMB/PP\_V+PERM\_V+ACID\_V+0.6VENT1



### Flexão Composta Oblíqua em Seções Retangulares Maciças

Universidade de Brasília - UnB.  
Aluno: Diogo Vieira Resende - 08/28050.

**Dados de entrada:**

$b_w$	0,450 m
$h$	0,450 m
Nº linhas em h	2
Nº barras L1	4
$d^*$	0,045 m
$N_d$	38,7 kN
$M_{dx}$	19,2 kN.m
$M_{dy}$	154,2 kN.m
$f_{ct}$	35 MPa

**Informações:**

Qtde barras: 8  
 $d^*/h$ : 0,1  
Aço CA-50A

Ábaco	Exemplo	Ajuda !
	Apagar	<<<

Figura A4.3 - Dados de entrada

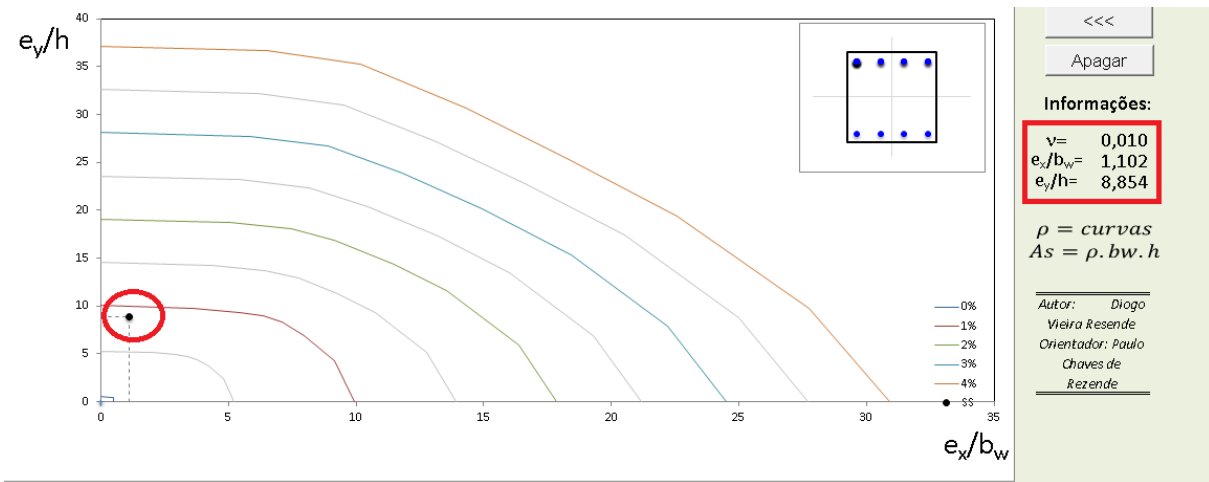
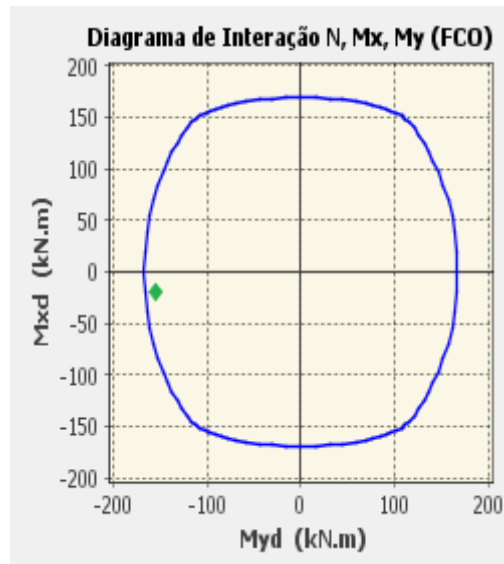


Figura A4.4 - Taxas de armadura

$\rho = 0,99\% - 10\phi 16 \text{ mm}$



Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-38.7	-19.2	-154.2	1.07

Figura A4.5 - Diagrama de interação dos esforços

➤ **T3 ≡ T9**

Tabela A4.13 – Dados e esforços de T3

Dados		
$\sigma_c$	0,19	MPa
Nd	38,7	kN
Mdx	-10,2	kN.m
Mdy	163,9	kN.m
hlaje	0,2	m
b	0,45	m
h	0,45	m
lo	3,0	m

Comb.13 - Carr. 16  
 ELU1/ACIDCOMB/PP\_V+PERM\_V+ACID\_V+0.6VENT3

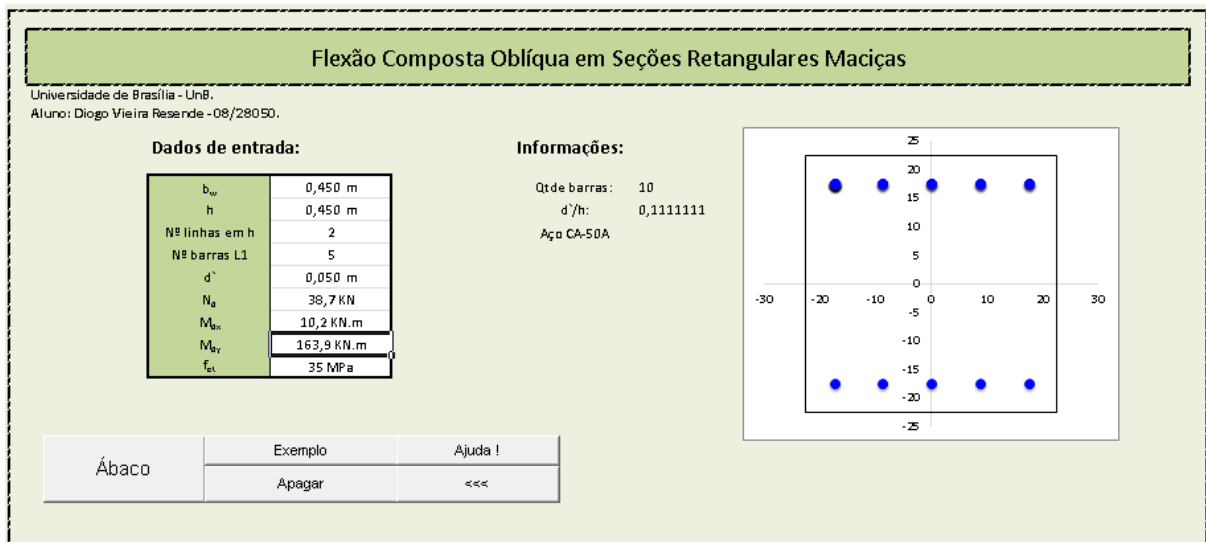


Figura A4.6 - Dados de entrada

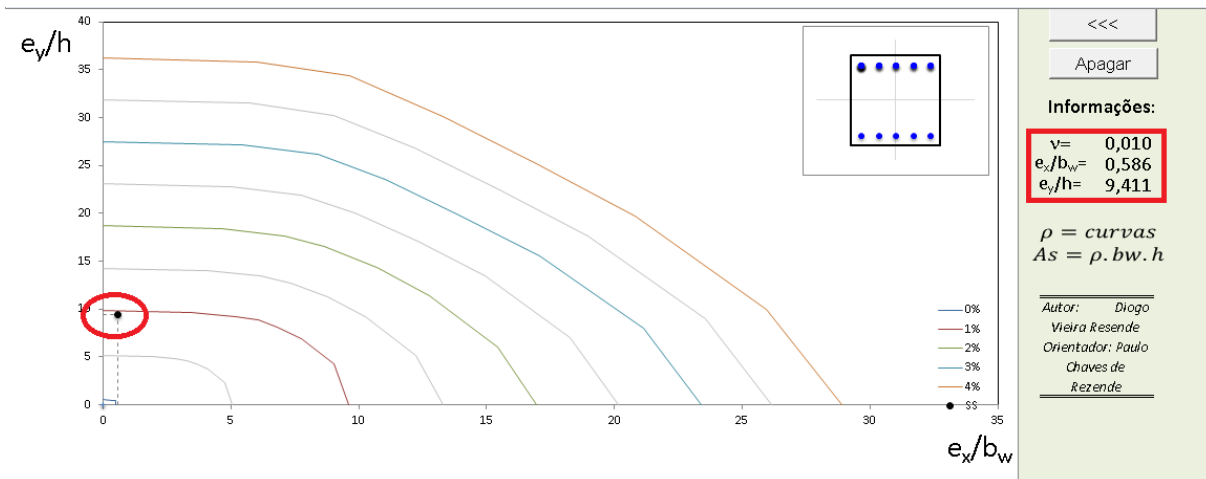
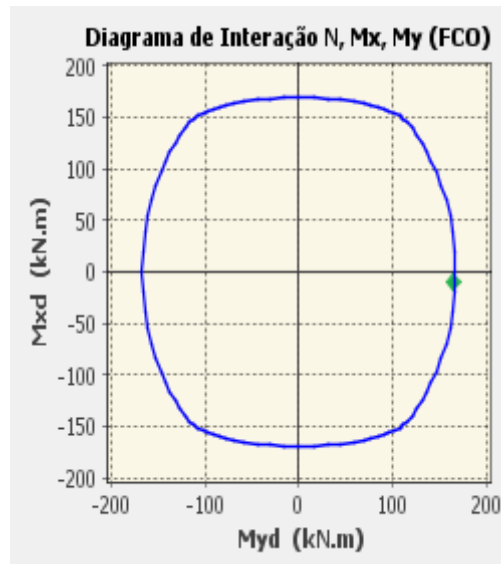


Figura A4.7 - Taxas de armadura

$\rho = 0,99\% - 10\phi 16 \text{ mm}$



Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-38,6	-10,2	163,9	1,01

Figura A4.8 - Diagrama de interação de esforços

➤ **T4**

Tabela A4.14 – Dados e esforços de T4

Dados		
$\sigma_c$	0,68	MPa
Nd	136,9	kN
Mdx	-2,9	kN.m
Mdy	-93,7	kN.m
hlaje	0,2	m
b	0,45	m
h	0,45	m
lo	3,0	m

Comb.5 - Carr. 12  
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4

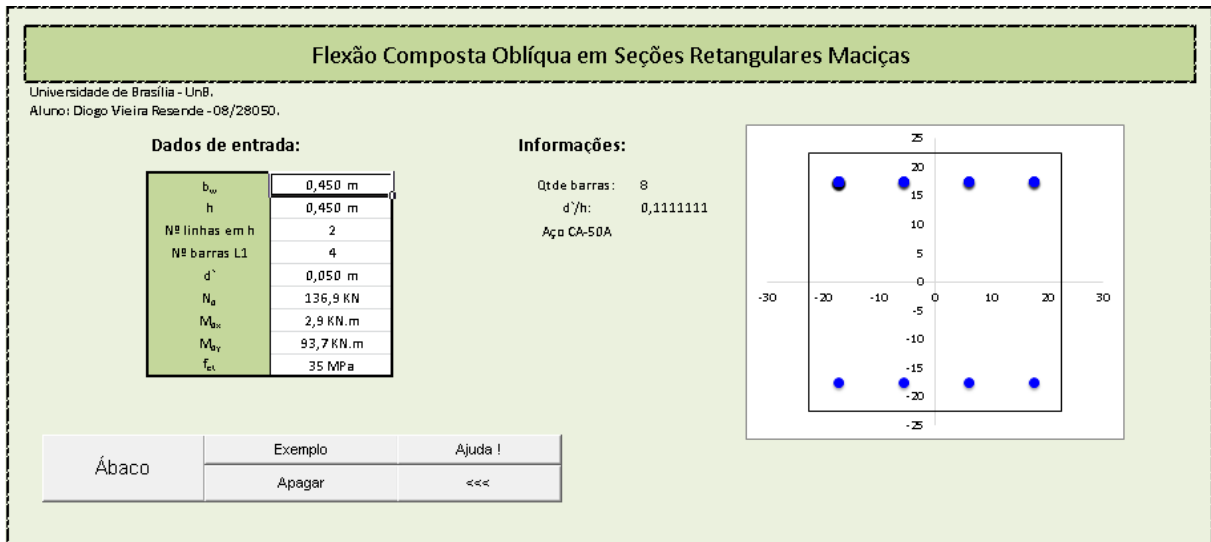


Figura A4.9 - Dados de entrada

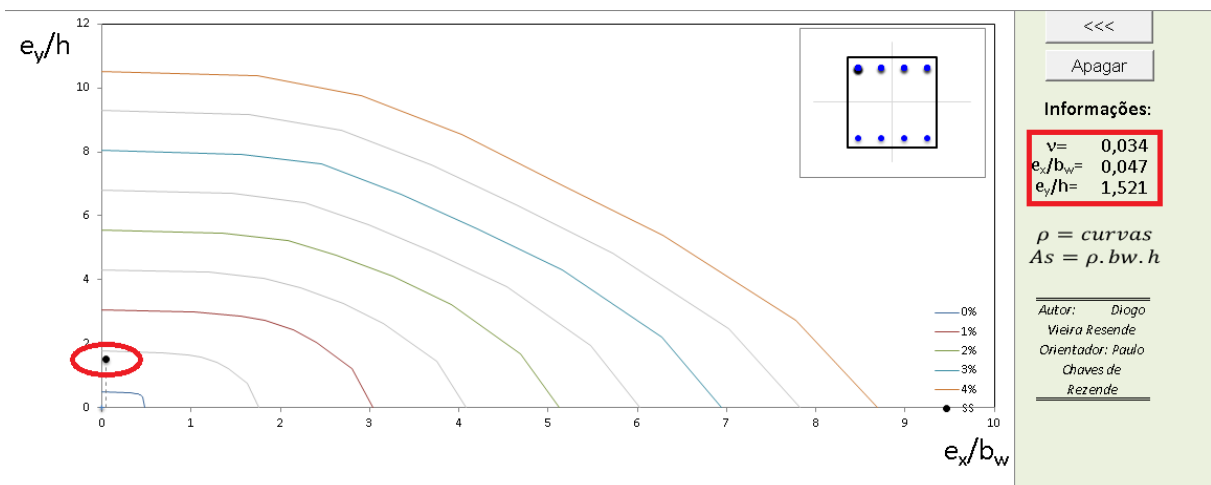
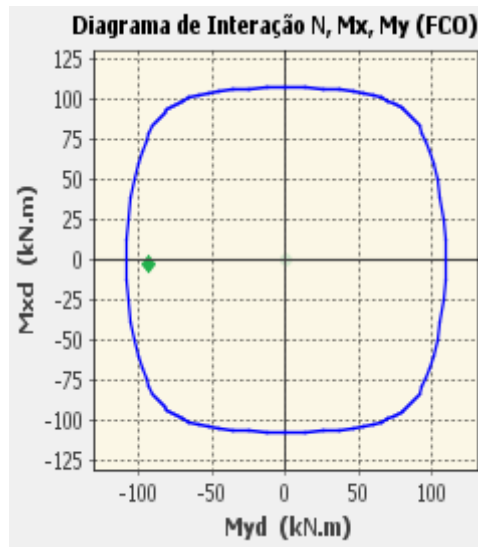


Figura A4.10 - Taxas de armadura

$\rho = 0,48\% - 8\phi 12,5 (9,82 \text{ cm}^2)$



Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-136.9	-2.9	-93.7	1.16

Figura A4.11 - Diagrama de interação dos esforços

➤ **T5**

Tabela A4.15 - Dados e esforços de T5

Dados		
$\sigma_c$	0,68	MPa
$N_d$	136,9	kN
$M_{dx}$	39,3	kN.m
$M_{dy}$	39,3	kN.m
$h_{laje}$	0,2	m
$b$	0,45	m
$h$	0,45	m
$l_o$	3,0	m

Comb.3 - Carr. 5  
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2

### Flexão Composta Oblíqua em Seções Retangulares Maciças

Universidade de Brasília - UnB.  
Aluno: Diogo Vieira Resende - 08/28050.

**Dados de entrada:**

$b_w$	0,450 m
$h$	0,450 m
Nº linhas em h	2
Nº barras L1	4
$d'$	0,050 m
$N_a$	136,9 kN
$M_{a,c}$	39,3 kN.m
$M_{a,y}$	39,3 kN.m
$f_{ct}$	35 MPa

**Informações:**

Qtde barras: 8  
 $d'/h$ : 0,1111111  
 Aço CA-50A

Ábaco

Exemplo	Ajuda !
Apagar	<<<

Figura A4.12 - Dados de entrada

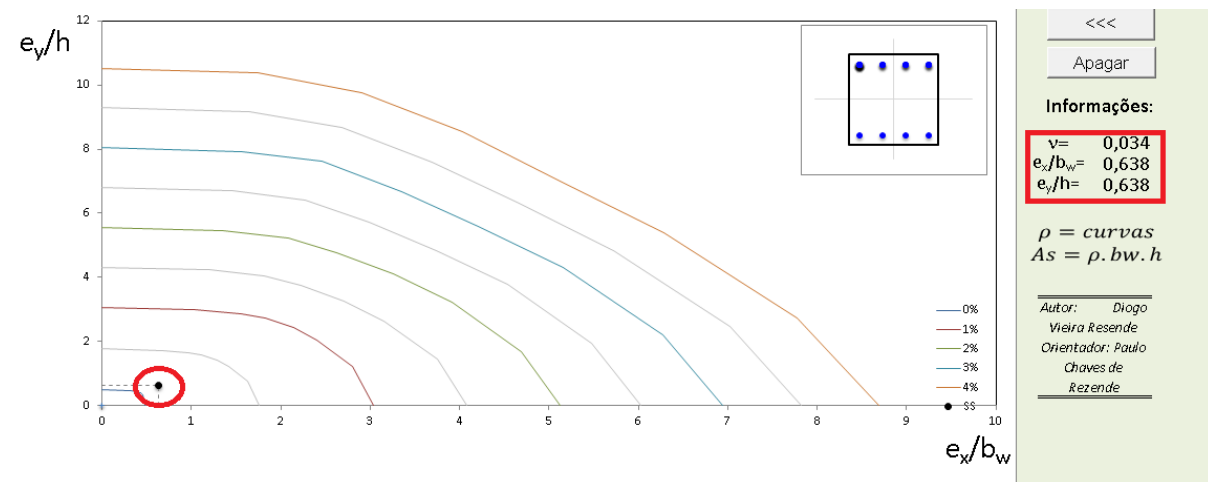
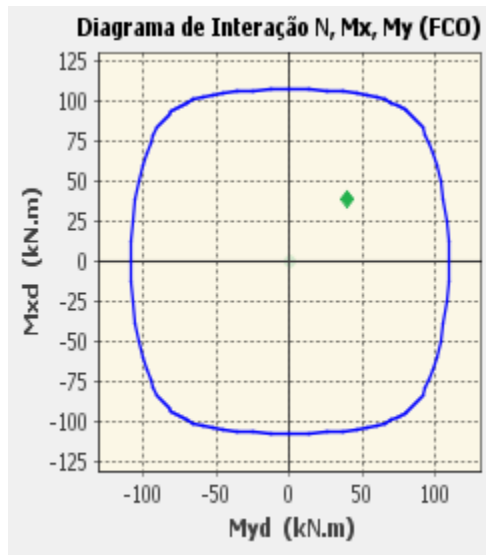


Figura A4.13 - Taxas de armadura

$\rho = 0,48\% - 8\phi 12,5 (9,82 \text{ cm}^2)$



Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-136.9	39.3	39.3	2.22

Figura A4.14 - Diagrama de interação de esforços

➤ **T6**

Tabela A4.16 - Dados e esforços de T6

Dados		
$\sigma_c$	0,68	MPa
$N_d$	136,9	kN
$M_{dx}$	-2,5	kN.m
$M_{dy}$	90,7	kN.m
$h_{laje}$	0,2	m
$b$	0,45	m
$h$	0,45	m
$l_o$	3,0	m

Comb.4 - Carr. 11  
 ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3



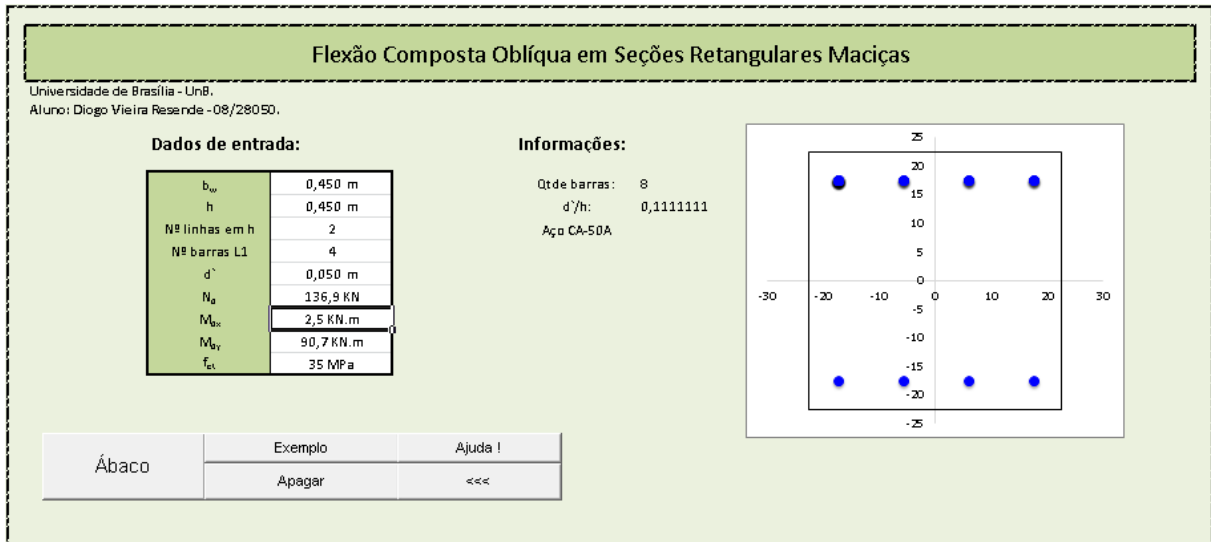


Figura A4.15 - Dados de entrada

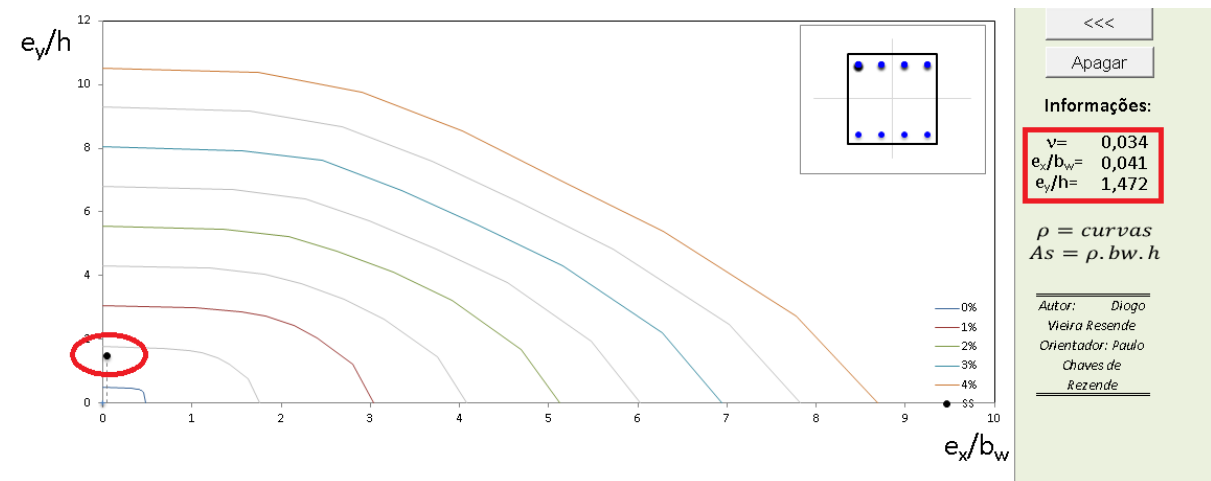
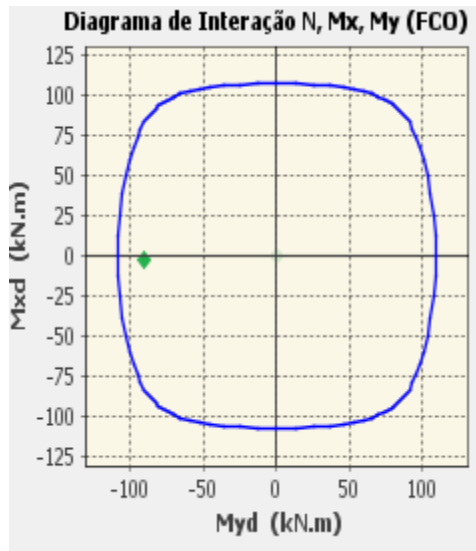


Figura A4.16 - Taxas de armadura

$\rho = 0,48\% - 8\phi 12,5 (9,82 \text{ cm}^2)$



Comb.	Nsd	Msd,x	Msd,y	F.S.
1	-136.9	-2.5	-90.7	1.20

Figura A4.17 - Diagrama de interação de esforços