

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA**

**LUIS FELIPE POETINI ALEGRE JUNIOR**

**DIMENSIONAMENTO DE LAJES PLANAS PROTENDIDAS: ESTUDO DE CASO  
BIBLIOTECA CAMPUS ALEGRETE - UNIPAMPA**

**ALEGRETE**

**2019**

**LUIS FELIPE POETINI ALEGRE JUNIOR**

**DIMENSIONAMENTO DE LAJES PLANAS PROTENDIDAS: ESTUDO DE CASO  
BIBLIOTECA CAMPUS ALEGRETE - UNIPAMPA**

Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,  
como requisito parcial para obtenção do  
Título de Bacharel em Engenharia Civil.  
Orientador: Alisson Milani

**ALEGRETE**

**2019**

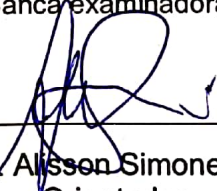
**LUIS FELIPE POETINI ALEGRE JUNIOR**

**DIMENSIONAMENTO DE LAJES PLANAS PROTENDIDAS: ESTUDO DE CASO  
BIBLIOTECA CAMPUS ALEGRETE - UNIPAMPA**

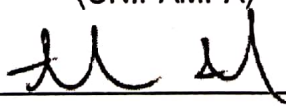
Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado ao Curso de Engenharia Civil,  
como requisito parcial para obtenção do  
Título de Bacharel em Engenharia Civil.  
Orientador: Alisson Milani

Trabalho de Conclusão de Curso defendido e aprovado em: 28/11/2019

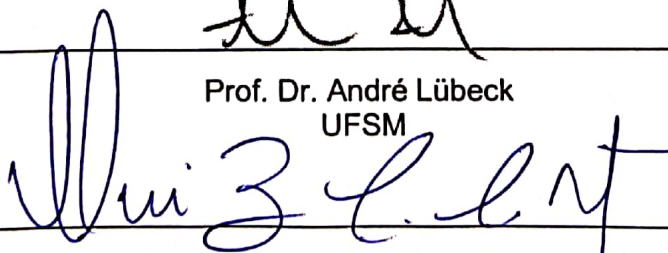
Banca examinadora:



Prof. Dr. Alisson Simonetti Milani  
Orientador  
(UNIPAMPA)



Prof. Dr. André Lübeck  
UFSM



Prof. Dr. Almir Barros da Silva Santos Neto  
UFSM

Dedico este trabalho à todas as pessoas que  
amo, e a Deus.



“Homens fortes criam tempos fáceis e tempos fáceis geram homens fracos, mas homens fracos criam tempos difíceis e tempos difíceis geram homens fortes”

*Provérbios Orientais*

## RESUMO

Com a evolução da construção civil, cada vez mais são necessários métodos que acelerem os processos construtivos e modelos estruturais que permitam arquiteturas mais complexas e com vãos maiores. Neste contexto, a protensão está se destacando e as lajes planas protendidas se fazem úteis no que diz respeito a grandes planos com quantidades reduzidas de pilares, vigas e estruturas com espessuras menores. Este trabalho tem como objetivo dimensionar a laje das bibliotecas da Universidade Federal do Pampa (UNIPAMPA), com o software TQS, a tipologia utilizada foi a de laje plana protendida com protensão não aderente de cordoalhas engraxadas. Após o dimensionamento detalhou-se as armaduras passivas e ativas, comparando os resultados obtidos com o trabalho executado por Carlos (2013) que fez uso do método dos Pórticos Equivalentes da NBR 6118 (2003) no mesmo elemento estrutural. A utilização de softwares no dimensionamento estrutural facilita o processo de otimização da estrutura, gerando projetos mais econômicos pela facilidade de alteração de parâmetros e resultados quase que imediatos quando comparado aos processos manuais.

**Palavras-Chave:** Concreto protendido, laje plana, cordoalha engraxada, protensão, TQS.

## **ABSTRACT**

With the evolution of civil construction, methods that accelerate construction processes and structural models that allow more complex and larger span architectures are increasingly needed. In this context, prestressing is becoming prominent and prestressed flat slabs are useful for large planes with reduced amounts of columns, beams and structures with smaller thicknesses. This work aims to dimension the slab of the libraries of the Federal University of Pampa (UNIPAMPA), with the TQS software. The typology used was a flat slab protected with non-adherent prestressing of greased strands. After sizing, the passive and active reinforcement were detailed, comparing the results obtained with the work performed by Brazeiro (2013) using the Equivalent Gantry method of NBR 6118 (2013) in the same structural element. The use of software in structural sizing facilitates the process of structural optimization, generating more economical designs by the ease of changing parameters and almost immediate results when compared to manual processes.

**Keywords:** Prestressed Concrete, flat slab, greased strands, prestressing, TQS.

## LISTA DE SIGLAS

BR: Brasil;

PT: Português.

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\sigma(x)$  - Tensão atuante no cabo a uma distância  $x$ ;

$\sigma_o$  - Tensão inicial aplicada na extremidade do cabo;

$\sum \alpha$  - Soma dos ângulos de desvio previstos em radianos;

$\mu$  - Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha;

$k$  - Coeficiente de perdas por metro provocadas por curvas não intencionais do cabo;

$\delta$  - Cravação da ancoragem;

$E_p$  - Modulo de elasticidade do aço de protensão;

$n$  - Número de cabos;

$E_c$  - Modulo de elasticidade do concreto na idade da protensao;

$\sigma_c$  - Tensao no concreto no C.G. do cabo;

$e_p$  - Posição do C.G. do cabo em relação ao C.G. da peça;

$A_c$  - Área da seção transversal de concreto;

$I_c$  - Momento de inércia da seção transversal de concreto;

$P$  - Força de protensão inicial;

$M_g$  - Momento fletor proveniente das cargas mobilizadas com a protensã

$\varepsilon_{cs\infty}$  - Valor inicial de retração;

$\varepsilon_{1s}$  - Coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto;

$\varepsilon_{2s}$  - Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça;

$\beta_s(t)$  - Coeficiente relativo à retração no instante  $t$ ;

$\beta_s(t_0)$  - Coeficiente relativo à retração no instante  $t_0$ ;

$t$  - Idade fictícia do concreto no instante considerado;

$t_0$  - Idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração começa a ser considerado;

$h$  - Espessura fictícia em metros;

$\alpha$  - Coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento;

$T_i$  - Temperatura média diária do ambiente;

$\gamma$  - Coeficiente dependente da unidade relativa do ambiente;

$u_{ar}$  - Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar;

$\sigma_{p\phi}$  - Tensão perdida devido a deformação lenta;

$\sigma_{P_0}$  - Tensão devido a força  $P_0$ ;

$\sigma_{cg}$  - Tensão devido ao peso permanente;

$\sigma_{cP_0}$  - Tensão devido a protensão;

$\Phi$  - Coeficiente de fluência;

$\sigma_{pr}(t, t_0)$  - Perda de tensão por relaxação pura;

$\sigma_{pi}$  - Tensão na armadura de protensão;

$\tau_{RD2}$  - Tensão resistente;

$\alpha_v$  - Coeficiente de efetividade do concreto;

$f_{cd}$  - Resistência de cálculo do concreto a compressão;

$\tau_{RD1}$  - Tensão resistente;

$f_{ck}$  - Resistência característica a compressão do concreto;

$d$  - Altura útil da laje no contorno crítico;

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura longitudinal;

$\sigma_{cp}$  - Tensão norma no concreto na seção crítica;

$A_{sw}$  - Área da armadura de punção;

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

$\alpha$  - Inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

$S_r$  - Espaçamento radial entre linhas de conectores;

$u$  - Perímetro crítico considerado;

$\tau_{sd}$  - Tensão solicitante;

$F_{sd}$  - Força normal de cálculo;

$M_{sd}$  - Momento desbalanceado de cálculo;

$K$  - Coeficiente do momento transferido por cisalhamento;

$W_p$  - Módulo de resistência plástica;

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tensões atuantes no concreto protendido completamente resultando em uma estrutura 100% comprimida.....	16
Figura 2 – Laje executada com o sistema de protensão aderente .....	17
Figura 3– Sistema de aderência posterior, com utilização de bainhas metálicas onduladas (pra melhorar a aderência) com injeção de nata de cimento. ....	18
Figura 4 – Sistema de protensão não aderente com monocordoalha engraxada .....	18
Figura 5 – Sistemas de lajes executadas com concreto protendido.....	24
Figura 6 - Sistema de lajes pré-moldadas com trilhos de concreto protendido .....	25
Figura 7 - Sistema de lajes pré-moldadas com painel alveolar.....	26
Figura 8 - Sistema de lajes pré-moldadas em duplo T invertido .....	26
Figura 9 - Laje Lisa Protendida.....	27
Figura 10 – Engrossamento da laje ou “drop panel” .....	28
Figura 11 – Cordoalhas engraxadas e suas especificações.....	29
Figura 12 - Macaco Hidráulico de protensão para pós-tensão – utilização em monocordoalha.....	30
Figura 13– Montagem com cordoalha engraxada .....	30
Figura 14 - Atrito dos cabos dentro da bainha .....	32
Figura 15- Variação da força de protensão devido as perdas por atrito .....	33
Figura 16 - Cálculo da influência da cravação .....	35
Figura 17 - Maciço de ancoragem sustentando a armadura ativa .....	36
Figura 18: Ruptura por punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento .....	43



Figura 19 - Localização da punção.....	43
Figura 20 - Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto....	44
Figura 21 - Perímetro crítico em pilares de borda.....	48
Figura 22 - Perímetro crítico em pilares de canto .....	50
Figura 23 - Studs utilizados para armadura de punção .....	51
Figura 24 - Perfil metálico utilizado para armadura de punção.....	51
Figura 25 - Riss star (strela) utilizado para armadura de punção .....	52
Figura 26 - Shear band system utilizado para armadura de punção .....	52
Figura 27 - Estribos utilizados para armadura de punção.....	53
Figura 28 - Viga protendida com três vãos .....	54
Figura 29 - Esquema de forças para a viga e o cabo .....	55
Figura 30 - Efeito hiperestático de pretensão .....	56
Figura 31– Faixa para distribuição dos momentos .....	57
Figura 32- Definição dos pórticos .....	58
Figura 33 – Membros do portico submetidos a torção.....	59
Figura 34– Lançamento de RPU e RTEs.....	62
Figura 35– Momento atuante na laje .....	63
Figura 36 – Momento resistido pelo cabo de pretensão .....	64
Figura 37– Deslocamento causado pelos hiperestáticos de pretensão.....	65
Figura 38 – Deformações geradas pelo Software TQS .....	66
Figura 39– Detalhamento em planta dos cabos de protensão em uma laje ...	68
Figura 40– Quantitativo de protensão de uma laje protendida. ....	69
Figura 41 - Croqui do pavimento superior da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	71

Figura 42 – Corte A-A' da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	72
Figura 43 – Corte B-B' da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	73
Figura 44 – Perspectiva A: Vista lateral da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	74
Figura 45 – Perspectiva B: Vista frontal da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	74
Figura 46 – Perspectiva C: Vista do acesso principal da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.....	75
Figura 47 – RPU's no sentido principal.....	78
Figura 48 - RPU no sentido secundário.....	78
Figura 49 – Perfis dos Cabos RPU 1.....	80
Figura 50 - RPU 1 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 51- RPU 1 Fissuração para combinação frequente, valores em mm...	81
Figura 52 - Perfis dos Cabos RPU 2.....	82
Figura 53 - RPU 2 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 54 - RPU 2 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	83
Figura 55 - Perfis dos Cabos RPU 3.....	84
Figura 56 - RPU 3 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 57 - RPU 3 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	84
Figura 58- Perfis dos Cabos RPU 4.....	85
Figura 59 - RPU 4 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 60 - RPU 4 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	86

Figura 61 - Perfis dos Cabos RPU 5.....	87
Figura 62 - RPU 5 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 63 - RPU 5 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	87
Figura 64 - Perfis dos Cabos RPU 6.....	88
Figura 65 -RPU 6 tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 66 - RPU 6 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	89
Figura 67 - Perfis dos Cabos RPU 7.....	90
Figura 68 - RPU 7 Tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 69 - RPU 7 Fissuração para combinação frequente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	90
Figura 70 - Perfis dos Cabos RPU 8.....	91
Figura 71 - RPU 8 Tensões para combinação quase permanente, valores em kgf/cm <sup>2</sup> .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 72 - RPU 8 Fissuração para combinação frequente, valores em mm..	92
Figura 73 -Flechas totais diferidas ao longo do tempo após a protensão.....	93
Figura 74 - Elevação dos cabos 1 até 5.....	93
Figura 75 - Elevação dos cabos 6 até 11.....	94
Figura 76- Elevação dos cabos 12 até 17.....	94
Figura 77 - Elevação dos cabos 18 até 23.....	94
Figura 78 - Elevação dos cabos 24 até 28.....	94
Figura 79 - Elevação dos cabos 29 até 38.....	95
Figura 80- Elevação dos cabos 39 até 48.....	95

Figura 81 - Elevação dos cabos 49 até 58.....	95
Figura 82 - Detalhamento das lajes para armadura ativa	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 83 – Armadura Negativa Horizontal.....	97
Figura 84 - Armadura Negativa Vertical.....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 85 - Armadura Positiva Horizontal .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>
Figura 86 - Armadura Positiva Vertical .....	<b>Erro! Indicador não definido.</b>

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>12</b>
1.1. JUSTIFICATIVA.....	13
1.2. OBJETIVOS .....	14
1.2.1. OBJETIVO GERAL.....	14
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	14
<b>2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b> .....	<b>15</b>
2.1. CONCRETO PROTENDIDO .....	15
2.1.1. CONCEITUAÇÃO.....	15
2.1.2. CLASSIFICAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO QUANTO AO MECANISMO DE ADERÊNCIA.....	16
2.1.3. CLASSIFICAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO QUANTO A INTENSIDADE DE PROTENSÃO .....	21
2.1.4. APLICAÇÃO DO CONCRETO PROTENDIDO .....	23
2.2. LAJES UTILIZADAS EM SISTEMAS PROTENDIDOS .....	23
2.2.1. LAJES LISAS.....	27
2.3. MATERIAIS UTILIZADOS EM LAJES PROTENDIDAS .....	38
2.4. PERDAS DE PROTENSÃO .....	31
2.4.1. PERDAS IMEDIATAS .....	31
2.4.1.1. PERDAS POR ATRITO CABO-BAINHA.....	31
2.4.1.2. PERDAS POR CRAVAÇÃO DE ANCORAGEM.....	34
2.4.1.3. PERDAS POR ENCURTAMENTO ELÁSTICO DO CONCRETO (DEFORMAÇÃO).....	35
2.4.2. PERDAS RETARDADAS .....	37
2.4.2.1. PERDAS POR RETRAÇÃO E FLUÊNCIA DO CONCRETO .....	38
2.4.2.2. PERDAS POR RELAXAÇÃO DO AÇO.....	41
2.5. PUNÇÃO.....	42
2.6. NORMATIZAÇÃO.....	53
2.7. MÉTODO DE ANÁLISE DE CÁLCULO .....	54
2.7.1. CARGAS EQUILIBRANTES.....	54
2.7.2. PÓRTICOS EQUIVALENTES .....	57
2.7.3. ELEMENTOS FINITOS.....	59
2.8. SOFTWARE DE CÁLCULO .....	59
2.8.1. TQS .....	60
2.8.2. DIMENSIONAMENTO DE LAJE PROTENDIDA NO TQS.....	61

<b>3. METODOLOGIA .....</b>	<b>70</b>
3.1. ESTUDO DO CASO.....	70
3.2. PARÂMETROS DE PROJETO.....	75
<b>4. RESULTADOS .....</b>	<b>77</b>
4.1. PROCEDIMENTOS PARA O DIMENSIONAMENTO DA LAJE PROTENDIDA .....	77
4.1.1. DETERMINAÇÃO DAS REGIÕES DE PROTENSÃO UNIFORME .....	77
4.1.2. FLECHAS DIFERIDAS AO LONGO DO TEMPO .....	92
4.1.3. ELEVAÇÃO DOS CABOS .....	93
4.1.4. DETALHAMENTO DAS LAJES PARA ARMADURA ATIVA .....	96
4.1.5. QUANTITATIVO DA ARMADURA ATIVA .....	96
4.1.6. DETALHAMENTO DAS LAJES PARA ARMADURA PASSIVA COMPLEMENTAR.....	97
4.1.7. QUANTITATIVO DA ARMADURA PASSIVA COMPLEMENTAR.....	97
4.1.8. PUNÇÃO .....	100
4.1.9. ANÁLISE DOS RESULTADOS .....	100
<b>5. CONCLUSÃO .....</b>	<b>102</b>
<b>6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>104</b>



## 1. INTRODUÇÃO

No que tange às obras civil, ao tempo que a tecnologia avança, em função das características mercadológicas, continuamente têm-se buscado novas técnicas de construção a partir de inovações na tecnologia dos materiais e sistemas estruturais mais eficientes. Com esse intuito, tem-se tentado obter um desempenho melhorado das estruturas, pois os leva a estados de maior proximidade aos seus limites. Não menos importante, faz-se necessário a preocupação por buscar maior rapidez de execução, junto com a procura de maior liberdade arquitetônica, com tipologias estruturais que permitam vencer vãos maiores sem a necessidade de vigas, conservando o conforto e segurança para os usuários (BATISTA, 2018).

Dentre os aspectos citados acima, pode-se perceber um horizonte favorável ao uso das lajes lisas protendidas de concreto. Segundo Schmid (2009), o desenvolvimento da tecnologia da protensão certamente constitui-se em uma das mais importantes melhorias no campo da engenharia estrutural. Esse tipo de tecnologia vem sendo aplicada em estruturas de edificações de maior magnitude, devido sua capacidade de adequação a vãos livres de grandes dimensões com elementos de altura reduzida. Sendo um sistema que reduz ou até mesmo elimina a presença de vigas no pavimento, propicia um meio de otimizar a ação do trabalho em canteiros de obras, devido à redução no número de fôrmas. Além disto, gera uma estrutura mais leve, reduzindo as cargas nas fundações.

O município de Alegrete é sede de um dos campi da Universidade Federal do Pampa, campus que foi contemplado com uma nova biblioteca. A arquitetura desse projeto propõe vãos grandes, situação que se adequa perfeitamente a utilização de lajes planas protendidas.

Dentre a literatura, há projetos que estudaram o dimensionamento da laje da futura biblioteca, através do método dos pórticos equivalentes da NBR 6118 (2003), fazendo uso dos mesmos parâmetros geométricos e características de materiais. Neste trabalho desenvolvido, será executado o dimensionamento utilizando o software TQS, com o intuito de trazer contribuições notórias ao meio acadêmico, visto que, o Brasil inicia seus primeiros passos rumo a utilização mais comum da técnica de protensão de lajes lisas em protensão não-aderente. Com o propósito final, de



comparar com outro projeto desenvolvido que utiliza outra metodologia, avaliando a eficácia dos métodos.

### **1.1 Justificativa**

Apesar da técnica de protensão ser amplamente difundida nos Estados Unidos, no Brasil a tecnologia de projeto e construção de pavimentos com lajes lisas usando a protensão é ainda incipiente. Não obstante, o uso de estruturas com cordoalhas engraxadas ainda é relativamente recente no Brasil, passando a ser empregadas em meados da década de 1990, este tipo de estrutura vem se mostrando cada vez mais presente no mercado da construção civil brasileira (MACEDO E SOUZA, 2016).

A evolução da engenharia nas últimas décadas, vinculado a ousadia que os projetos arquitetônicos trouxeram para os centros de pesquisa da Construção civil, justificam a necessidade da evolução na qualidade, aplicabilidade e no custo benefícios dos materiais utilizados. Sabe-se que o concreto apresenta limitação quando se fala de esforços de tração. Esta limitação, foi sendo gerenciada com o uso do aço, e tornando-se cada vez melhor administrada à medida que a tecnologia da protensão passou a ser mais pesquisada e, conseqüentemente, mais utilizada nas obras.

A técnica de protensão, através do seu dimensionamento oferece elementos de armadura “ativos” à massa de concreto, ou seja, a aplicação de cordoalhas ou barras de aço, que quando tensionados, adicionam esforços internos na peça, garantindo assim que o concreto trabalhe sob compressão. Situação essa, que ele apresenta melhor performance (CARVALHO, s.d).

Visando todas as vantagens que a protensão traz consigo, e juntamente com o desenvolvimento técnico computacional, foi proposto com base no objeto de estudo (referente a laje da futura biblioteca do Campus Alegrete – UNIPAMPA), o dimensionamento através da técnica de protensão. Aspirando, não somente o aprendizado da ferramenta computacional, mas validando-a, quando comparando os resultados do dimensionamento, com trabalho desenvolvido com o mesmo objeto de estudo, através do método dos pórticos equivalentes da NBR 6118 (2003).

## **1.2 Objetivos**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Este trabalho tem como objetivo geral comparar resultados do dimensionamento de um sistema estrutural de lajes lisas, em um prédio destinado às bibliotecas da Unipampa, com protensão não aderente executado no Software TQS com o dimensionamento utilizando o método do pórtico equivalente da NBR 6118 (2003).

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

A realização deste trabalho se dará pelo conjunto de objetivos específicos:

1. Dimensionar lajes lisas com protensão através do Software TQS, apresentando detalhamentos.
2. Comparar o dimensionamento estrutural das lajes lisas protendidas, utilizando o Software TQS e utilizando o método dos pórticos equivalentes da NBR 6118 (2003), este último executado por Carlos (2013).

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1 Concreto protendido**

O concreto é o material mais utilizado na indústria da construção civil brasileira, tanto em sua forma mais simples (sem armadura) até o protendido (tem pelo menos parte da armadura ativa). Atualmente no Brasil independentemente do tipo, simples, armado ou protendido, o projeto de estruturas de concreto é normalizado por uma única norma, a NBR 6118, a qual substituiu a norma de concreto protendido NBR 7197:1989. Apesar do sistema de protensão já ser conhecido mundialmente desde o século 19, só foi aplicado no Brasil em meados do século 20 no projeto da ponte do Galeão no Estado do Rio de Janeiro. Foi durante o ano de 1948 que a ponte foi construída utilizando o sistema Freyssinet. Para a realização desta obra, foi necessário advir matérias do exterior, visto que o Brasil ainda não produzia de aço protendido para atender o projeto. Isso também justifica, que até mesmo o projeto foi importado da França. A fabricação de materiais base para o concreto protendido brasileiro, ocorreu no ano de 1952, onde a Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira iniciou a fabricação do aço de protensão. A segunda obra brasileira, a ponte de Juazeiro, já foi feita com aço brasileiro.

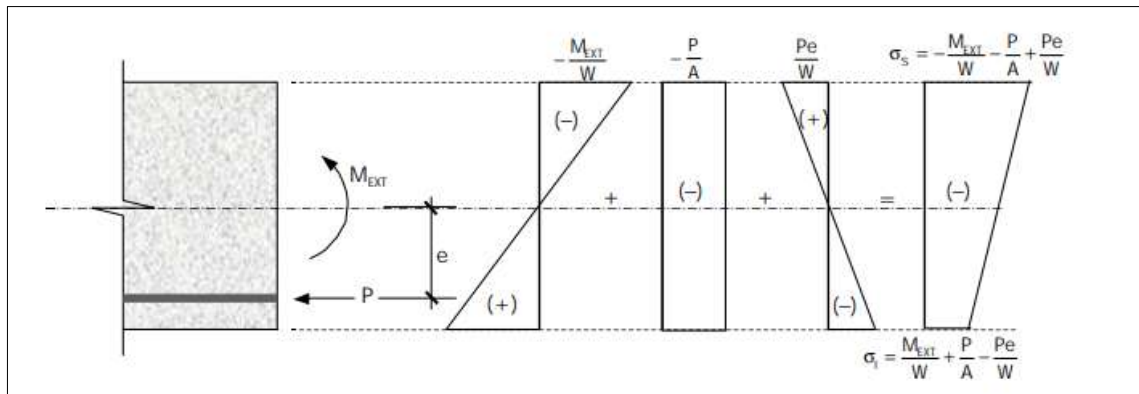
Nos itens a seguir é feita a conceituação, a classificação e a aplicação do concreto protendido, bem como as vantagens e desvantagens de sua utilização.

#### **2.1.1 Conceituação**

Os materiais utilizados para a produção do concreto protendido são exatamente os mesmos que aqueles utilizados para o concreto armado: cimento, agregados, água, aditivos e o aço. Contudo para que seja concreto protendido todo ou apenas parte do aço utilizado deve receber uma pré-tensão, cujo objetivo é criar tensões prévias que melhorem sua resistência ou seu comportamento (PFEIL, 1984). Ainda segundo a NBR 6118 o concreto protendido pode ser definido como estruturas nas quais parte das armaduras, compostas por cordoalhas de aço, são distendidas com

equipamentos especiais para impossibilitar ou limitar a fissuração e os deslocamentos fazendo com que os aços de alta resistência sejam mais bem aproveitados no estado limite último (ELU). A Figura 1 ilustra a ação da protensão completa no concreto.

Figura 1 – Tensões atuantes no concreto protendido completamente resultando em uma estrutura 100% comprimida



Fonte: Emerick (2002)

No concreto armado as armaduras têm um papel passivo na estrutura e só começam a trabalhar depois que passam a ser solicitadas à tração devido as deformações do concreto, as quais iniciam após a retirada do escoramento. Já no concreto protendido as armaduras ou parte delas são consideradas ativas, ou seja, equipamentos geram uma força externa que atuará aliviando as tensões de tração e fazendo com que o concreto trabalhe comprimido (BATISTA, 2018).

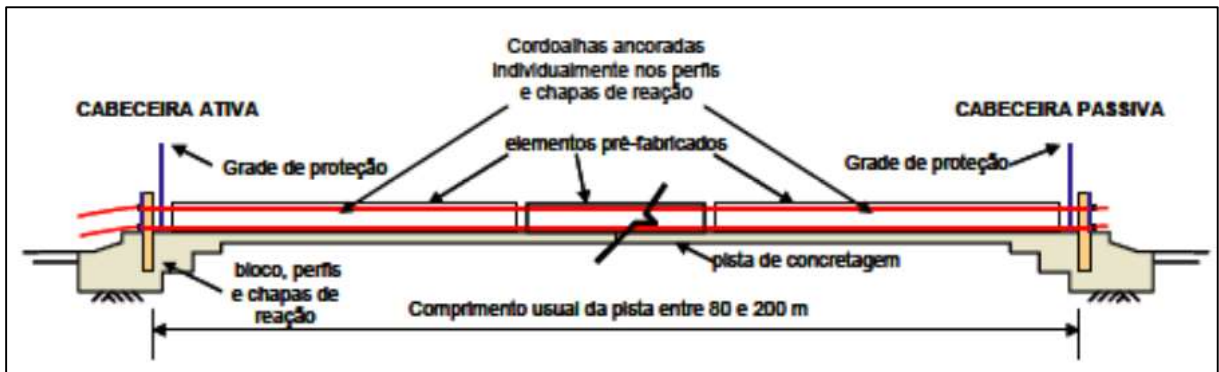
### 2.1.2 Classificação do concreto protendido quanto ao mecanismo de aderência

Existem basicamente dois mecanismos de aderência para o concreto protendido: a protensão aderente e a não aderente. A NBR 6118 (2014) realiza uma divisão para a protensão aderente, em inicial e posterior:

- **Aderência inicial:** A protensão com aderência inicial é muito empregada na fabricação de pré-moldados de concreto protendido. O sistema ocorre através do estiramento da armadura feito antes do lançamento do concreto através de apoios

independentes do elemento. Após suficiente ganho de resistência do concreto, os fios são liberados, como pode ser observado na Figura 2;

Figura 2 – Laje executada com o sistema de protensão aderente



Fonte : Rosas [s.d]

- **Aderência posterior:** o estiramento da armadura ativa é feito após o concreto estar endurecido utilizando-se a própria peça como apoio, criando assim uma aderência permanente. Geralmente, os cabos são pós-tracionados por meio de macacos hidráulicos especiais, que se apoiam nas próprias peças de concreto já endurecido. Quando a força de protensão atinge o valor especificado, os cabos são ancorados por meio de dispositivos especiais (VERÍSSIMO; LENZ, 1998), como pode ser visto na Figura 3;

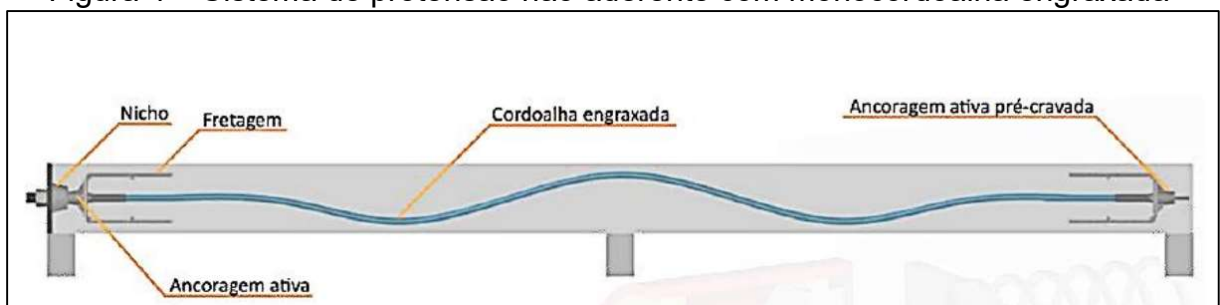
Figura 3– Sistema de aderência posterior, com utilização de bainhas metálicas onduladas (pra melhorar a aderência) com injeção de nata de cimento.



Fonte : Rosas [s.d]

Para a protensão não-aderente, a armadura de protensão é alongada após o endurecimento do concreto sem que exista a aderência entre a armadura e o concreto. A armadura é envolta em graxa e colocada dentro de dutos para que então seja ligado em regiões específicas para ancoragem na própria estrutura, sistema que é representado na Figura 4. Por possuir uma menor aderência, a tensão que é transferida para o concreto depende primordialmente da ancoragem dos cabos em suas extremidades e da integridade dos mesmos ao longo de sua vida útil (MELLO, 2005). Na Tabela 1 apresenta-se um resumo quanto aos tipos de aderência e suas características:

Figura 4 – Sistema de protensão não aderente com monocordoalha engraxada



Fonte: Emerick (2002).

Tabela 1 – Principais tipos de protensão quanto à aderência e suas características

Quanto à aderência	Quanto à concretagem	Característica
Aderência Inicial	Pré- tração (antes)	Cabos retos – pré-fabricação
Aderência Posterior	Pós-tração (após)	Cabos curvos – moldada no local – pré-fabricação
Sem aderência	Pós-tração (após)	Cabos curvos – moldada no local e unidades individuais

Fonte: Carvalho (2017)

Segundo Fernandes (2001), a protensão aderente resulta em estrutura com maior reserva de resistência estrutural e com melhor distribuição de fissuras, enquanto a protensão não-aderente apresenta maiores vantagens construtivas, o que, dependendo da situação, pode ser o fator decisivo na escolha do tipo do sistema a ser adotado.

Para Mello (2005) as vantagens que a protensão com aderência oferecem são basicamente relacionadas ao comportamento estrutural:

- a aderência responde a uma melhor distribuição das fissuras, sendo elas mais numerosas e com menor abertura;
- maior resistência última à flexão das peças;
- maior segurança da estrutura na parte e no todo, diante de situações extremas e raras como incêndios, explosões e sismos, pois, mesmo que haja uma ruptura localizada do cabo ou perda da ancoragem, a aderência mantém a peça sob tensão nas outras regiões.

Em confronto, têm-se as vantagens da protensão sem aderência, que são em sua maioria construtivas e econômicas:

- maior facilidade e rapidez na colocação das cordoalhas nas formas;  $\frac{3}{4}$  Maior excentricidade possível (importante em lajes finas);
- o aço de protensão já chega com graxa protetora contra a corrosão e bainha plástica individual extrudada diretamente sobre a cordoalha engraxada, muito resistente, que suporta com facilidade o manuseio usual no canteiro;

- menor perda por atrito;
- ausência da operação de injeção de pasta de cimento;
- maior economia.

A principal vantagem construtiva da protensão não-aderente que sobressai a com aderência, é o macaco hidráulico utilizado para aplicação das tensões é de fácil manuseio por ser leve, cerca de 19 kg segundo Zanette (2006) e de tamanho que facilita o transporte. Na Tabela 2 é possível visualizar as vantagens executivas das monocordoalhas engraxadas (sistema não-aderente) sobre o sistema de protensão aderente:

Tabela 2- Vantagens executivas da protensão não-aderente

SISTEMA ADERENTE	SISTEMA NÃO ADERENTE
Usa bainha metálica para até quatro cordoalhas por bainha, em trechos de 6 m com luvas de emenda e vedação.	Sem bainha metálica. As cordoalhas vêm de fábrica com graxa e bainha plástica contínua.
O manuseio (enrolar e desenrolar) é feito com quatro cordoalhas ao mesmo tempo (aproximadamente 3,2 kg/m).	O manuseio é feito com uma cordoalha por vez (cerca de 0,89 kg/m).
Concretagem cuidadosa para evitar danos à bainha metálica (abertura da costura helicoidal).	Concretagem sem maiores cuidados, pois a bainha plástica de PEAD é resistente aos trabalhos de obra.
Usa macaco de furo central que precisa ser enfiado pela ponta da cordoalha (aproximadamente 50 cm da face do concreto).	Usa macaco de dois cilindros que se apóia na cordoalha junto à face do concreto.
A protensão é feita em quatro níveis de pressão hidráulica, seguidas das respectivas leituras de alongamento, correção da tabela e medida da perda por acomodação da ancoragem.	A protensão é feita em uma só elevação de pressão, pois não há retificação da cordoalha (bainha justa).
Exigem lavagem das cordoalhas por dentro para a diluição de eventual pasta de cimento que poderia ter entrado e prendido as cordoalhas.	Lavagem desnecessária.
A água deve ser retirada por ar comprimido antes da injeção, para não haver diluição da pasta.	Medida desnecessária.
Usa cimento em sacos para preparo da pasta de injeção, feito com misturador elétrico. A injeção é feita por bomba elétrica.	Medida desnecessária.

Fonte: Emerick (2005)



### 2.1.3 Classificação do concreto protendido quanto a intensidade de protensão

O concreto protendido também pode ser classificado de acordo com a intensidade de protensão aplicada. A NBR 6118 (2014) classifica em três tipos de intensidade de protensão, classificação essa que está diretamente ligada a durabilidade das peças. Segundo a norma as armaduras ativas estão mais sujeitas à corrosão do que as armaduras passivas devido a intensidade da tensão que age sobre as cordoalhas, tornando assim os estados limites de fissuração extremamente importantes para peças protendidas.

As exigências quanto à fissuração para cada situação de protensão, é demonstrada na Tabela 3 a seguir, aonde a norma brasileira define os estados limites de serviço a serem verificados nos diferentes níveis de protensão, os quais são:

- **Estado Limite de Abertura de Fissuras (ELS-W):** estado em que limita os valores máximos para a abertura de fissuras do elemento estrutural.
- **Estado Limite de Formação de Fissuras (ELS-F):** estado em que se inicia a formação de fissuras, admite-se que o mesmo é atingido quando a tensão de tração máxima na seção transversal for igual a resistência à tração  $f_{ct,f}$ .
- **Estado Limite de Descompressão (ELS-D):** estado no qual, em um ou mais pontos da seção transversal, a tensão normal é nula, não havendo tração no restante da seção.

Tabela 3 – Exigências de durabilidade relacionadas à fissuração e à proteção da armadura em função da classe de agressividade a ser verificado em cada situação.

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 $w_k \leq 0,4$ mm	Combinação frequente
	CAA II e CAA III	ELS-W $w_k \leq 0,3$ mm	
	CAA IV	ELS-W $w_k \leq 0,2$ mm	
Concreto protendido nível 1 (protensão parcial)	Pré-tração com CAA I ou Pós-tração com CAA I e II	ELS-W $w_k \leq 0,2$ 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 <sup>a</sup>	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 <sup>a</sup>	Combinação frequente
<sup>a</sup> A critério do projetista, o ELS-D pode ser substituído pelo ELS-DP com $a_p = 50$ mm (Figura 3.1). NOTAS 1 As definições de ELS-W, ELS-F e ELS-D encontram-se em 3.2. 2 Para as classes de agressividade ambiental CAA-III e IV, exige-se que as cordoalhas não aderentes tenham proteção especial na região de suas ancoragens. 3 No projeto de lajes lisas e cogumelo protendidas, basta ser atendido o ELS-F para a combinação frequente das ações, em todas as classes de agressividade ambiental.			

Fonte: NBR 6118 (2014)

Segundo Carvalho (2017) a escolha da intensidade da protensão que será aplicada deve ser feita com base no tipo de construção ou agressividade do meio ambiente no qual a peça estará inserida. A classificação também ocorre de acordo com os níveis de intensidade da força de protensão que, por sua vez, são em função da proporção de armadura ativa usada em relação à passiva (FERNANDES, 2018).

### **2.1.4 Aplicações do Concreto Protendido**

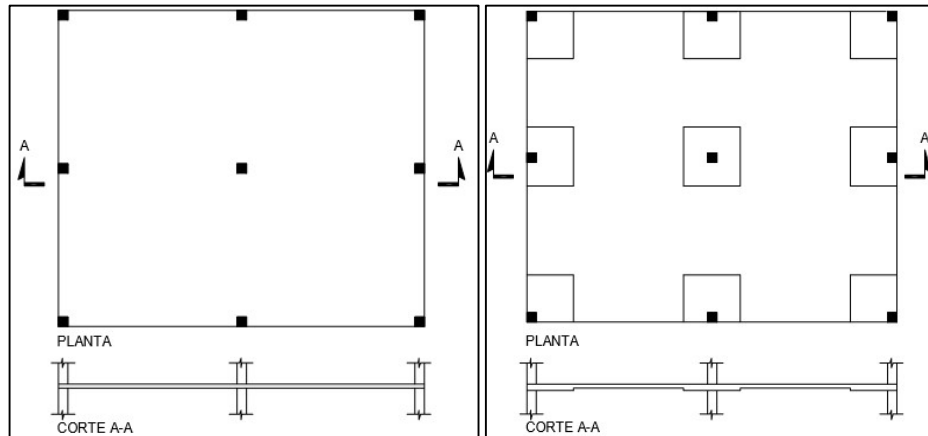
Existem inúmeras aplicações para o concreto protendido que vão desde lajes e pisos de edifícios até grandes obras como plataformas marítimas, pontes estaiadas e invólucros de proteção de centrais atômicas. Além disso o concreto protendido é muito utilizado em obras de terra como barragens e cortinas atirantadas e também estruturas cilíndricas como silos e reservatórios (VERÍSSIMO; LENZ, 1998).

A protensão em lajes é muito utilizada quando deseja-se vencer grandes vãos e segundo Brazeiro (2013) os esquemas estruturais mais comuns são: lajes lisas, que podem ter ou não aumentos de espessura na região dos pilares; lajes com vigas e lajes nervuradas com engrossamento na região dos pilares e com faixas protendidas.

### **2.2 Lajes utilizadas em sistemas protendidos**

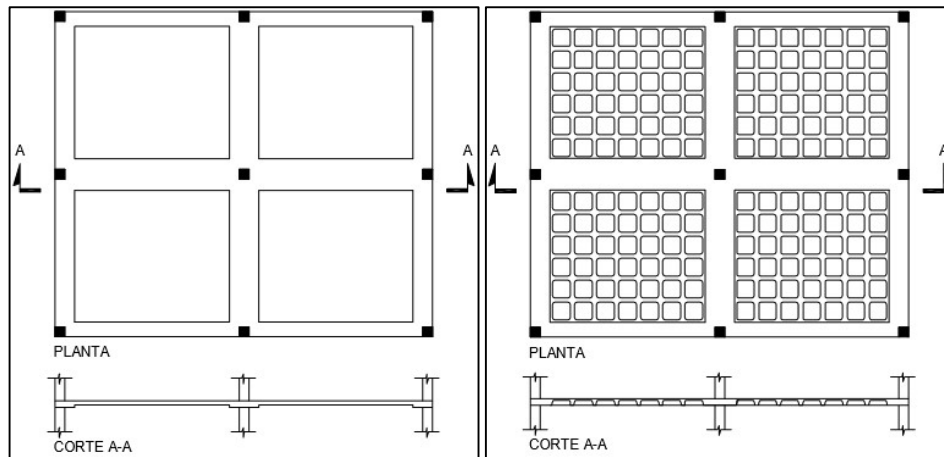
São infinitas as possibilidades de uso para o concreto protendido e para as lajes também existem diversas formas de utilização. Emerick (2002) afirma que as mais utilizadas são as lajes lisas, lajes lisas com engrossamento nos pilares, lajes nervuradas com faixas protendidas, lajes nervuradas, lajes nervuradas com engrossamento nos pilares e lajes com vigas. A escolha do tipo de laje utilizada dependerá do vão a ser vencido e do projetista. A Figura 5 apresenta uma representação gráfica de cada sistema de lajes.

Figura 5 – Sistemas de lajes executadas com concreto protendido.



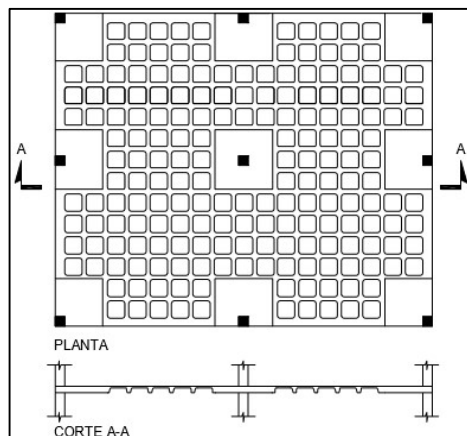
a) Lajes lisas

b) Lajes lisas com engrossamento nos pilares



c) Laje com vigas faixa

d) Laje nervurada com faixas protendidas

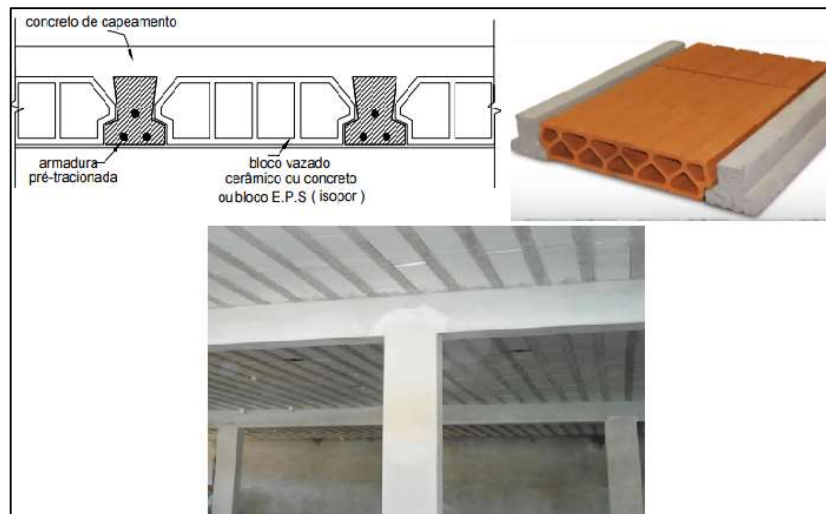


e) Laje nervurada com engrossamento dos pilares

Fonte: Emerick (2002)

As lajes ainda podem ser classificadas de acordo com sua fabricação: moldadas no local ou pré-moldadas. Dentre os tipos de lajes moldadas no local as lajes lisas (Figura 9) possuem maior vantagem em relação aos outros. Já entre as lajes pré-moldadas existem três tipos estipulados pelas normas: laje pré-moldada com trilhos de concreto protendido (Figura 6), laje com painel alveolar (Figura 7) e laje em duplo T (Figura 8). Sendo desnecessário o escoramento nas duas últimas (CARVALHO, 2017).

Figura 6 - Sistema de lajes pré-moldadas com trilhos de concreto protendido



Fonte : Empresa PreMonta<sup>1</sup>

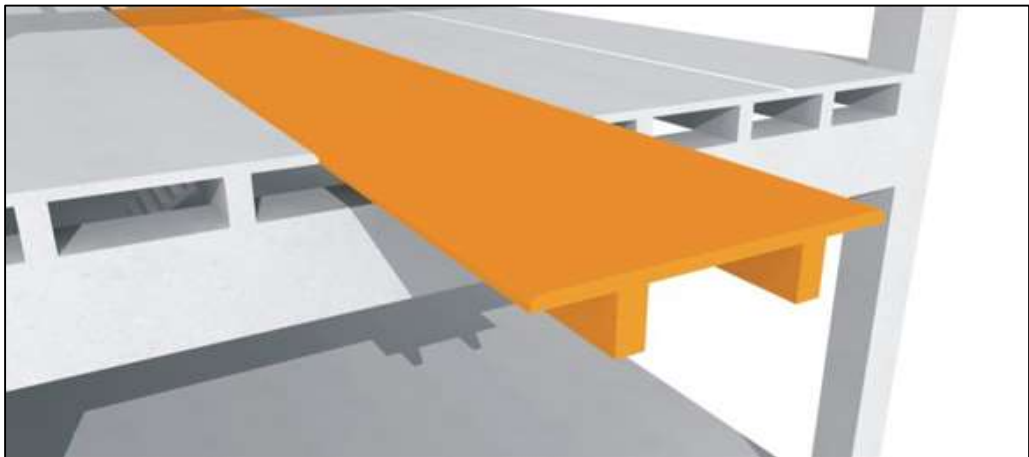
<sup>1</sup> Disponível em : <http://premonta.com.br/o-que-e-e-como-funciona-a-laje-protendida/>

Figura 7 - Sistema de lajes pré-moldadas com painel alveolar



Fonte : Empresa Engenharia Concreta<sup>2</sup>

Figura 8 - Sistema de lajes pré-moldadas em duplo T invertido



Fonte : Empresa Premart<sup>3</sup>

---

<sup>2</sup> Disponível em : <https://engenhariaconcreta.com/laje-alveolar-conheca-as-principais-caracteristicas-e-vantagens//>

<sup>3</sup> Disponível em : <http://www.premart.com.br/pre-fabricadoss/laje-duplo-t>

Figura 9 - Laje Lisa Protendida



Fonte : Empresa Protenfor<sup>4</sup>

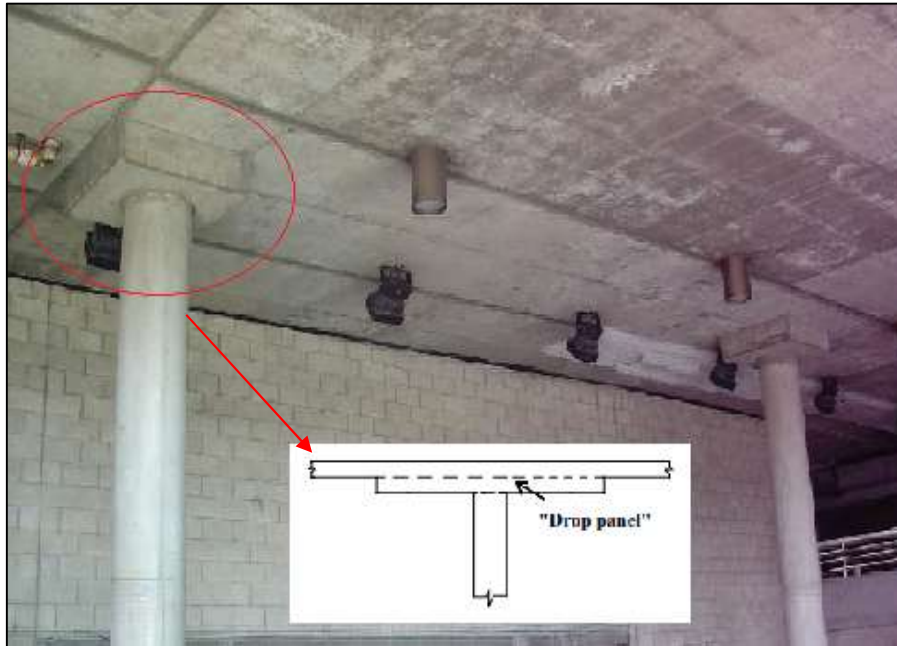
### 2.2.1 Lajes Lisas

Segundo Emerick (2005), as lajes lisas apresentam vantagens em relação às demais lajes protendidas sobretudo do ponto de vista da execução, porém sua capacidade resistente é em geral ditada pelo cisalhamento na região de ligação entre laje-pilar. Assim, melhorar sua capacidade ao puncionamento é possível com o engrossamento (ou “drop panel”) da laje na região do pilar ou ainda uso de vigas faixa protendidas.

---

<sup>4</sup> Disponível em : <https://www.protenfor.com.br/Produtos-Servi%C3%A7os/Laje-plana-macica-protendida/70>

Figura 10 – Engrossamento da laje ou “drop panel”



Fonte : Melges (1995)

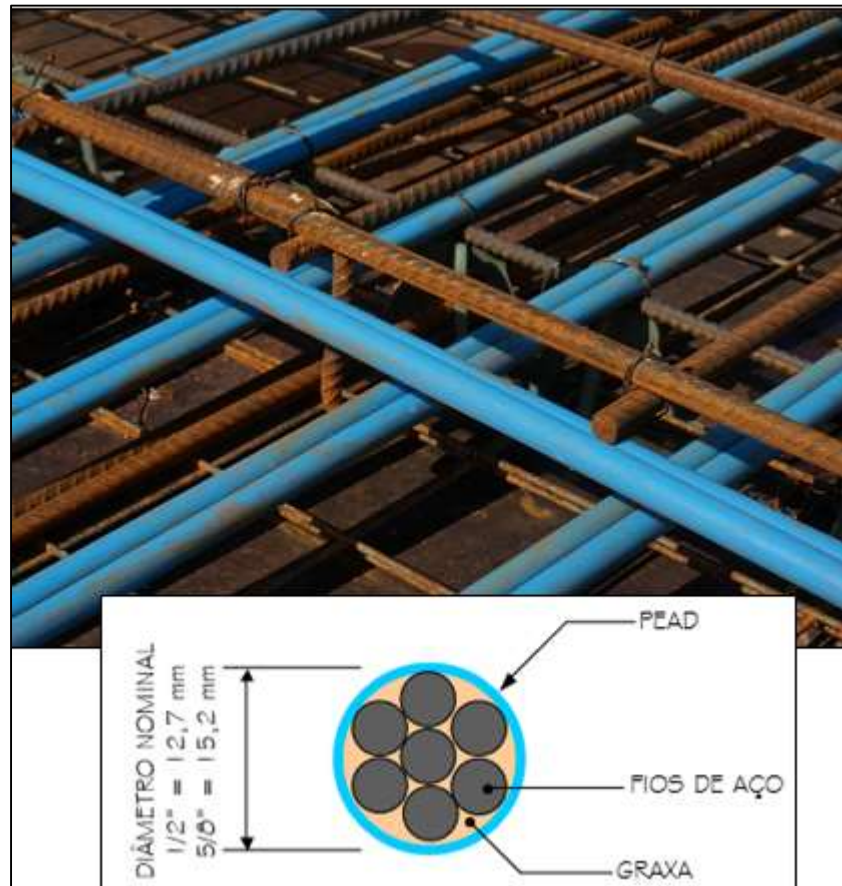
### 2.3 Materiais utilizados em lajes protendidas

Em concreto protendido usa-se aços com a sigla CP (concreto protendido) e são seguidos por um número que representa a sua tensão aproximada de ruptura, após o número encontra-se a sigla que representa a relaxação do aço, sendo RN a relaxação normal e RB a baixa relaxação. No Brasil as categorias mais utilizadas são CP 175 RB, CP 175 RN, CP 190 RB, CP 210 RB (BATISTA, 2018).

O aço pode ser fornecido em fio, barras, cordões ou cordoalhas, e deve estar de acordo com os valores mínimos especificados pela NBR 7483:2008 e atender as especificações da NBR 7482:2008, como pode ser observado na Figura 11.



Figura 11 – Cordoalhas engraxadas e suas especificações



Fonte : Adaptado de Emerick (2002)

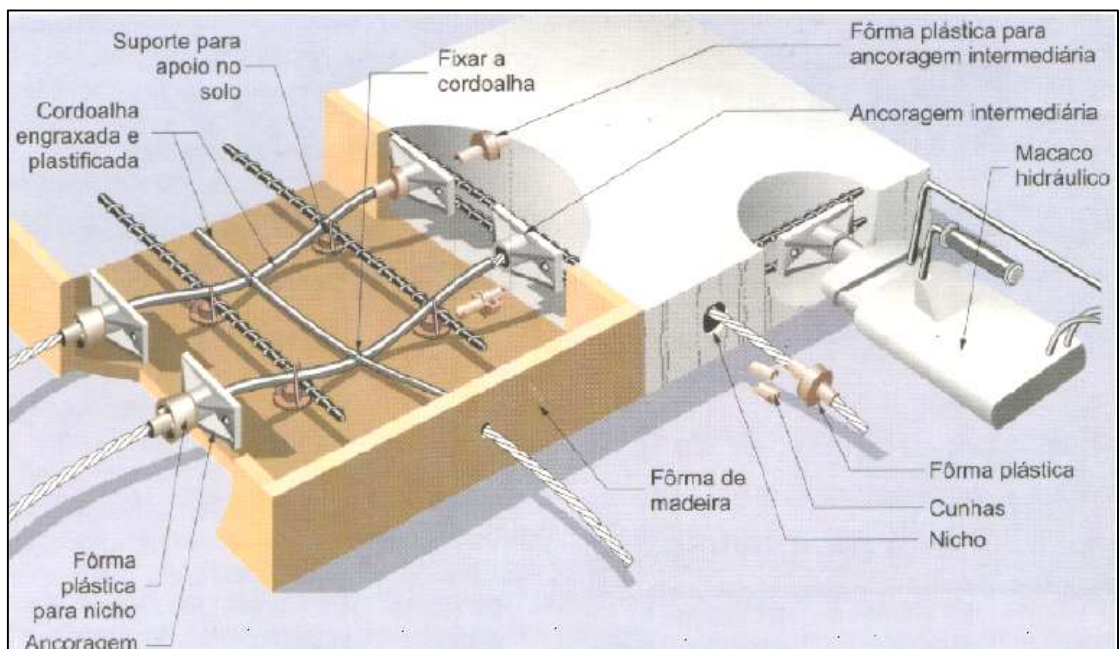
O concreto protendido ainda demanda ancoragens, nichos plásticos, macaco hidráulico (Figura 12) ou outro equipamento para executar a protensão e o concreto que deverá ser definido pelo projetista. A Figura 13 apresenta um esquema de montagem de concreto protendido não aderente e todos os materiais utilizados na execução.

Figura 12 - Macaco Hidráulico de protensão para pós-tensão – utilização em monocordoalha



Fonte : Empresa Baucher <sup>5</sup>

Figura 13– Montagem com cordoalha engraxada



Fonte: Revista Técnica (1997)

<sup>5</sup> Disponível em : <http://www.bauscher.com.br/equipamentos-protensao.html>

## **2.4 Perdas de Protensão**

Segundo Veríssimo e Cesar Jr. (2011), a armadura se torna ativa com o processo de alongamento da mesma, tal processo é feito por macacos hidráulicos, e tem o objetivo de diminuir ou neutralizar completamente os efeitos de tração na peça de concreto. Durante sua execução diversos fatores contribuem para que haja uma perda de tensão nos cabos, como: a transferência de protensão, acionamento dos macacos hidráulicos entre outros. Com isso se faz necessário acrescentar uma parcela de força inicial, para que após as perdas, chegue-se no dimensionado em projeto.

As perdas de protensão são classificadas em dois grupos. As que ocorrem inicialmente, durante a execução do sistema, chamadas perdas imediatas e as que ocorrem durante o tempo de serviço da estrutura, chamadas perdas retardadas. Essas últimas, consideradas até 2 ou 3 anos após a construção, posteriormente por apresentarem valores pequenos podem ser desprezadas (CARVALHO, 2017).

### **2.4.1 Perdas Imediatas**

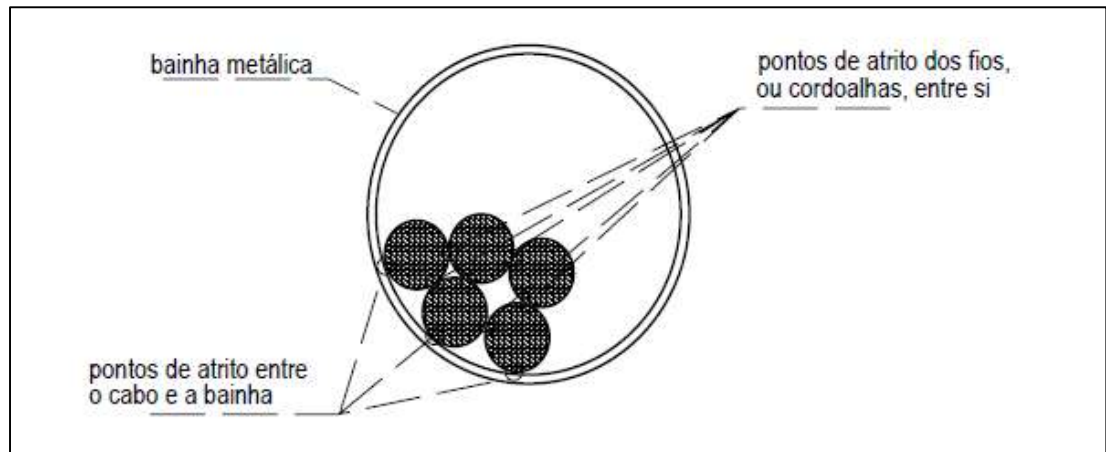
As perdas imediatas ocorrem no momento da operação da protensão e ancoragem dos cabos. Podem ser devidos a três causas: por atrito cabo-bainha, Perdas por cravação (encunhamento ou acomodação das ancoragens) e por Perdas por encurtamento elástico (devida ao escalonamento da operação de protensão)

#### **2.4.1.1 Perdas Por Atrito Cabo-Bainha**

Esse tipo de perda só acontece em peças submetidas a pós-tração. O atrito é gerado pela fricção que ocorre entre os cabos e entre os cabos e a bainha, devido a curvatura que a armadura segue respeitando o traçado determinado em projeto, e a sinuosidade inevitável da bainha mesmo nos trechos retilíneos. Ao ser aplicada a tensão, o cabo tende a ficar reto, gerando nas curvaturas forças na direção radial

(forças normais) que resultam no atrito (CARVALHO, 2017). Na Figura 14, podemos observar os locais onde ocorre o atrito entre os cabos e a bainha.

Figura 14 - Atrito dos cabos dentro da bainha

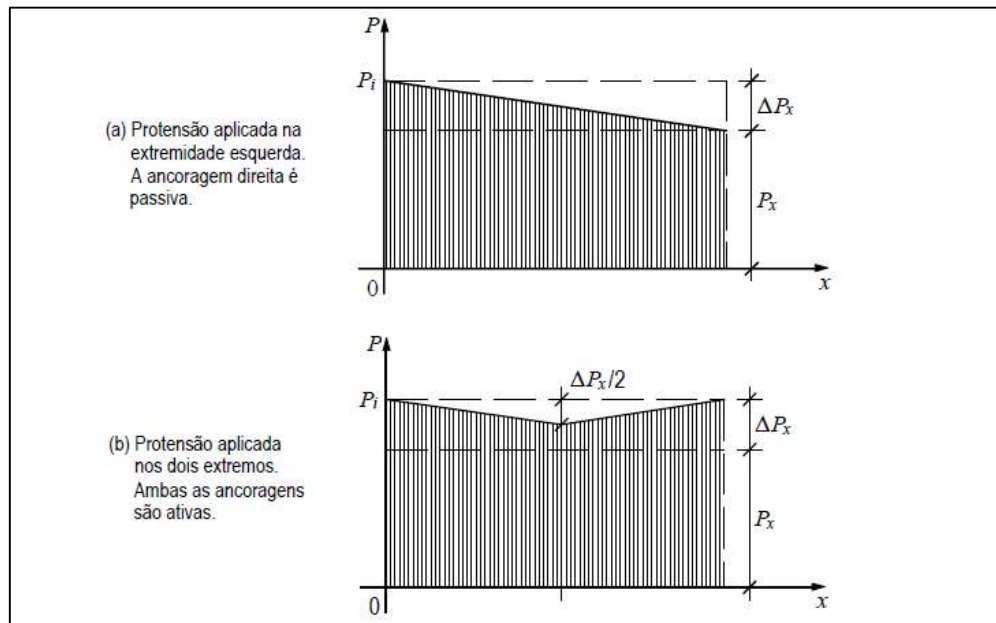


Fonte: Veríssimo e Cesar Jr. (2011)

As perdas variam em todo o comprimento do cabo, o que faz termos intensidades de tensão efetiva diferentes ao longo da peça, podendo causar grandes variações dependendo do comprimento do cabo e da quantidade de mudanças de direção do traçado. Nesses casos é necessário tomar medidas construtivas especiais para atenuar o problema, como aplicar a protensão a partir dos dois extremos da armadura, tornando as duas ancoragens ativas (VERÍSSIMO; CESAR JR., 2011).

Considerando a perda de protensão por atrito linear no decorrer do cabo, na Figura 15 é possível visualizar a diferença na redução da força inicial ao longo da armadura, entre o sistema que apresenta apenas um lado com ancoragem ativa, e o que apresenta os dois.

Figura 15- Variação da força de protensão devido as perdas por atrito



Fonte: Veríssimo e Cesar Jr. (2011)

Segundo Emerick (2002) as perdas de pretensão por atrito são calculadas pela expressão:

$$\sigma(x) = \sigma_0 e^{-\mu(\sum \alpha + kx)} \quad \text{Equação 1}$$

Onde:

$\sigma(x)$  - Tensão atuante no cabo a uma distância  $x$ ;

$\sigma_0$  - Tensão inicial aplicada na extremidade do cabo;

$\sum \alpha$  - Soma dos ângulos de desvio previstos em radianos;

$\mu$  - Coeficiente de atrito aparente entre o cabo e a bainha, em geral adota-se 0,20 para cordoalhas em bainha metálica e 0,05 para cordoalhas em bainha de polipropileno lubrificada;

$k$  - Coeficiente de perdas por metro provocadas por curvas não intencionais do cabo, em geral adota-se entre 0,001 a 0,003  $\text{m}^{-1}$ .

### 2.4.1.2 Perdas por cravação da ancoragem

As perdas por acomodação da ancoragem são características em elementos pós-tracionados, e os quais utilizam cunhas. Nesse sistema após a protensão ser aplicada pelos macacos hidráulicos, os cabos são ancorados no concreto através das cunhas, que ao receberem a carga penetram na estrutura, diminuindo em parte a tensão inicial aplicada nos cabos (PFEIL, 1984).

A NBR 6118 recomenda que seja utilizado nos cálculos o valor de perda por ancoragem recomendado pelo fabricante do produto, ou definido por conhecimentos experimentais do sistema. Segundo Veríssimo e Cesar Jr. (2011), a parcela da armadura afetada por essa perda depende da geometria do cabo, do valor da perda, e do coeficiente de atrito entre a bainha e os cabos.

Emerick (2002) fala que para determinar a região do cabo afetada pela perda por cravação da ancoragem pode ser encontrada por um cálculo iterativo seguindo os passos a seguir:

- Passo 1: Adota-se um valor para  $x$  (onde  $x$  é a região de influência da perda);
- Passo 2: Calcula-se o valor da Equação 2 para o  $x$  determinado no passo 1;
- Passo 3: Calcula-se  $\Delta\sigma$  na equação abaixo:

$$\Delta\sigma = 2(\sigma_o - \sigma(x)) \quad \text{Equação 2}$$

- Passo 4: Verifica-se:

$$\delta E_p = A_{TRIANGULO} = \frac{\Delta\sigma \cdot x}{2} \quad \text{Equação 3}$$

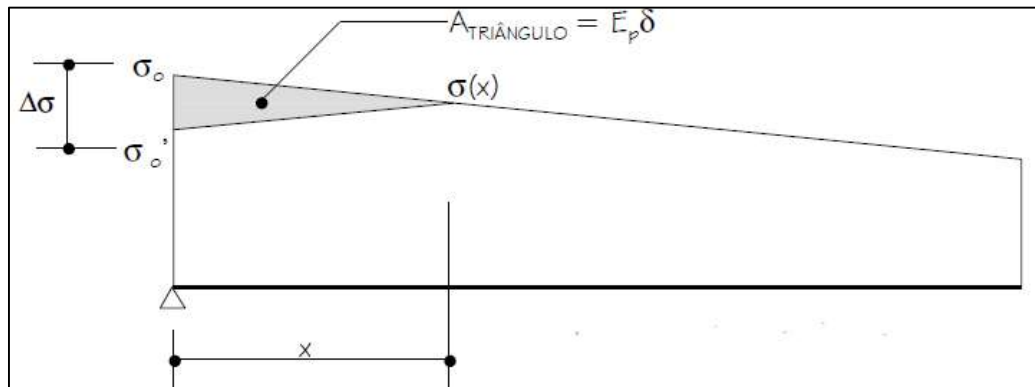
Onde:

$\delta$  - Cravação da ancoragem;

$E_p$  - Modulo de elasticidade do aço de pretensão;

A Figura 16 serve para melhor entendimento da Equação 3.

Figura 16 - Cálculo da influência da cravação



Fonte: Emerick (2002)

- Passo 5: Caso a igualdade do passo 4 não seja satisfeita, adota-se outro valor para  $x$  até que o satisfaça.

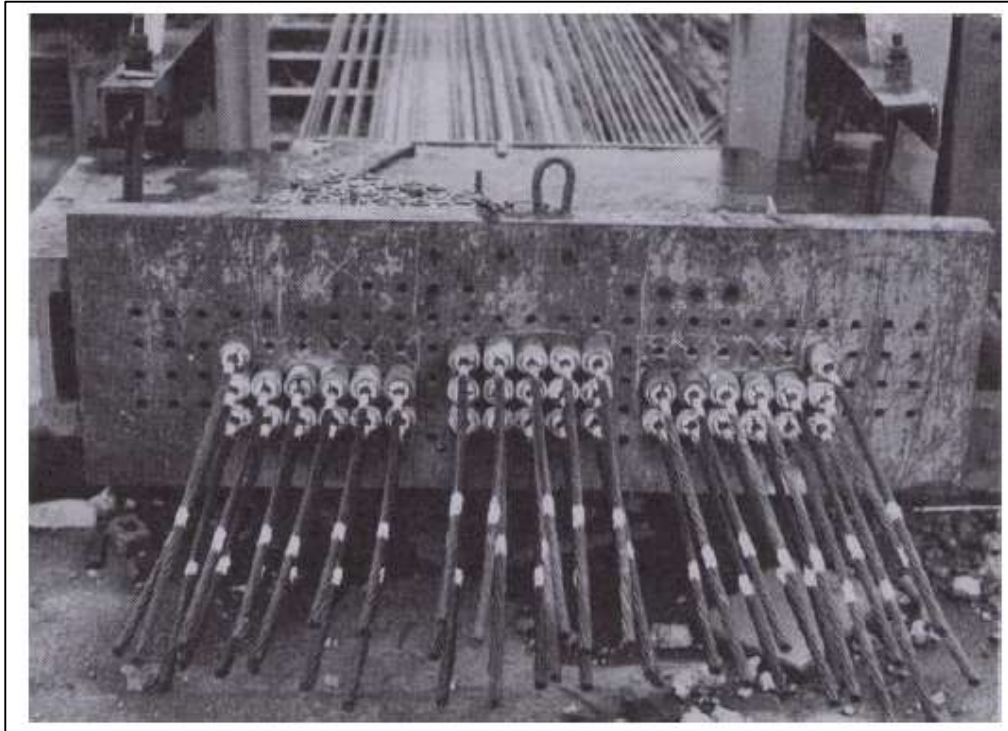
#### 2.4.1.3 Perdas por encurtamento elástico do concreto (deformação)

Segundo Carvalho (2017), quando é transmitida para o concreto, a força de protensão aplicada nos cabos faz com que ocorra um encurtamento na peça, que conseqüentemente gera um encurtamento também na armadura, resultando numa diminuição na protensão final. Essa perda deve ou não ser considerada em cálculo, dependendo de sua grandeza.

Nesta situação de perda por deformação imediata no concreto, deve-se diferenciar as considerações nos casos de pré-tensão e nos de pós-tensão. No primeiro, exemplificado pela Figura 9, após a tensão ser aplicada nos cabos, eles são ancorados em um maciço de ancoragem, esperando a concretagem e a cura necessária do concreto. Quando a armadura é solta do maciço, a carga é transferida para o concreto, dessa maneira armadura e concreto sustentam a força, devendo ser feita a homogeneização da seção, transformando por exemplo a parcela de aço em concreto, para determinar o encurtamento da peça (VERÍSSIMO; CARLOS JR., 2011)



Figura 17 - Maciço de ancoragem sustentando a armadura ativa



Fonte: Veríssimo e Cesar Jr. (2011)

No caso de pós-tensão, o macaco hidráulico se apoia no próprio concreto para aplicar a força nos cabos, se esse tensionamento e a ancoragem de todas as armaduras ativas da peça fossem feitos ao mesmo tempo, não seria necessário considerar perda por encurtamento elástico. Como usualmente é feito em sequência, quando aplicada a tensão em um cabo, os que já foram tensionados sofrerão o encurtamento e assim sucessivamente. Para neutralizar esse efeito, tem-se que aplicar uma parcela de força a mais em cada cabo, de maneira que no final todos sustentem o mesmo esforço (PFEIL, 1984).

Segundo Emerick (2002), as perdas por encurtamento elástico do concreto podem ser simplificadas pela equação:

$$\Delta\sigma_p = \left(\frac{n-1}{2n}\right) \cdot \alpha_p \cdot \sigma_c \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

$n$  - Número de cabos;

$\alpha_p$  -  $E_p/E_c$

$E_p$  - Modulo de elasticidade do aço de protensão;



$E_c$  - Modulo de elasticidade do concreto na idade da protensao;

$\sigma_c$  - Tensao no concreto no C.G. do cabo devido aos efeitos de protensao e das cargas mobilizadas por ela no ato da protensao (em geral carga permanente), expressa pela Equacao 5.

$$\sigma_c = \frac{P}{A_c} + \frac{Pe_p^2}{I_c} + \frac{M_g e_p}{I_c} \quad \text{Equação 5}$$

Onde:

$e_p$  - Posição do C.G. do cabo em relação ao C.G. da peça na seção considerada;

$A_c$  - Área da seção transversal de concreto;

$I_c$  - Momento de inércia da seção transversal de concreto;

$P$  - Força de protensão inicial, considerando as perdas por atrito;

$M_g$  - Momento fletor proveniente das cargas mobilizadas com a protensão, em geral, momento devido ao peso próprio da estrutura.

#### 2.4.2 Perdas Retardadas

As perdas retardadas ocorrem devido aos fenômenos reológicos que o concreto e o aço estão sujeitos, os quais alteram suas características elásticas e mecânicas. Fato que nos leva a perceber, que para determinarmos a tensão em uma seção de uma peça protendida, temos que levar em conta seu local no decorrer da estrutura e a idade do elemento analisado (CARVALHO, 2017).

### 2.4.2.1 Perdas Por Retração e Fluência do Concreto

Segundo Veríssimo e Carlos Jr. (2011), além das deformações imediatas que o concreto sofre pela aplicação da protensão, tais alterações também ocorrem com o decorrer do tempo devido a retração e a fluência. A primeira devido à perda de água para o ambiente, e a segunda por estar submetido a cargas constantemente. Processos esses que tendem a se estabilizar com o tempo.

A protensão, é aplicada no momento que o concreto tem resistência suficiente para suportar os esforços aplicados, mais seu peso próprio. Nesse instante já ocorreu parte da retração do material, porém essa deformação continua até estabilizar, desta forma é aconselhado aplicar a tensão o mais tardar possível, tendo em vista que nas idades iniciais do concreto esse fenômeno é mais intenso. No que diz respeito a perda de água, os fatores que mais influenciam são: espessura da peça, temperatura e umidade do ambiente e a quantidade de água no material (PFEIL, 1984).

Segundo Verissimo e Carlos Jr. (2011) por simplificação para o cálculo de perdas de protensão por retração do concreto, adota-se a deformação do concreto igual à do aço, e a equação que determina a retração do concreto no intervalo  $t - t_0$  é:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs\infty}[\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad \text{Equação 6}$$

Onde:

$\varepsilon_{cs\infty} = \varepsilon_{1s} \cdot \varepsilon_{2s}$  - Valor final da retração;

$\varepsilon_{1s}$  - Coeficiente que depende da umidade relativa do ambiente e da consistência do concreto. Para abatimentos entre 5cm e 9 cm, e  $U \leq 90\%$  temos:

$$\varepsilon_{1s} \cdot 10^4 = -6,16 - \frac{U}{484} + \frac{U^2}{1590} \quad \text{Equação 7}$$

Sendo  $U$ , umidade relativa e é expressa em porcentagem. Para  $U \leq 90\%$  e abatimentos de 0 a 4 cm os valores são 25 % menores, e para abatimentos de 10 a 15 cm são 25 % maiores. Para  $U > 90\%$ ,  $\varepsilon_{1s} = 1$ .

$\varepsilon_{2s}$  - Coeficiente dependente da espessura fictícia da peça, expresso por:

$$\varepsilon_{2s} = \frac{0,33+2h_{fic}}{0,21+3h_{fic}} \quad \text{Equação 8}$$

Sendo  $h_{fic}$  a espessura fictícia em metros.

$\beta_s(t)$  ou  $\beta_s(t_0)$  - Coeficiente relativo à retração no instante  $t$  ou  $t_0$ , expresso pela Equação 9;

$t$  - Idade fictícia do concreto no instante considerado, em dias;

$t_0$  - Idade fictícia do concreto no instante em que o efeito da retração começa a ser considerado, em dias.

$$\beta_s(t) = \frac{\left[\frac{t}{100}\right]^3 + A\left[\frac{t}{100}\right]^2 + B\left[\frac{t}{100}\right]}{\left[\frac{t}{100}\right]^3 + C\left[\frac{t}{100}\right]^2 + D\left[\frac{t}{100}\right] + E} \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

$$A = 40$$

$$B = 116h^3 - 282h^2 + 220h - 4,8$$

$$C = 2,5h^3 - 8,8h + 40,7$$

$$D = -75h^3 + 585h^2 + 496h - 6,8$$

$$E = -169h^4 + 88h^3 + 584h^2 - 39h + 0,8$$

$t$  - Tempo em dias e maior igual a 3;

$h$  - Espessura fictícia em metros, entre 0,05 e 1,6m.

Para o cálculo de idade fictícia a NBR 6118 recomenda que se utilize a equação:

$$t = \alpha \sum_i \frac{T_i + 10}{30} \cdot \Delta t_{ef,i} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

$t$  - Idade fictícia em dias;

$\alpha$  - Coeficiente dependente da velocidade de endurecimento do cimento, conforme Quadro 1;

$T_i$  - Temperatura média diária do ambiente (°C)

$\Delta t_{ef,i}$  - Período em dia, durante o qual a temperatura média diária do ambiente,  $T_i$  pode ser admitida constante.

Quadro 1- Valores de  $\alpha$  para fluência e retração em função da velocidade de endurecimento do cimento.

Cimento Portland (CP)	$\alpha$	
	Fluência	Retração
De endurecimento lento (CP III e CP IV, todas as classes de resistência)	1	1
De endurecimento normal (CP I e CP II, todas as classes de resistência)	2	1
De endurecimento rápido (CP V – ARI)	3	1
Onde: CP I e CP I-S – Cimento Portland comum; CP II-E, CP II-F e CP II-Z – Cimento Portland composto; CP III – Cimento Portland de alto forno; CP IV – Cimento Portland pozolânico; CP V-ARI – Cimento Portland de alta resistência inicial; RS – Cimento Portland resistente a sulfatos (propriedade específica de alguns dos tipos de cimento citados)		

Fonte: Veríssimo e Cesar Jr. (2011)

Segundo a NBR 6118 a espessura fictícia é calculada por:

$$h_{fic} = \gamma \frac{2A_c}{u_{ar}} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

$\gamma$  - Coeficiente dependente da umidade relativa do ambiente.

$$U \leq 90\% , \quad \gamma = 1 + \exp(-7,8 + 0,1U)$$

$$U > 90\% , \quad \gamma = 30$$

$A_c$  - Área da seção transversal da peça;

$u_{ar}$  - Parte do perímetro externo da seção transversal da peça em contato com o ar.

Segundo Verissimo e Cesar Jr. (2011), para encontrar a perda de protensão no instante  $t$  utiliza-se a Equação 12:

$$\Delta\sigma_{ps} = -E_p \varepsilon_{cs\infty} [\beta_s(t) - \beta_s(t_0)] \quad \text{Equação 12}$$

Segundo Carvalho (2017), a fluência ocorre pela constância da carga aplicada no concreto, o que a protensão faz desde as idades iniciais. O encurtamento da peça

ocorre pela tensão aplicada no decorrer do tempo, ao mesmo tempo que o encurtamento diminui a força no cabo, uma atuando simultaneamente sobre a outra.

A deformação lenta por fluência pode chegar a 4 vezes a deformação imediata do concreto. A equação para a perda de protensão pela fluência é:

$$\sigma_{p\phi} = \frac{\alpha\phi(\sigma_{cg} - \sigma_{cP_0})}{1 + \alpha \frac{\sigma_{cP_0}}{\sigma_{P_0}} \left(1 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad \text{Equação 13}$$

Onde:

$\sigma_{p\phi}$  - Tensão perdida devido a deformação lenta;

$\sigma_{P_0}$  - Tensão devido a força  $P_0$ ;

$\sigma_{cg}$  - Tensão devido ao peso permanente;

$\sigma_{cP_0}$  - Tensão devido a protensão;

$\phi$  - Coeficiente de fluência;

#### 2.4.2.2 Perdas por Relaxação do Aço

O aço ao ser ancorado no concreto fica estirado e resistindo uma tensão constante, esse fato resulta na relaxação do aço, que gera perda de protensão na armadura. Condições que contribuem para a intensidade desse acontecimento são: a tensão que o aço está submetido, características metalúrgicas e a temperatura do ambiente (PFEIL, 1984).

O encurtamento ocorrido na peça protendida devido as deformações sofridas pelo concreto, diminui a relaxação do aço. Outro fator que afeta bastante esse fenômeno é a temperatura, gerando resultados em laboratório que apresentaram o dobro de relaxação em materiais submetidos a 40°C, comparados aos que estiveram a 20°C (CARVALHO, 2017).

Segundo Verissimo e Cesar Jr. (2011), a intensidade de relaxação do aço é determinada pelo coeficiente  $\psi(t, t_0)$  encontrado na Equação 14:

$$\psi(t, t_0) = \frac{\Delta\sigma_{pr}(t, t_0)}{\sigma_{pi}} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

$\sigma_{pr}(t, t_0)$  - Perda de tensão por relaxação pura (com comprimento constante) desde o instante  $t_0$  do estiramento da armadura até o instante  $t$  considerado;

$\sigma_{pi}$  - Tensão na armadura de protensão no instante de seu estiramento;

As normas NBR 7482 e NBR 7483, definem valores médios para  $\psi(t, t_0)$ , medidos após 1000 horas da armadura de protensão estar submetida a carregamentos entre  $0,5f_{ptk}$  e  $0,8f_{ptk}$ , demonstrados na Tabela 4.

Tabela 4 – Valores de  $\psi_{1000}$  em percentagem.

$\sigma_{po}$	Cordoalhas		Fios		Barras
	RN	RB	RN	RB	
$0,5 f_{ptk}$	0	0	0	0	0
$0,6 f_{ptk}$	3,5	1,3	2,5	1,0	1,5
$0,7 f_{ptk}$	7,0	2,5	5,0	2,0	4,0
$0,8 f_{ptk}$	12,0	3,5	8,5	3,0	7,0

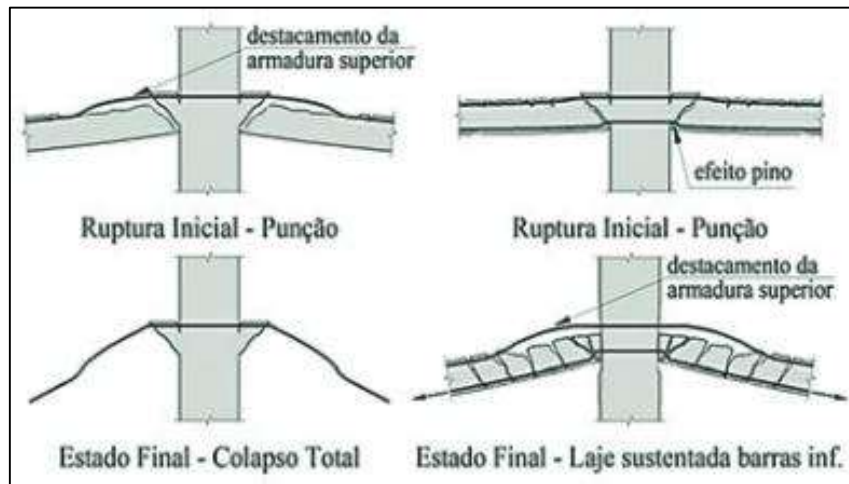
Fonte: Verissimo e Carlos Jr. (2011)

## 2.5 Punção

Segundo Trautwein (2006), a punção ocorre devido a aplicação de uma força concentrada perpendicularmente a um plano de um elemento estrutural (um pilar em uma laje por exemplo). Esse fato faz com que ocorram tensões cisalhantes ao redor da aplicação da força, podendo levar ao colapso a estrutura. Essa falha ocorre de maneira brusca e imediata, fato este que faz a análise da punção ser de suma importância em lajes protendidas.

A Figura 18 mostra a ruptura de uma laje lise sem armadura ao cisalhamento na região afetada pela punção.

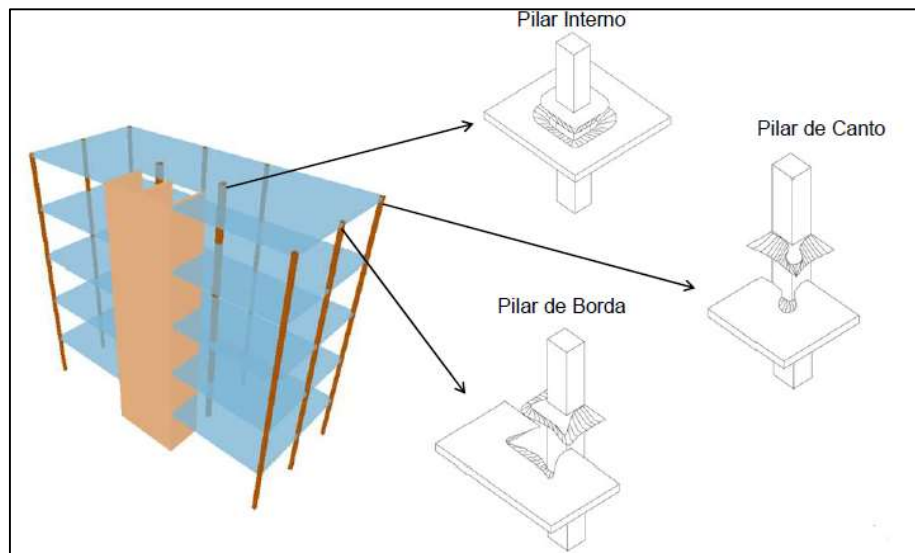
Figura 18: Ruptura por punção em lajes lisas sem armadura de cisalhamento



Fonte: Revista Ibracon de Estruturas e Materiais (2012)

Para o dimensionamento a punção de uma laje, deve-se primeiramente identificar a localização do pilar na laje, se é um pilar de borda, interno ou de canto como mostra a Figura 19.

Figura 19 - Localização da punção



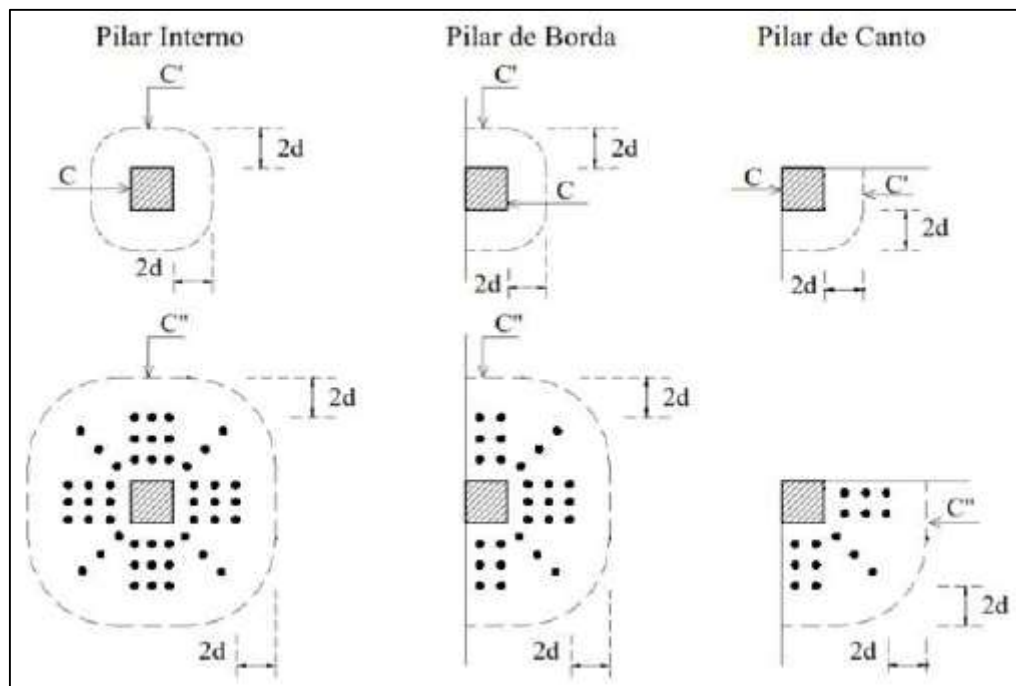
Fonte: Souza [s.d.]

A NBR 6118 (2014) utiliza como base para o dimensionamento a punção o método da superfície crítica, que consiste em determinar a sollicitação em superfícies

pré-definidas em norma, as quais são encontradas pelo produto dos perímetros críticos pela altura útil da laje. Essa solicitação é comparada com a resistência do concreto ao cisalhamento, definindo a necessidade ou não de armadura de punção.

A Figura 20 mostra os perímetros críticos determinado pela NBR 6118 (2014) para os casos dos pilares apresentados na Figura 8, onde C está na face do pilar, C' a uma distância de 2d da face do pilar e C'' a uma distância de 2d da última linha da armadura de punção no entorno do pilar. O d é a altura útil da seção da laje.

Figura 20 - Perímetros críticos para pilares internos, de borda e de canto



Fonte: NBR 6118 (2014)

No caso de não ser previsto armadura de punção na laje não é necessário fazer a verificação na região do perímetro C''.

Segundo a NBR 6118:2014 as equações que definem as tensões resistentes em cada perímetro crítico são:

- Perímetro C:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd}$$

Equação 15

Onde:

$\tau_{Rd}$  - Tensão resistente;

$\alpha_v$  - Coeficiente de efetividade do concreto;



$f_{cd}$  - Resistência de cálculo do concreto a compressão.

- Perímetro C' para lajes sem armadura transversal, e perímetro C'' para lajes armadas transversalmente:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,10 \cdot \sigma_{cp} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

$\tau_{Rd1}$  - Tensão resistente;

$f_{ck}$  - Resistência característica a compressão do concreto, em Mpa;

$d$  - Altura útil da laje no contorno crítico estudado, em centímetros;

$\rho$  - Taxa geométrica de armadura longitudinal;

$\sigma_{cp}$  - Tensão normal (Mpa e positiva, se compressão) no concreto na seção crítica.

- Perímetro C' em lajes armadas transversalmente:

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

Equação 17

Onde:

$A_{sw}$  - Área da armadura de punção em um contorno completo paralelo a C';

$f_{ywd}$  - Resistência de cálculo da armadura de punção, em Mpa;

$\alpha$  - Inclinação entre o eixo da armadura de punção e o plano da laje;

$S_r$  - Espaçamento radial entre linhas de conectores;

$u$  - Perímetro crítico do contorno C', que varia de acordo com a posição do pilar.

Segundo a NBR 6118:2014 as equações que definem as tensões solicitantes para cada caso de pilar são:

- Pilar interno com carregamento simétrico:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} \quad \text{Equação 18}$$

Onde:

$\tau_{Sd}$  - Tensão solicitante;

$F_{Sd}$  - Força normal de cálculo;

$u$  - Perímetro crítico do contorno considerado;

$d$  - Altura útil da laje no contorno crítico.

- Pilar interno com momento em uma direção;

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u.d} + \frac{K.M_{Sd}}{W_p.d} \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

$M_{Sd}$  - Momento desbalanceado de cálculo;

$K$  - Coeficiente que fornece a parcela de momento transferida por cisalhamento e que só depende da relação entre as dimensões do pilar, apresentados na Tabela 5;

$W_p$  - Modulo de resistência plástica do perímetro crítico, calculado conforme a Tabela 6.

Tabela 5 – Valores de K 3

$C_1/C_2$	0,5	1,0	2,0	3,0
$K$	0,45	0,60	0,70	0,80
onde $C_1$ é a dimensão do pilar paralela à excentricidade da força; $C_2$ é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade da força.				

Fonte: NBR 6118 (2014)

Tabela 6– Modulo de resistência plástica do perímetro crítico 4

Contorno Crítico	$W_p$
<b>C</b>	Não se considera a influência do momento fletor neste perímetro crítico.
<b>C'</b>	$W_p = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1$
<b>C''</b>	<p><math>W_p</math>: depende da distribuição de armadura. No caso da figura , para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se a expressão:</p> $W_{p1} = W_{p2} = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_2 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 + 2 \cdot c_2 \cdot p + 16 \cdot d \cdot p + 4 \cdot p^2 + \pi \cdot c_1 \cdot p$

Fonte: Souza [s.d.]

- Pilar interno com momento nas duas direções:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{Sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{Sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

$M_{Sd1}$  e  $M_{Sd2}$  - Momentos desbalanceados de cálculo;

$K_1$  e  $K_2$  - Coeficientes dados pela Tabela 5;

$W_{p1}$  e  $W_{p2}$  - Modulo de resistência plástica nas direções paralelas aos momentos correspondentes, obtidos para o contorno C'. Nenhuma indicação e feita para os contornos C e C''.

- Pilar de borda sem momento paralelo a borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u^* \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{Sd}}{W_{p1} \cdot d} \quad \text{Equação 21}$$

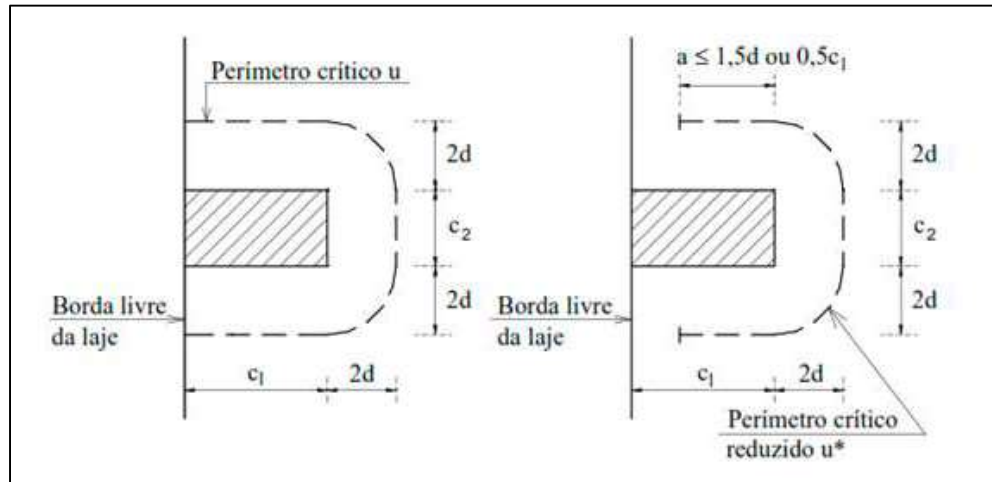
Onde:

$u^*$  - Perímetro crítico reduzido do contorno estudado. Essa redução é necessária, pois a parte mais próxima a borda não é efetiva na absorção das tensões cisalhantes. Essa redução é baseada na Figura 21 e na Tabela 7;

$M_{Sd}$  - Momento de cálculo resultante;

$W_{p1}$  - Modulo de resistência plástica na direção perpendicular à borda livre calculado conforme a Tabela 6.

Figura 21 - Perímetro crítico em pilares de borda



Fonte: NBR 6118 (2014)

Tabela 7– Perímetro crítico reduzido 5

Contorno Crítico	Perímetro Crítico Reduzido $u^*$
<b>C</b>	$u^* = 2 \cdot a + c_2$
<b>C'</b>	$u^* = 2 \cdot a + c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d$
<b>C''</b>	<p><math>u^*</math> : depende da distribuição de armadura. No da figura , para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se a expressão:</p> $u^* = 2 \cdot a + c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d + \pi \cdot p$

Fonte: Souza [s.d.]

Tabela 8 – Modulo de resistência plástica, perpendicular à borda livre

Contorno Crítico	$W_{p1}$
<b>C</b>	Não se considera a influência do momento fletor neste perímetro crítico
<b>C'</b>	<p>O valor de <math>W_{p1}</math> pode ser calculado em função da excentricidade do perímetro da superfície crítica C' em relação à borda livre (<math>e_c</math>), dada pela expressão apresentada em LOUREIRO (2005):</p> $e_c = \frac{c_1^2 + c_1 \cdot c_2 + 2 \cdot d \cdot c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot c_1 + 8 \cdot d^2}{2 \cdot c_1 + c_2 + 2 \cdot \pi \cdot d}$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se <math>e_c \leq c_1</math>, então: <math>W_{p1} = 2 \cdot e_c^2</math></li> <li>• Se <math>c_1 &lt; e_c \leq c_1 + 4 \cdot d/\pi</math>, então:</li> </ul> $W_{p1} = 2 \cdot c_1 \cdot \left( e_c - \frac{c_1}{2} \right) + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot \left( c_1 + \frac{4 \cdot d}{\pi} - e_c \right) + c_2 \cdot (c_1 + 2 \cdot d - e_c)$ <ul style="list-style-type: none"> <li>• Se <math>e_c &gt; c_1 + 4 \cdot d/\pi</math>, então:</li> </ul> $W_{p1} = 2 \cdot c_1 \cdot \left( e_c - \frac{c_1}{2} \right) + 2 \cdot \pi \cdot d \cdot \left( e_c - c_1 - \frac{4 \cdot d}{\pi} \right) + c_2 \cdot (c_1 + 2 \cdot d - e_c)$

Fonte: Souza[s.d.]

- Pilar de borda com momento paralelo a borda livre:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{Sd}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{Sd2}}{W_{p2} \cdot d} \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

$M_{Sd}$  - Momento no plano paralelo a borda livre;

$K_2$  - Coeficiente dado pela Tabela 5;

$W_{p2}$  - Modulo de resistência plástica na direção paralela a borda livre, calculado conforme a Tabela 9.

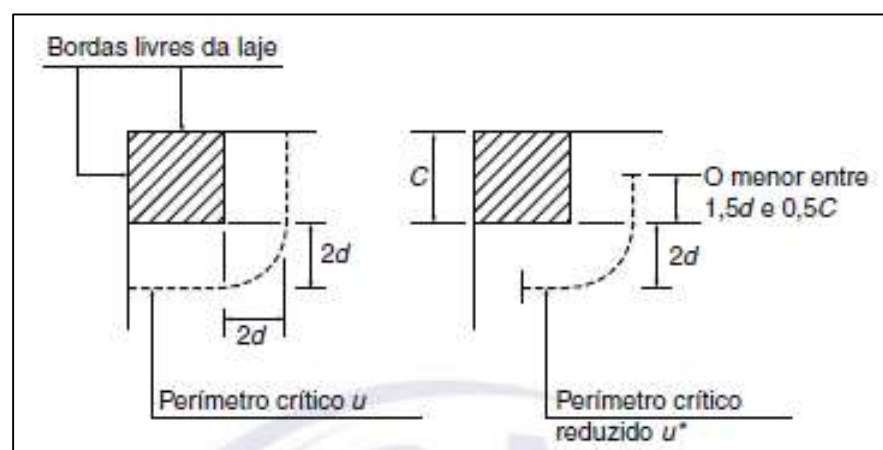
Tabela 9 – Módulo de resistência plástico na direção paralela a borda livre

Contorno Crítico	$W_{p2}$
<b>C</b>	Não se considera a influência do momento fletor neste perímetro crítico
<b>C'</b>	$W_{p2} = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2$
<b>C''</b>	$W_{p2}$ : depende da distribuição de armadura. No caso da figura 15, para distribuição radial em relação aos cantos do pilar, tem-se a expressão: $W_{p2} = \frac{c_2^2}{4} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 8 \cdot d^2 + \pi \cdot d \cdot c_2 + 2 \cdot c_1 \cdot p + 8 \cdot d \cdot p + \frac{\pi \cdot p \cdot c_2}{2} + 2 \cdot p^2$

Fonte: Souza[s.d.]

- Pilar de canto:  
Utiliza-se a mesma equação de tensão solicitante que a dos pilares de borda quando não tem momento agindo no plano paralelo a borda. Calculando a tensão separadamente para cada borda, com o momento fletor perpendicular a ela (NBR 6118:2014). A Figura 22 mostra o perímetro crítico a ser considerado em pilares de canto.

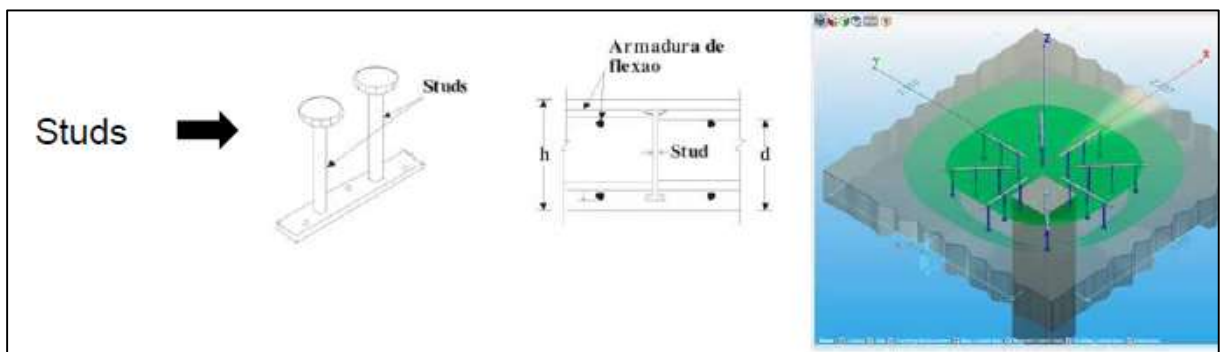
Figura 22 - Perímetro crítico em pilares de canto



Fonte: NBR 6118 (2014)

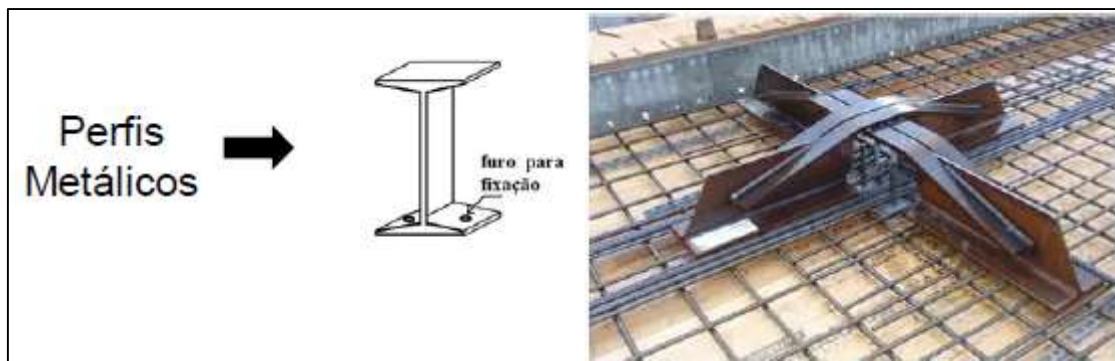
Segundo Gomes (1991) uma laje armada a punção chega a suportar o dobro de carregamento comparado a uma laje sem essa armadura, porém o que acaba limitando essa resistência é o esmagamento nas bielas de compressão na face do pilar. As armaduras mais utilizadas para punção são: studs demonstrado na Figura 23, perfis metálicos demonstrado na Figura 24, riss star (estrela) demonstrado na Figura 25, shear band system demonstrado na Figura 26 e estribos demonstrados na Figura 27.

Figura 23 - Studs utilizados para armadura de punção



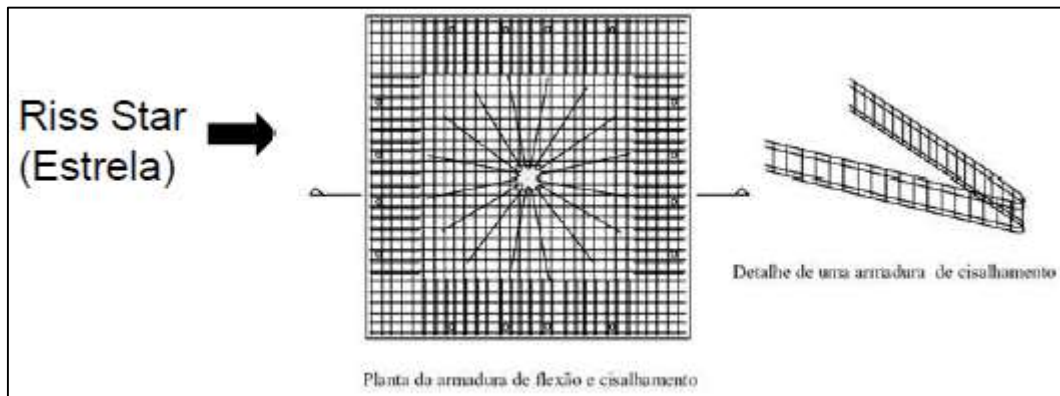
Fonte: Souza [s.d.]

Figura 24 - Perfil metálico utilizado para armadura de punção



Fonte: Souza [s.d.]

Figura 25 - Riss star (strela) utilizado para armadura de punção



Fonte: Souza [s.d.]

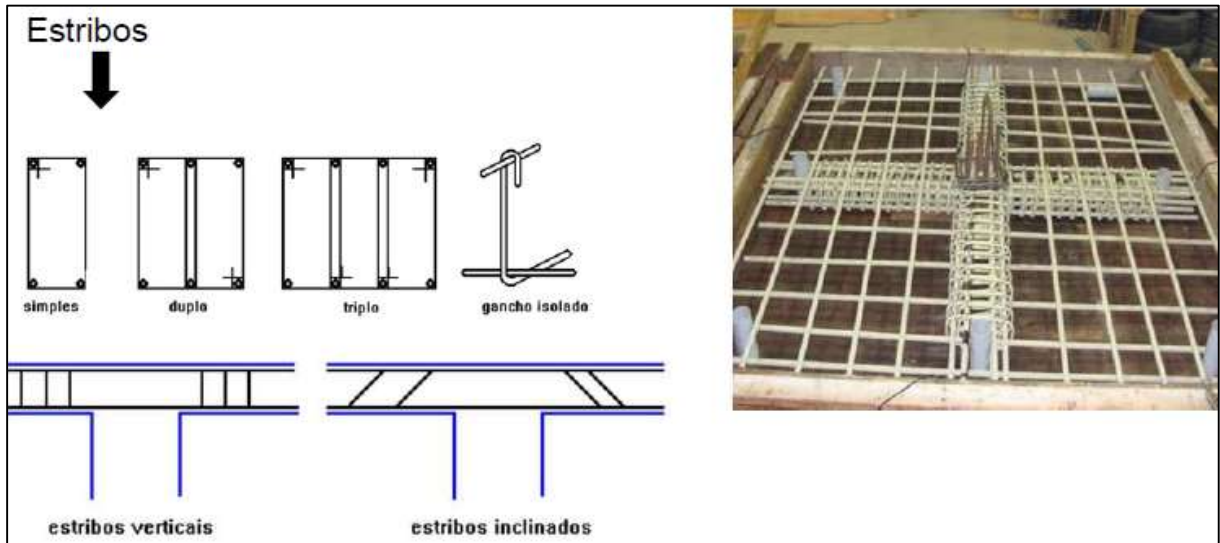
Figura 26 - Shear band system utilizado para armadura de punção



Fonte: Souza [s.d.]



Figura 27 - Estribos utilizados para armadura de punção



Fonte: Souza [s.d.]

Lajes lisas protendidas com os cabos de protensão passando pela seção do pilar e os mesmos com menor espaçamentos entre si, resultam em lajes mais resistentes a ruptura por punção, comparados a sistemas com armadura ativa passando fora da seção dos pilares e cabos mais espaçados, considerando mesma quantidade de aço. Aumentar a espessura da laje, também melhora a resistência a punção (EMERICK, 2005).

## 2.6 Normatização

Para a execução e projeto de estruturas protendidas utilizam-se as seguintes normas da ABNT:

- NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto;
- NBR 6120: Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações;
- NBR 7480: Fios Destinados a Armaduras de Concreto Armado;
- NBR 7482: Fios de Aços para Concreto Protendido;
- NBR 7483: Cordoalhas de Aço para Concreto Protendido;
- NBR 8681: Ações e Segurança nas Estruturas.

## 2.7 Método de análise de cálculo

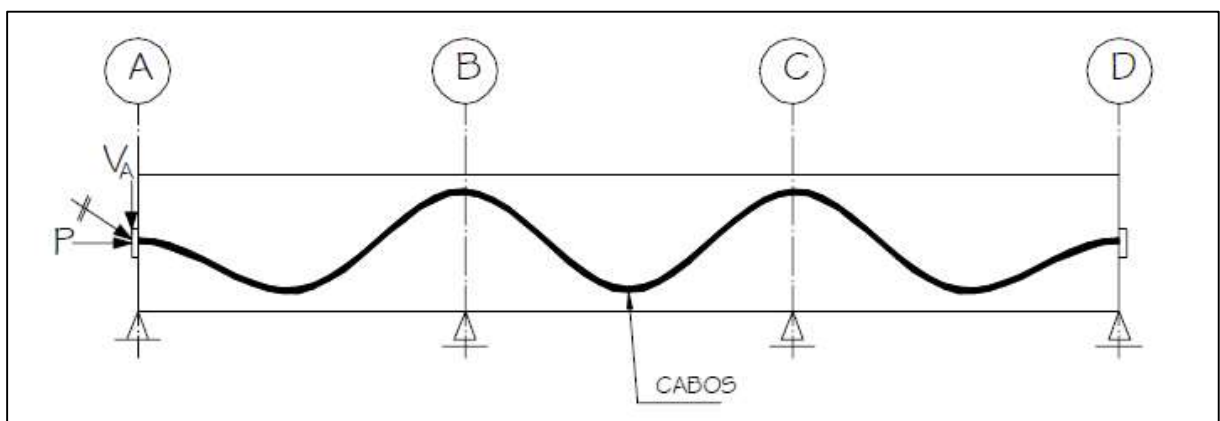
Segundo Batista (2018) os métodos mais utilizados são: Métodos das Cargas Equilibrantes, Pórticos Equivalentes e Elementos Finitos.

### 2.7.1 Cargas Equilibrantes

Um dos métodos mais adequados para lajes protendidas e que consiste em calcular a força de protensão necessária e o traçado dos cabos em elevação para equilibrar uma parcela do carregamento externo. Os esforços são divididos em duas parcelas: a parcela isostática da protensão e a parcela referente ao efeito hiperestático (EMERICK, 2005).

Neste método os esforços de protensão são tratados como um carregamento vertical distribuído (forças de alívio), gerado pela tensão normal aplicada no cabo, devido sua curvatura no decorrer da estrutura (LOUREIRO, 2006). Para melhor compreensão das parcelas que os esforços são divididos, utilizaremos a viga protendida representada na Figura 28.

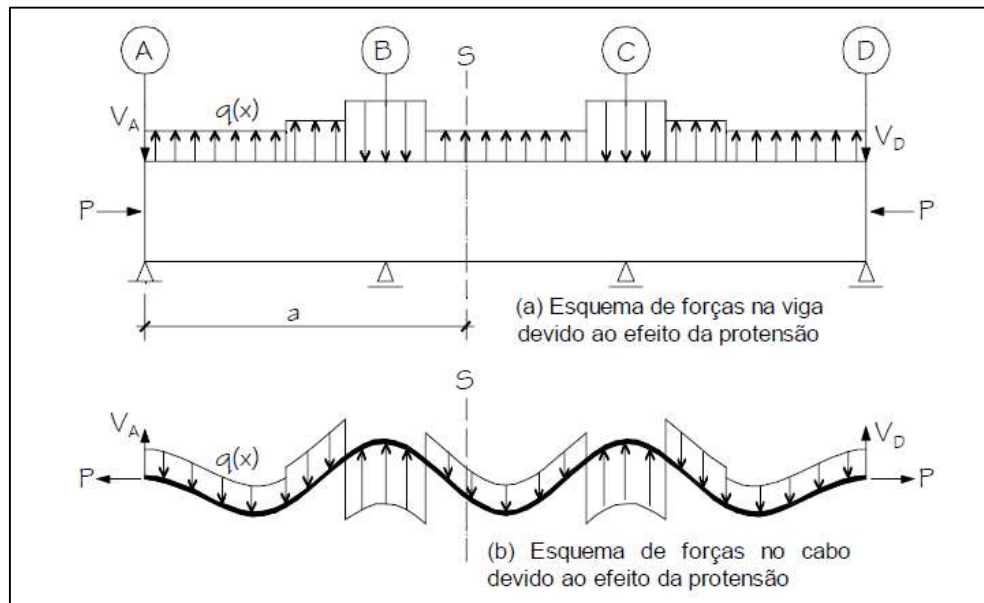
Figura 28 - Viga protendida com três vãos



Fonte: Emerick (2005)

Para parcela isostática dos esforços de protensão, são consideradas as cargas apresentadas na Figura 29.

Figura 29 - Esquema de forças para a viga e o cabo

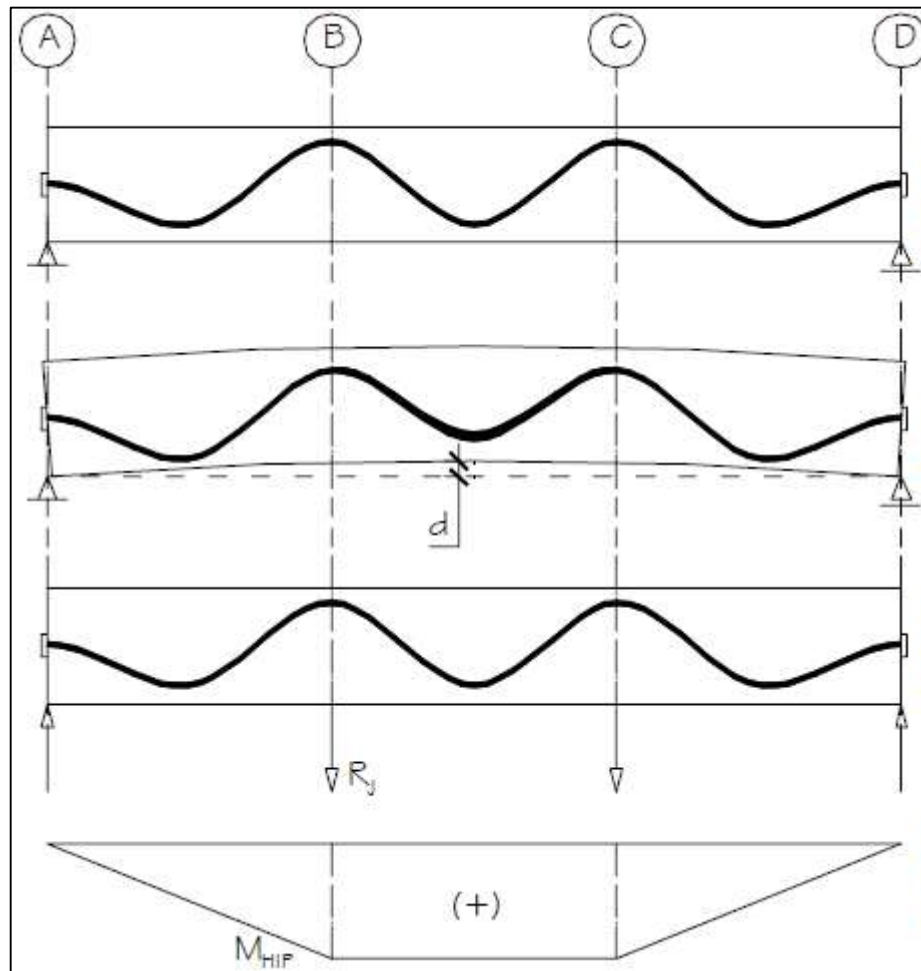


Fonte: Emerick (2005)

Define-se na seção S o momento para as cargas atuantes na viga, fazendo o mesmo para as cargas atuantes no cabo. Com essas informações é possível calcular o momento isostático atuante na seção em função da força aplicada no cabo (EMERICK, 2005).

No caso da parcela hiperestática dos esforços de protensão, utilizando a mesma viga da Figura 9. Supondo que os dois apoios do meio foram retirados como está representado na Figura 30, ao aplicar a protensão a viga tenderia a deformar, formando um arco com seu meio mais elevado do que suas extremidades. Pela existência dos apoios, tal deformação não é permitida, gerando reações nos apoios internos e conseqüentemente momento, como está representado mais abaixo na Figura 30. Essas reações são denominadas de reações hiperestáticas de protensão, que geram os esforços cortantes e momentos hiperestáticos de protensão (EMERICK, 2005).

Figura 30 - Efeito hiperestático de pretensão



Fonte: Emerick (2005)

Em resumo, se o elemento protendido está sofrendo somente carregamento pela carga excêntrica gerada com o traçado do cabo, dizemos que esse elemento está submetido apenas ao momento isostático. No caso de a deformação gerada pelas forças de alívio serem impedidas pelos apoios existentes internos a estrutura, surgirão momentos fletores secundários, gerados pelas reações de apoio adicionais nas regiões dos apoios, denominados de momentos hiperestáticos (TQS, s.d.)

Segundo Loureiro (2006), o momento resultante em cada seção devido a aplicação da pretensão no cabo (momento balanceado), é resultado da soma do momento hiperestático e do momento isostático descritos anteriormente.

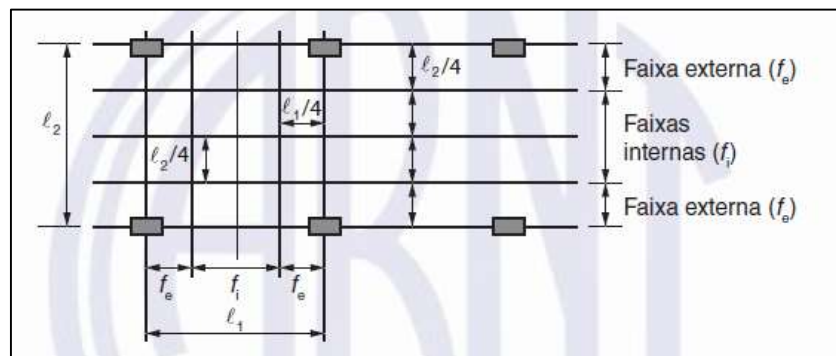
### 2.7.2 Pórticos Equivalentes

Esse é o método indicado pela NBR 6118, o mais indicado para lajes protendidas em duas direções e o qual prescreve que lajes apoiadas diretamente sobre pilares dispostos em filas ortogonais, de maneira regular (aceitando desvio de no máximo 10% do alinhamento dos demais pilares) e com vãos parecidos são calculadas em regime elástico como pórticos múltiplos. A distribuição dos momentos para cada faixa se dá da seguinte forma:

- 45 % dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- 27,5 % dos momentos positivos para cada uma das faixas externas;
- 25 % dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- 37,5 % dos momentos negativos para cada uma das faixas externas.

A Figura 31 representa as faixas que são consideradas para distribuição dos momentos atuantes.

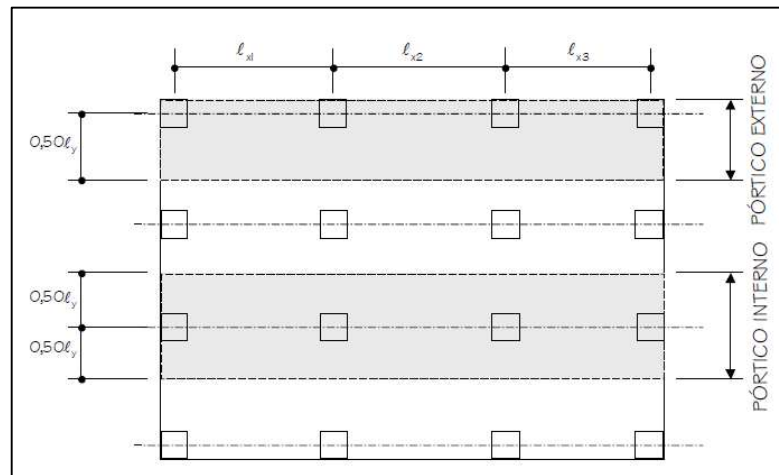
Figura 31– Faixa para distribuição dos momentos



Fonte: NBR 6118 (2014)

A Figura 32 apresenta a divisão da estrutura em pórticos, onde as faixas são divididas na metade da distância entre os eixos dos pilares e a inercia é igual à da laje. O procedimento deve ser repetido para outra direção.

Figura 32- Definição dos pórticos



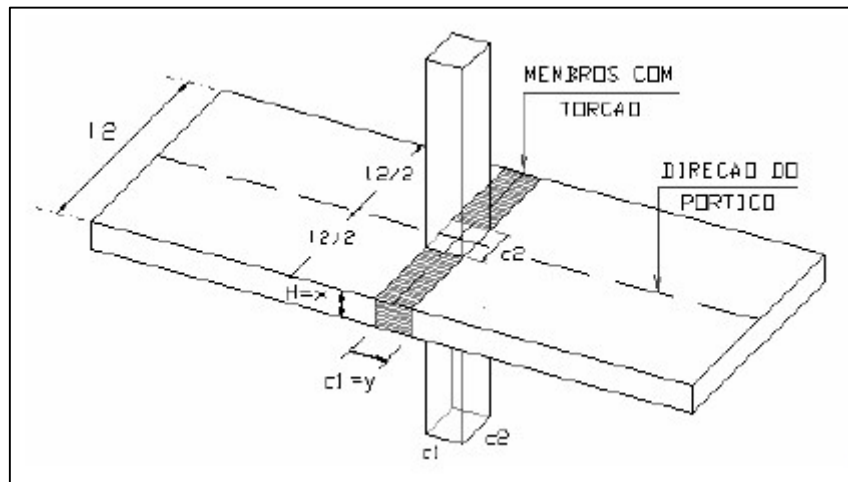
Fonte: NBR 6118 (2014)

Segundo Fusco (1995), a carga considerada nos pórticos é a total, referente a região analisada, independente da direção, não aplicando assim redução para uma mesma carga que atua em pórticos de direções diferentes. E nos apoios considera-se a reação de maior valor, considerando os pórticos na direção x e y dos quais o mesmo apoio faz parte, não havendo a necessidade de somar os valores.

A ACI 138-05 recomenda que no método dos pórticos equivalentes, seja feita a modificação da rigidez dos pilares, para levar em conta a atuação da laje nas duas direções. Para isso, considera-se a diferença de largura da faixa de laje e do pilar, adotando membros submetidos a torção, os quais são calculadas suas rigidezes. Com essa rigidez dos membros de torção juntamente com a rigidez do pilar, é possível calcular a rigidez equivalente do sistema.

A Figura 33 mostra os membros submetidos a torção na região de ligação da faixa de laje com o pilar.

Figura 33 – Membros do portico submetidos a torção.



Fonte: Loureiro (2006)

### 2.7.3 Elementos Finitos

Segundo Batista (2018) para análises mais complexas de lajes protendidas apoiadas diretamente em pilares ao invés de um sólido contínuo consideram-se uma associação de elementos discretos em forma de equações de compatibilidade e equilíbrio.

## 2.8 Softwares de Cálculo

Atualmente é quase impossível projetar uma obra sem o auxílio de algum software, seja ele básico apenas para representações gráficas ou mais complexas para simulações e dimensionamento de estruturas. Contudo segundo a revista Técnica (2003) são poucos os programas disponíveis no mercado que atendem as condições estabelecidas pela NBR 6118 (2014), o software mais utilizado no Brasil para o dimensionamento de estruturas protendidas é o TQS.

### 2.8.1 TQS

Sendo um dos mais completos e mais utilizados pelos engenheiros no Brasil o software oferece funções como análise, detalhamento, dimensionamento e desenho das estruturas. Ainda segundo Alves (2017) com um cálculo mais realista e seguro o software verifica por exemplo a ductilidade nos apoios de vigas e lajes e a ancoragem adequada em vigas de apoios curtos.

O programa ainda oferece uma opção refinada para análise de lajes protendidas chamado de CAD/Lajes, o qual admite presença de rebaixos, capitéis e vigas, dá liberdade ao projetista quanto à disposição dos cabos e também nas bordas tracionadas, sendo possível tracionar por apenas uma borda, duas ou alternadamente.

Os principais recursos que tangem a utilização do cad/LAJES são:

- O software permite a utilização de sistemas compostos por cordoalhas aderentes ou por cordoalhas engraxadas (não-aderentes)
- Pode-se aplicar a protensão em qualquer tipo de laje
- O cálculo das perdas de protensão também é feito de modo automático.
- Através de um diagrama chamado “Momento no cabo”, é possível verificar graficamente o nível de protensão aplicado em cada região de uma laje.
- Além de possuir um editor de lajes protendidas que abrange inúmeras possibilidades de edição, onde é possível automaticamente verificar a interferência entre cabos, analisar regiões com múltiplos perfis de cabos, visualização dos cabos em 3D.

O CAD/Lajes utiliza para dimensionamento o modelo de grelhas, considerando a bidirecionalidade das lajes, desta forma permite uma maior flexibilidade na geometria das lajes e na disposição de pilares irregulares. O modelo de pórtico espacial também pode ser utilizado de forma opcional nos pavimentos, permitindo assim a análise de distribuição das tensões normais no plano da laje, considerando a rigidez dos pilares adequadamente.



### 2.8.2 Dimensionamento de laje protendida no TQS

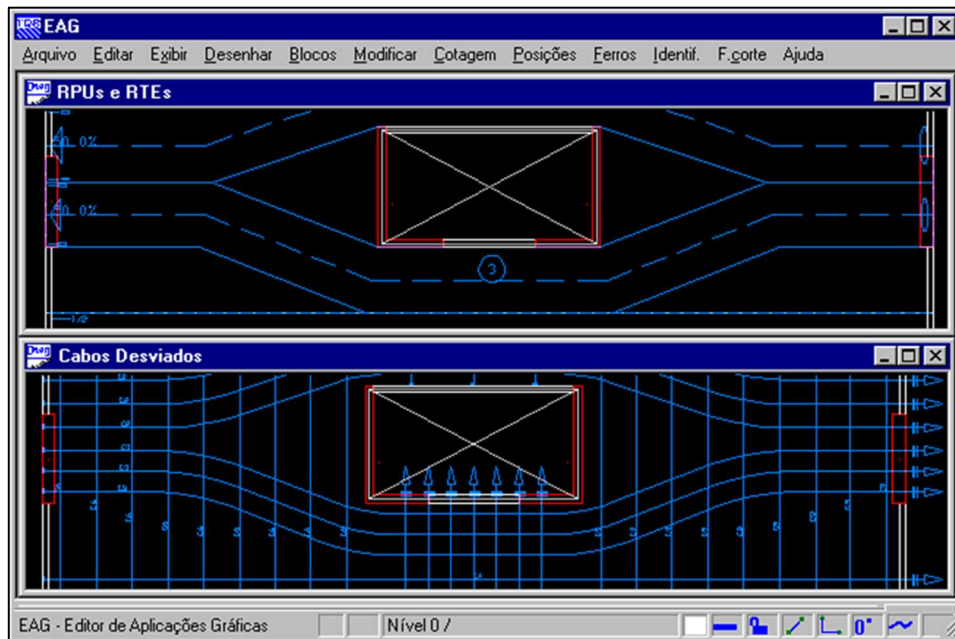
Para o dimensionamento da laje em concreto protendido no programa TQS foram seguidos os seguintes passos:

*1º Passo) Determinar Regiões de Protensão Uniforme;*

O software TQS realiza o cálculo das estruturas a partir de regiões definidas pelo usuário que são regiões da laje com cabos de mesmas características (dimensões, elevação, cordoalhas e força de protensão). Essas regiões são denominadas Regiões de Protensão Uniforme (RPU). As RPU's podem estar contidas em Regiões de Transferência de Esforços (RTE's) que são as regiões, definidas pelo usuário, que delimita a área da laje para a extração de esforços e da seção resistente e que passarão a transmitir os esforços para as RPUs.

A Figura 34 mostra o lançamento das RPUs e RTEs.

Figura 34– Lançamento de RPU's e RTE's



Fonte: Apostila TQS<sup>6</sup>

Basicamente, todas as áreas da laje a serem protendidas devem ser abrangidas por RTEs e (ou) RPU's. Os cabos de protensão são distribuídos paralelamente a um dos lados da RPU ao qual é associada. Para cada RPU pode-se ter apenas um traçado de cabo, além disto, o cabo deve iniciar no começo da RPU e terminar no fim da dela. Quando uma RTE possui diversas RPU's, para cada RPU é necessário a definição da porcentagem que servirá de base para a transferência dos esforços solicitantes e da geometria para o dimensionamento de cada RPU. Com isto, pode-se ter uma região da laje onde deseja-se extrair solicitações comuns para diversos traçados e/ou quantidades de cabos representados por diversas RPU's. Assim, pode-se reforçar com alguns cabos um vão extremo onde o momento fletor é maior que os demais vãos, "morrer" com cabos na parte interna do pavimento, etc (TQS, s.d.).

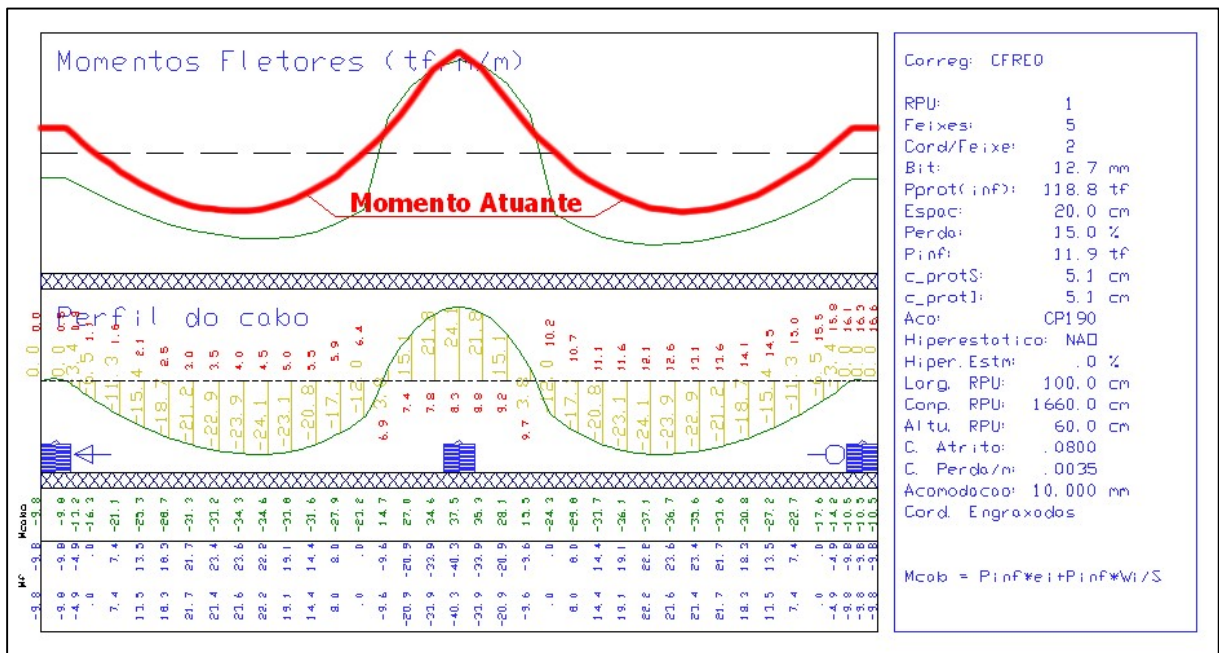
<sup>6</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>

## 2º Passo) Determinar Traçado dos cabos;

O perfil dos cabos de protensão o software gera automaticamente, considerando os momentos fletores máximos e mínimos resultantes das combinações. Dispondo seu traçado de maneira que atue na região de maior esforço ao longo da seção, acompanhando assim o momento de maior módulo em cada trecho da laje, sendo possível alterá-lo manualmente, de maneira a otimizar o dimensionamento do elemento estrutural.

A Figura 35 mostra o momento atuante no decorrer do traçado do cabo e a Figura 36 mostra o momento resistido pelo cabo no mesmo trecho. Nas duas figuras está representado o traçado do cabo abaixo dos momentos.

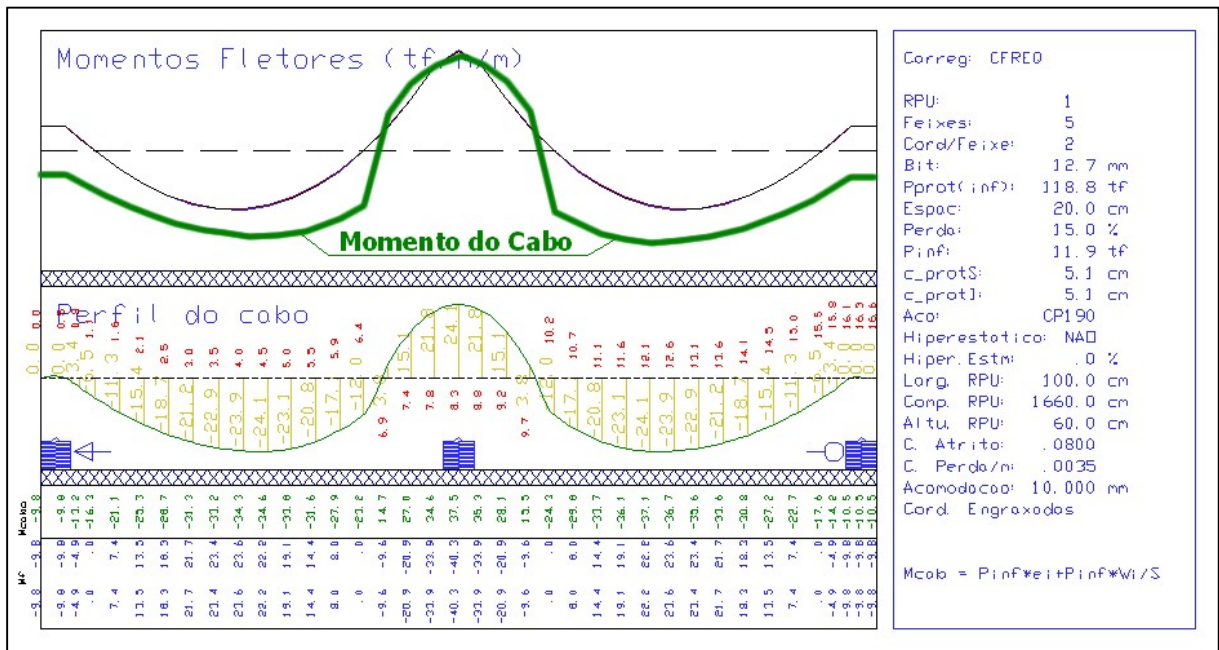
Figura 35– Momento atuante na laje



Fonte: Apostila TQS<sup>7</sup>

<sup>7</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>

Figura 36 – Momento resistido pelo cabo de protensão



Fonte: Apostila TQS<sup>8</sup>

Após o lançamento dos cabos, pode-se alterar a altura dele na seção, aumentando ou diminuindo assim o momento resistido pelo cabo.

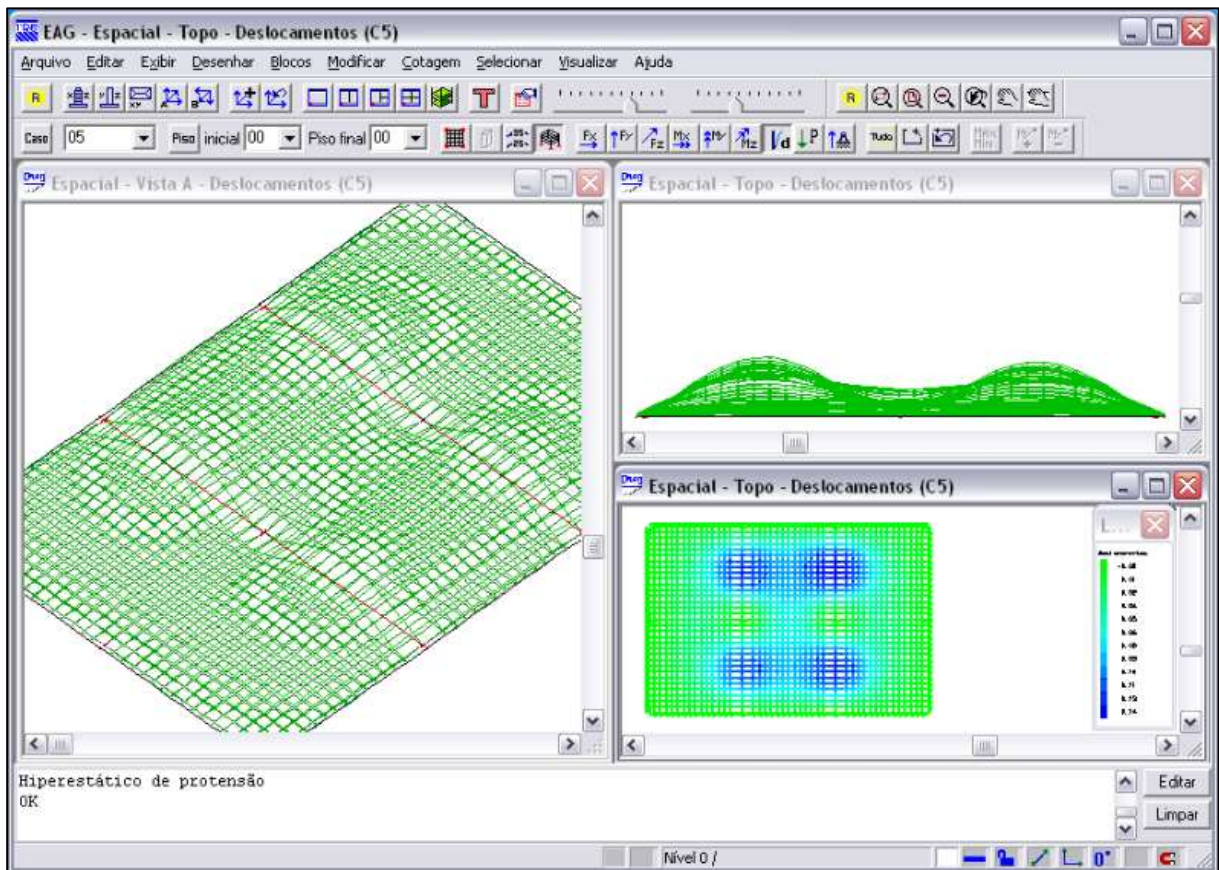
### 3º Passo) Verificação do Hiperestático de Protensão;

O carregamento hiperestático de protensão simula na grelha, através de esforços de engastamento perfeito, a carga aplicada pelos cabos protendidos, possibilitando a avaliação da influência do hiperestático e as flechas geradas pelos efeitos de protensão na estrutura. O carregamento hiperestático só pode ser calculado e aplicado após o primeiro dimensionamento da estrutura a protensão. Para facilitar a operação do sistema, um caso de carregamento é especialmente reservado para o hiperestático, com zero carga inicialmente.

<sup>8</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>

Esse processo é considerado automaticamente pelo software, dando mais eficiência e segurança na análise do comportamento da laje. A Figura 37 mostra os deslocamentos causados na grelha pelos esforços hiperestáticos de pretensão.

Figura 37– Deslocamento causado pelos hiperestáticos de pretensão



Fonte: Apostila TQS<sup>9</sup>

#### 4º Passo) Análise das Deformações;

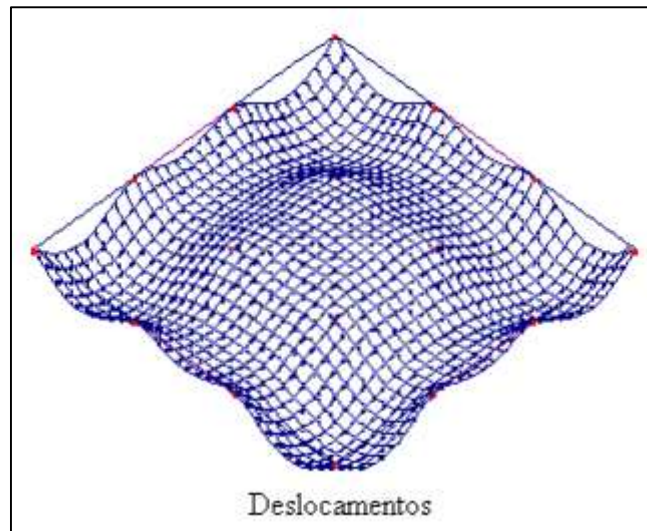
Nesse passo, verifica-se as deformações devido às forças de alívio provocadas pelos cabos. Para a verificação, o sistema de "Projeto de Lajes Protendidas" apresenta graficamente todos os deslocamentos verticais e rotações dos pontos discretizados da grelha. Esta apresentação é feita no plano ou em três dimensões. Os

<sup>9</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>



resultados podem ser visualizados ou em perspectiva ou através de curvas de isovalores.

Figura 38 – Deformações geradas pelo Software TQS



Fonte: Apostila TQS<sup>10</sup>

Automaticamente, o sistema já prepara carregamentos para esta finalidade. Basicamente três carregamentos já são montados por ocasião da geração do modelo da grelha com a seguinte finalidade:

- Flechas imediatas logo após a protensão (ato da protensão);
- Flechas imediatas para os carregamentos frequentes;
- Flechas considerando a deformação lenta para os carregamentos frequentes.

---

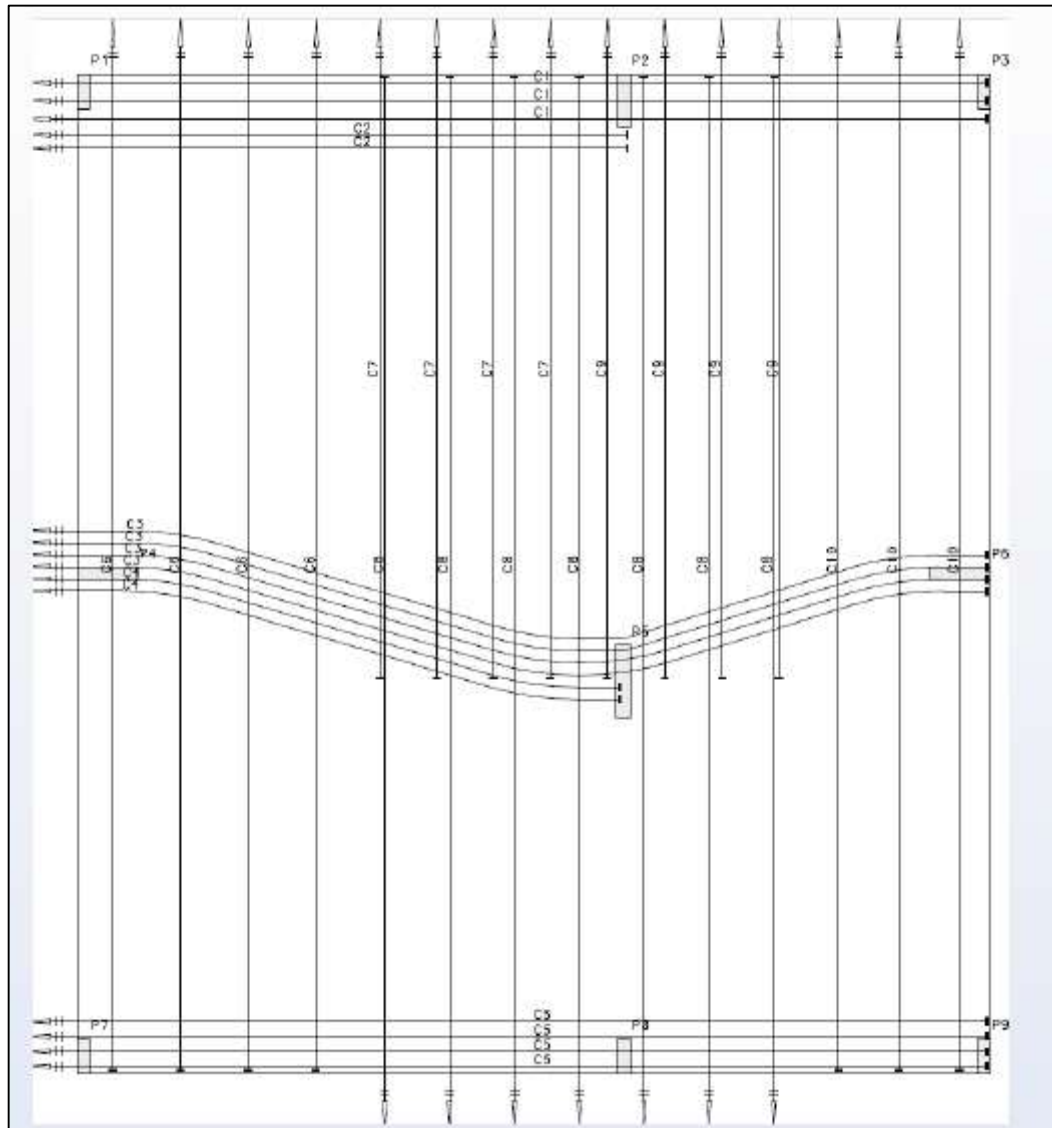
<sup>10</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>

### *5º e 6º Passo) Detalhamento das Armaduras e Levantamento dos Quantitativos de Aço*

Após o lançamento da RPU em planta, é necessário então fazer o seu detalhamento, isto é, definir a quantidade e o perfil do(s) cabo(s). Essa geração o software faz automaticamente, porém devem ser verificadas as tensões, buscando zerar as tensões de tração na laje, para uma protensão completa, na combinação quase-permanente, e o atendimento do ELS-F (formação de fissura) para a combinação frequente. Para que esses parâmetros sejam atendidos o software permite edição de traçado dos cabos, elevação, bitolada e número de cordoalhas, entre outros aspectos. Esse detalhamento utiliza como base cada RPU onde temos cabos com mesmas características (elevação, cordoalha, força de protensão e dimensões).

O quantitativo é fornecido de maneira automática com base nos parâmetros definidos para os cabos e cordoalhas no detalhamento da armadura. Na Figura 39 temos um exemplo de detalhamento em planta dos cabos de protensão em uma laje.

Figura 39– Detalhamento em planta dos cabos de protensão em uma laje



Fonte: Apostila TQS<sup>11</sup>

A Figura 40 mostra um quantitativo gerado automaticamente pelo TQS para a laje da Figura 39.

<sup>11</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>



Figura 40– Quantitativo de protensão de uma laje protendida.

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 – 12.7									
CABO	ϕ	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	J	INJ	FIN
C1	2 ϕ 12.7	6	15.76	189.10	12	12		0.0	9.4
C2	"	3	9.76	58.55	6	6		0.0	5.4
C3	"	6	16.20	194.38	12	12		0.0	8.7
C4	"	3	9.87	59.24	6	6		0.0	5.5
C5	"	7	15.76	220.61	14	14		0.0	9.3
C6	"	10	17.16	343.16	20	20		0.0	10.3
C7	"	4	0.00	0.00				0.0	6.1
C8	"	8	10.66	170.53	16	16		0.0	10.2
C9	"	4	0.00	0.00				0.0	6.1
C10	"	5	17.16	171.58	10	10		0.0	10.3

RESUMO DE PROTENSÃO							
Monocordão/has não aderentes							
CABO					ANCORAGENS		
ϕ	COMPR.	PESO			A	P	J
		kg/m	kg	kg+4%			
2 ϕ 12.7	1407.15	0.886	1247.	1297.	96	96	

Fonte: Apostila TQS<sup>12</sup>

<sup>12</sup> Disponível em : <http://www.tqs.com.br/conheca-os-sistemas-cadtqs/sistemas-complementares/lajes-protendidas>

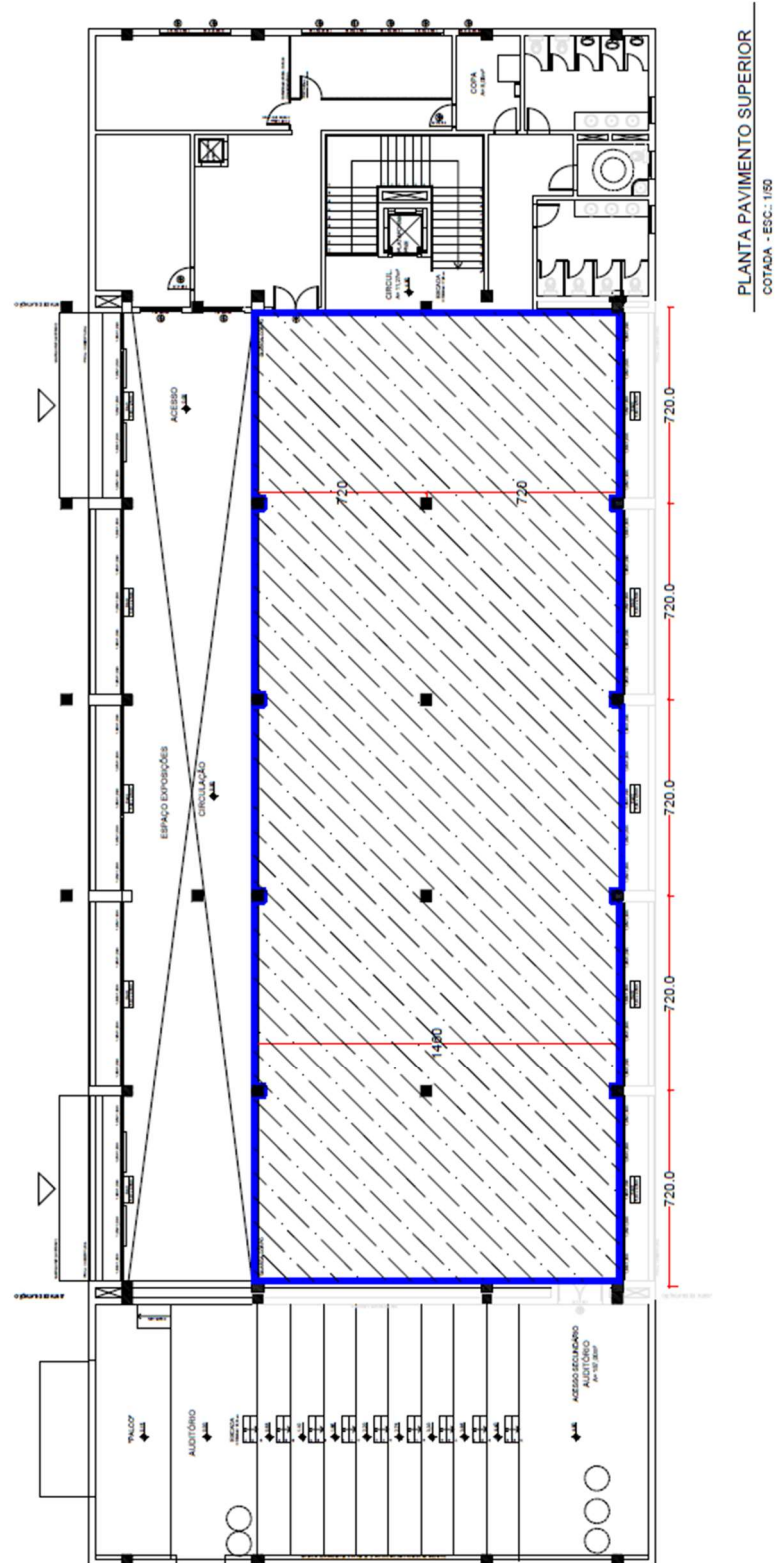
### **3. METODOLOGIA**

#### **3.1 Estudo de caso**

O estudo realizado nesse projeto embasa a análise estrutural de uma laje utilizando protensão não aderente e à aplicação em um caso real, isto é, nas bibliotecas da Universidade Federal do Pampa/RS, através do software TQS. Este é um projeto padrão, que será executado nos demais Campi. Para realizar o estudo, foi necessário o projeto arquitetônico da biblioteca, cedidos pela Universidade, a fim de fazer o levantamento de dados referentes às disposições geométricas, como vãos, cotas, disposições de pilares. A análise foi delineada a partir dos dados citados, juntamente com os dados característicos pertinentes aos materiais de execução.

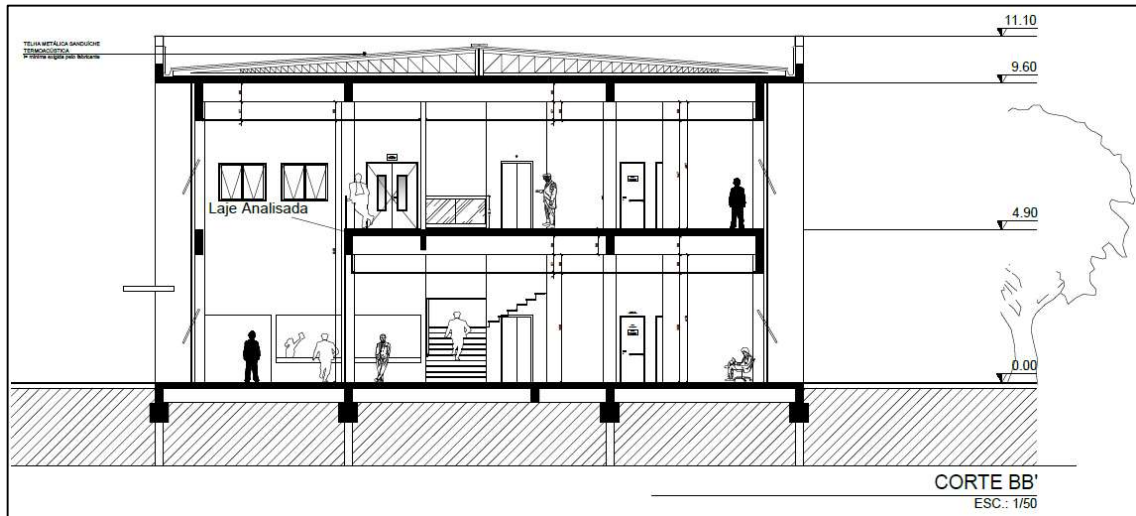
As Figuras 41, 42 e 43, ilustram respectivamente, um croqui do pavimento superior, o corte A-A' e o corte B-B' referentes às bibliotecas. Os croquis foram retirados do projeto da Universidade Federal do Pampa, com algumas adaptações. Pode-se observar, que para a análise e dimensionamento da laje com protensão, foi utilizada a área interna da biblioteca (hachurada, figura 41), onde será localizada a área de depósito de estantes, livros e sala de estudos. A biblioteca possui dois pavimentos, com uma região de pé-direito duplo.

Figura 41 - Croqui do pavimento superior da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.



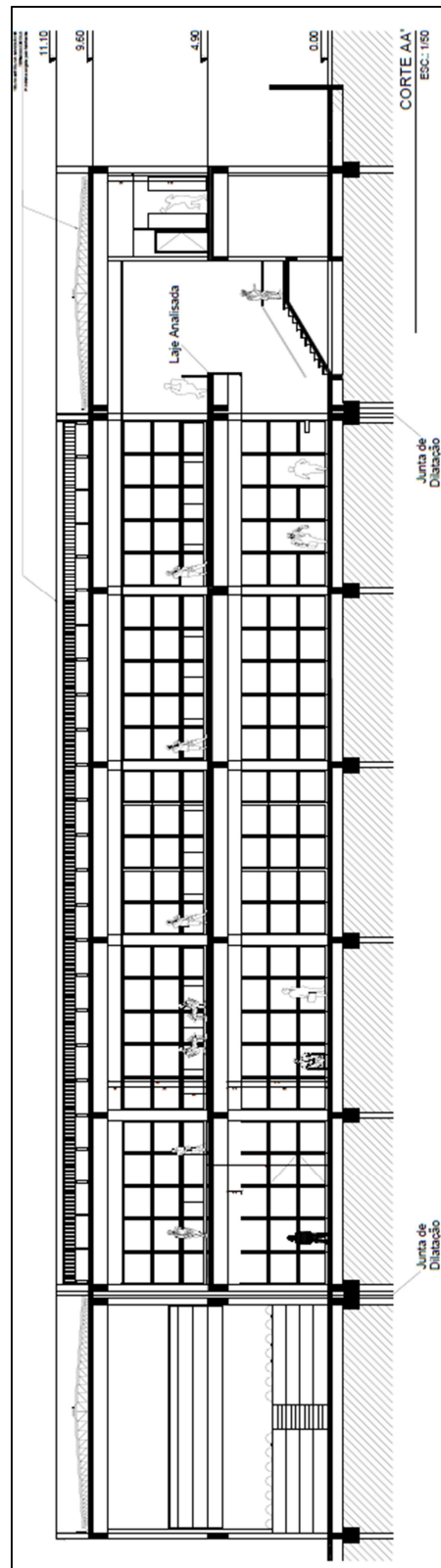
Fonte: Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete (com adaptações próprias).

Figura 42 – Corte A-A' da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.



Fonte: Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete (com adaptações próprias).

Figura 43 – Corte B-B' da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.



Fonte: Universidade Federal do Pampa – Campus Alegrete (com adaptações próprias).

Também, para que seja possível uma pré-visualização das bibliotecas, Carlos (2013) em seu trabalho, desenvolveu maquetes eletrônicas com perspectivas em três dimensões, com intenção ilustrativa, conforme as figuras 44, 45 e 46, servindo também como material de auxílio no desenvolvimento do trabalho.

Figura 44 – Perspectiva A: Vista lateral da biblioteca da Universidade Federal do Pampa.



Fonte: Carlos (2013)

Figura 45 – Perspectiva B: Vista frontal da biblioteca da Universidade Federal do Pampa



Fonte: Carlos (2013)

Figura 46 – Perspectiva C: Vista do acesso principal da biblioteca da Universidade Federal do Pampa



Fonte: Carlos (2013)

### 3.2 Parâmetros de Projeto

Para o dimensionamento proposto nesse trabalho, foram utilizados os mesmos parâmetros do trabalho de Carlos (2013), para que o comparativo seja o mais representativo possível. Os dados utilizados são:

- Resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) = 30 Mpa;
- Classe de Agressividade = CAA I, fraca (área pouco urbanizada - rural);
- Cobrimento para armadura ativa = 30mm;
- Cobrimento para armadura passiva = 20mm;
- Armadura ativa utilizada = Monocordoalha não aderente, CP 190 RB, Ø12,7mm;
- Armadura passiva utilizada = Aço CA 50;
- Espessura da laje (h) = 21cm;
- Seção dos pilares = 40x40cm;
- Cargas permanentes:  
Peso Próprio = 5,25 kN/m<sup>2</sup>;

Revestimento = 1,2 kN/m<sup>2</sup>;

- Cargas Acidentais:

Carga de Utilização = 6 kN/m<sup>2</sup>

- Flecha máxima =  $L/250 = 720/250 = 2,88\text{cm}$  (de acordo com a NBR 6118:2014)



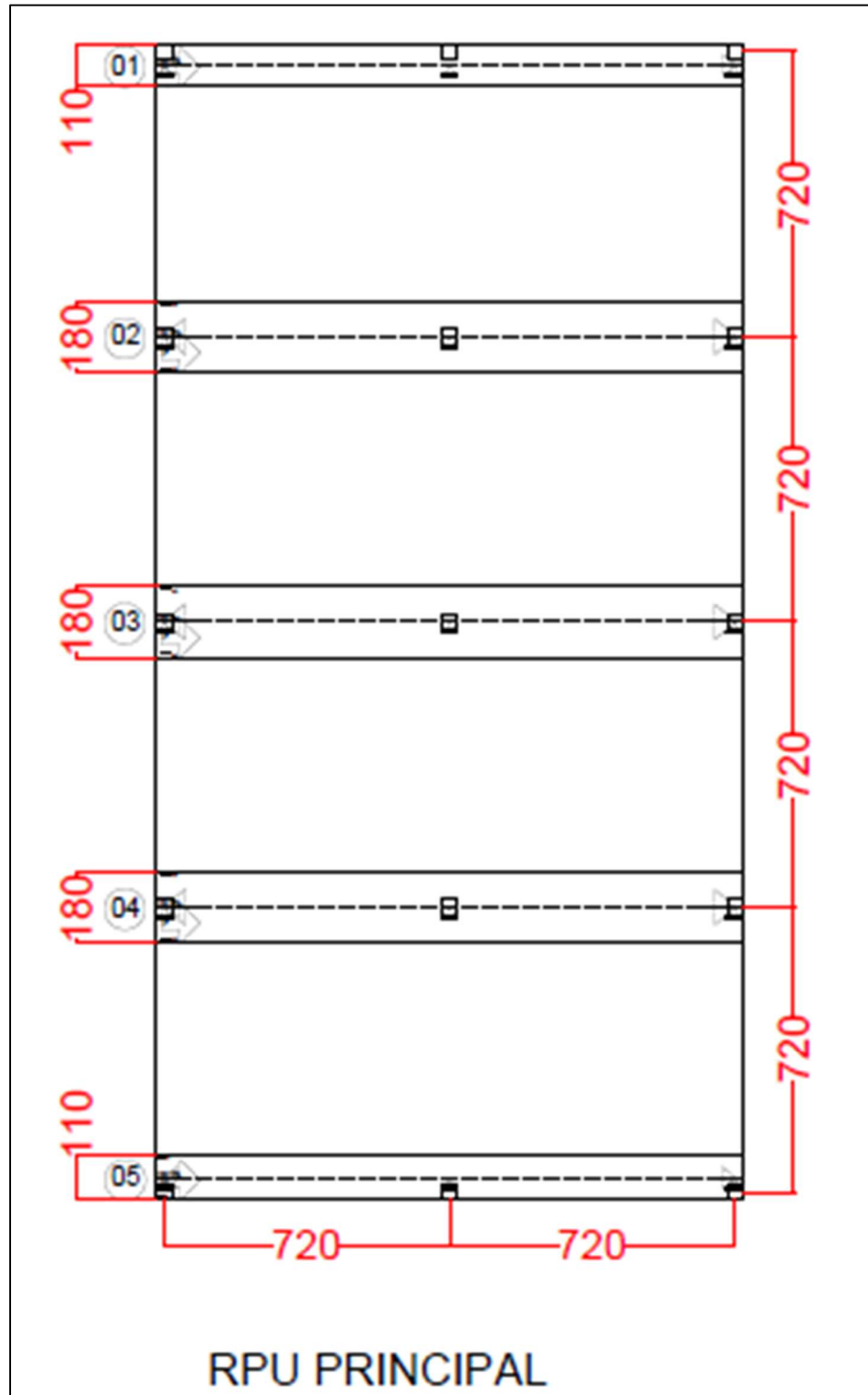
## **4. RESULTADOS**

### **4.1 Procedimentos para o dimensionamento da laje protendida**

#### **4.1.1 Determinação das regiões de protensão uniforme**

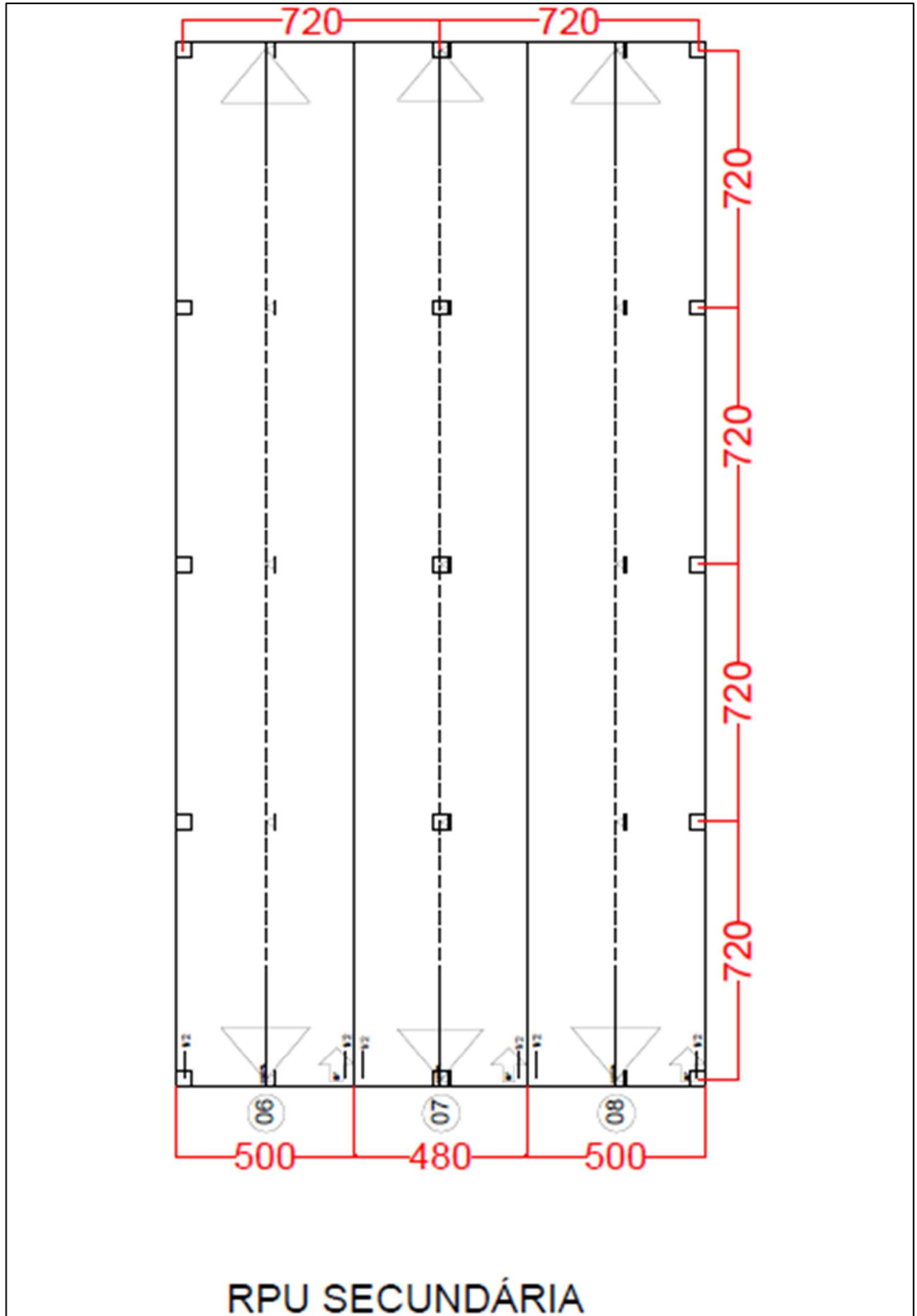
Para este projeto, foram determinadas 5 RPU's e RTE's com mesma largura na direção principal e 3 com mesma largura na direção secundária, como é possível visualizar nas figuras 47 e 48. Foram lançadas RPU's com cordoalhas ativas nas duas extremidades para diminuir a perda de carga por atrito.

Figura 47 – RPU's no sentido principal



Fonte : Autoria Própria

Figura 48 - RPU no sentido secundário



Fonte : Autoria Própria

A partir das RPU's são definidos os traçados dos cabos, os quais devem atender os limites de tensão adequados.

### Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 1

Largura da RPU: 110 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

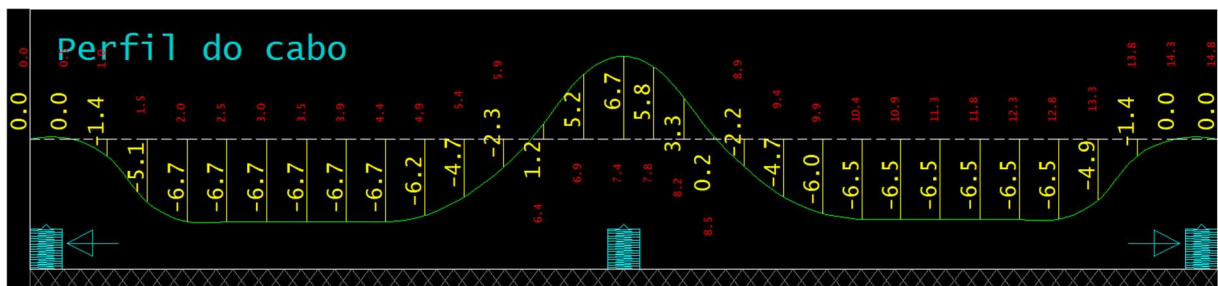
Feixes: 5;

Cordoalhas: 3;

Espaçamento: 22 cm.

Após definições das RPU's e RTE's, gerou-se os perfis dos cabos para cada RPU, sendo necessário edições, alterando a altura da cordoalha nos pontos da seção que os limites prescritos por normal, fissuração máxima para combinação frequente, não estavam sendo atendidos. Após todos ajustes necessários, definiu-se os perfis de todas as RPU's como pode ser visto na figura 49 a disposições dos cabos da RPU 1 no decorrer da seção da laje

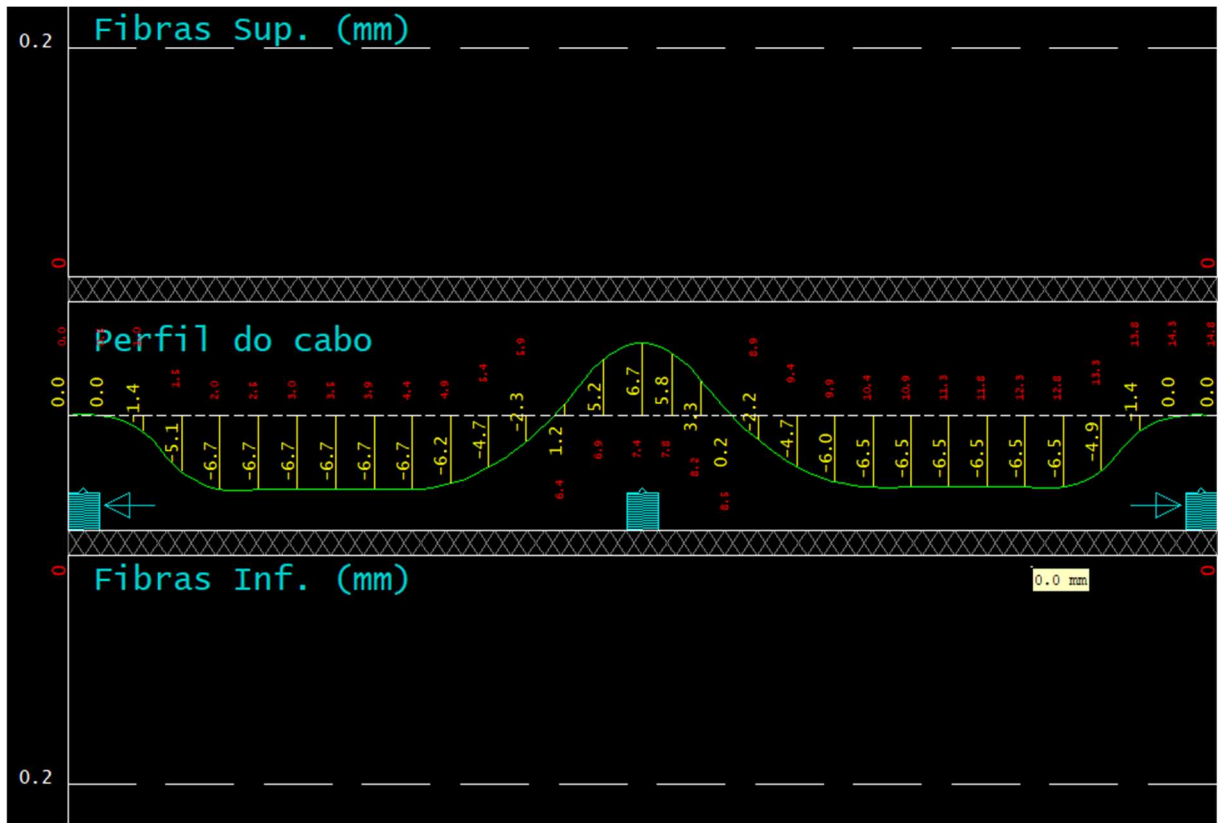
Figura 49 – Perfis dos Cabos RPU 1



Fonte : Autoria Própria

Na figura 50 pode-se visualizar que não houve formação de fissura na RPU 1 para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 50- RPU 1 Formação de fissura para combinação frequente, valores em mm



Fonte : Autoria Própria

## Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 2

Largura da RPU: 180 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

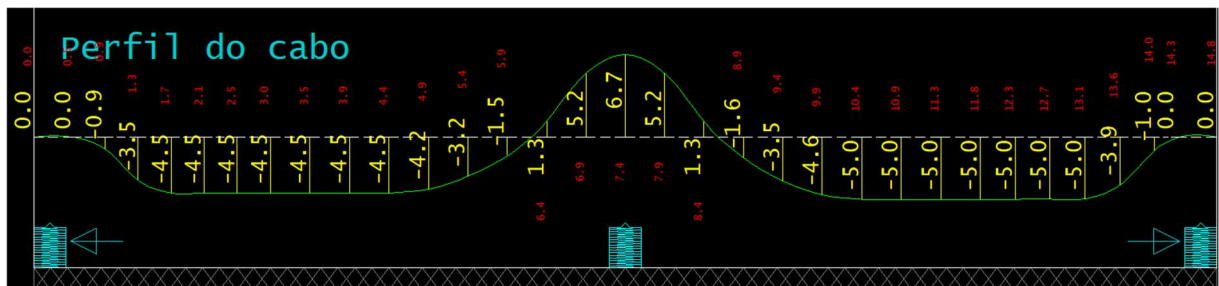
Feixes: 6;

Cordoalhas: 3;

Espaçamento: 30 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 2 pode ser visualizado na figura 51.

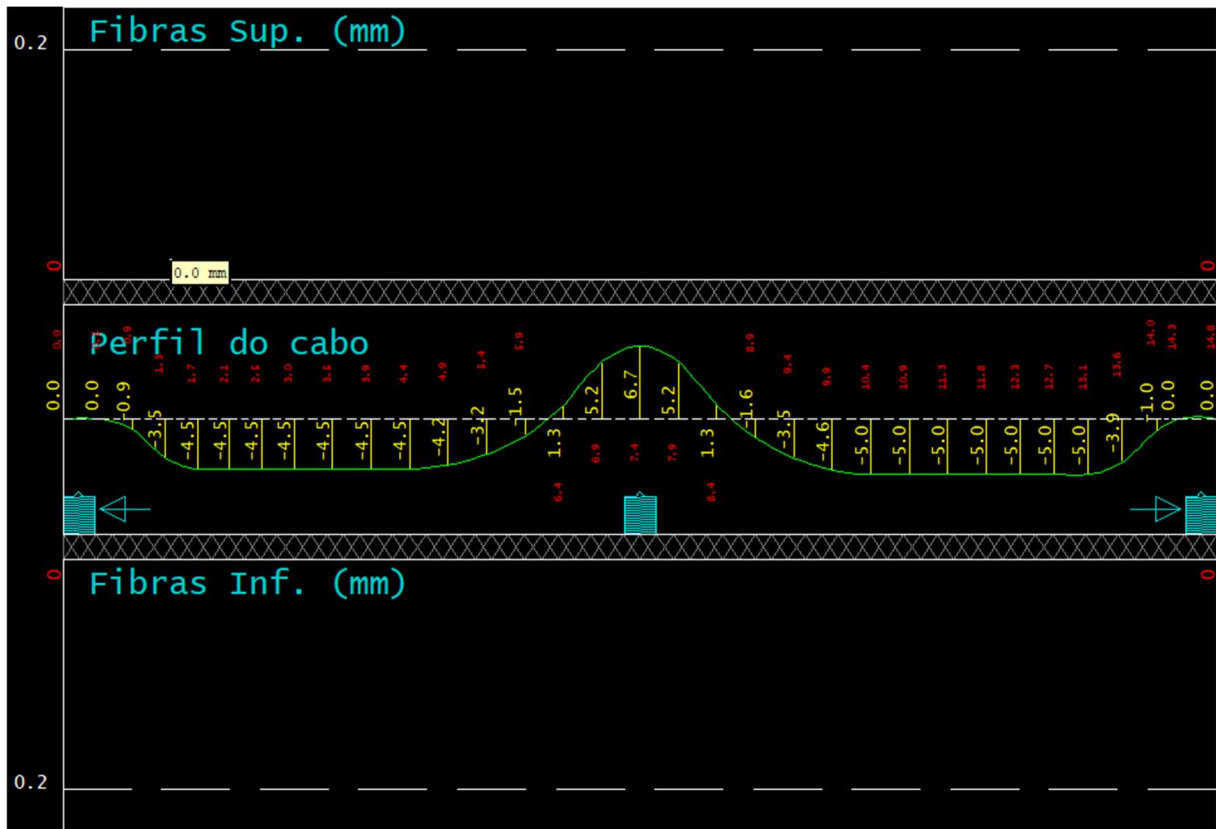
Figura 51 - Perfis dos Cabos RPU 2



Fonte : Autoria Própria

Na figura 52 pode-se visualizar que não houve formação de fissura na RPU 2 para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 52 - RPU 2 Formação de fissura para combinação frequente, valores em mm



Fonte : Autoria Própria

### Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 3

Largura da RPU: 180 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

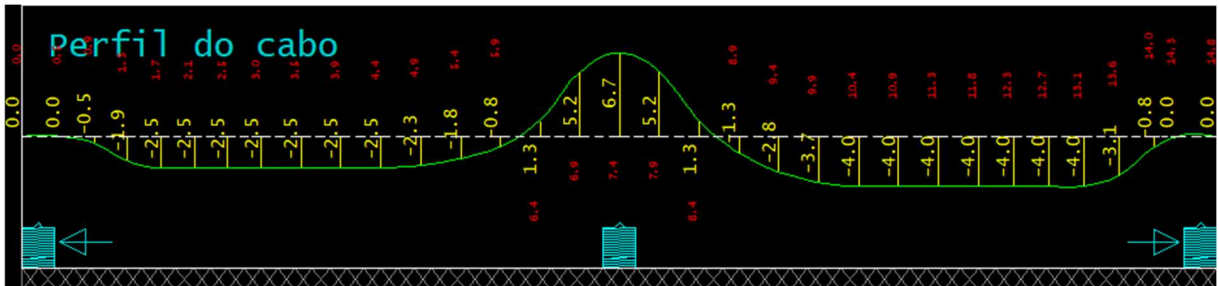
Feixes: 6;

Cordoalhas: 4;

Espaçamento: 30 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 3 pode ser visualizado na figura 53.

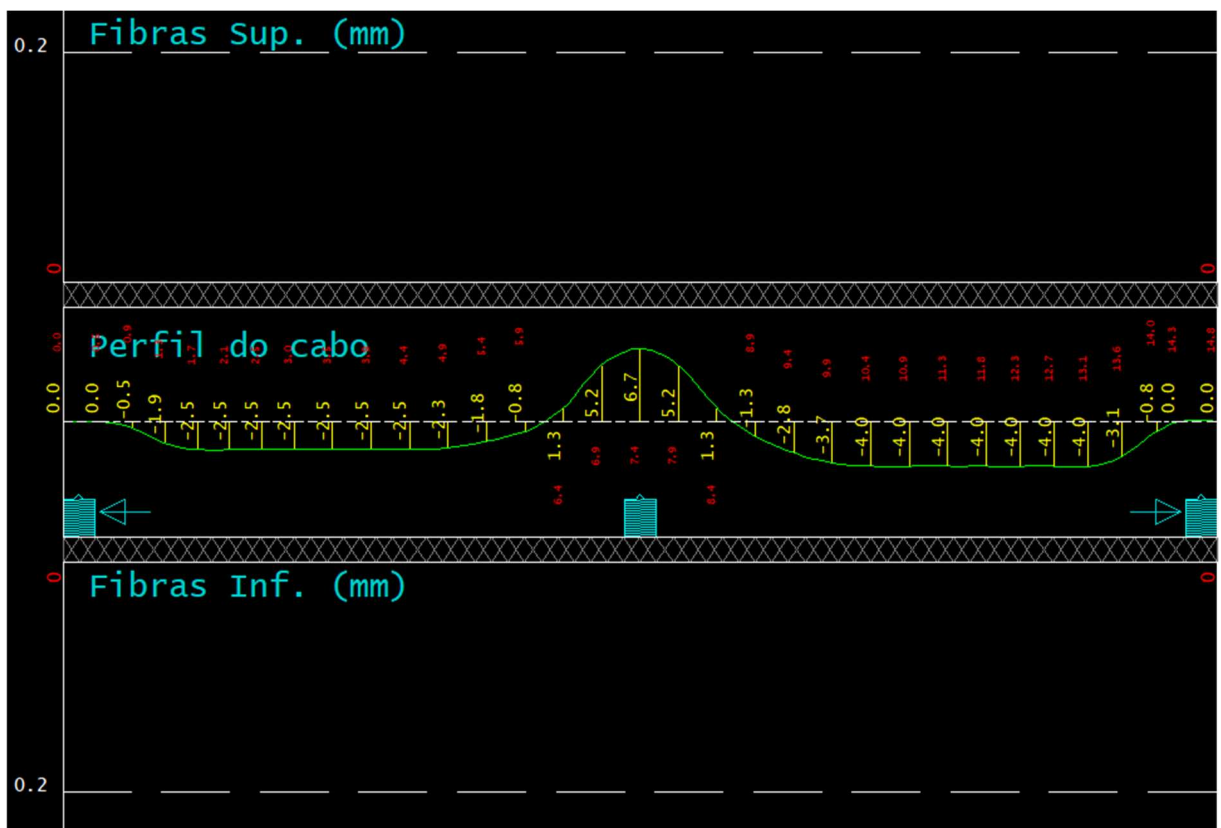
Figura 53 - Perfis dos Cabos RPU 3



Fonte : Autoria Própria

Na figura 54 pode-se visualizar que não houve formação de fissura na RPU 3 para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 54 - RPU 3 Formação de fissura para combinação frequente, valores em mm



Fonte : Autoria Própria



### Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 4

Largura da RPU: 180 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

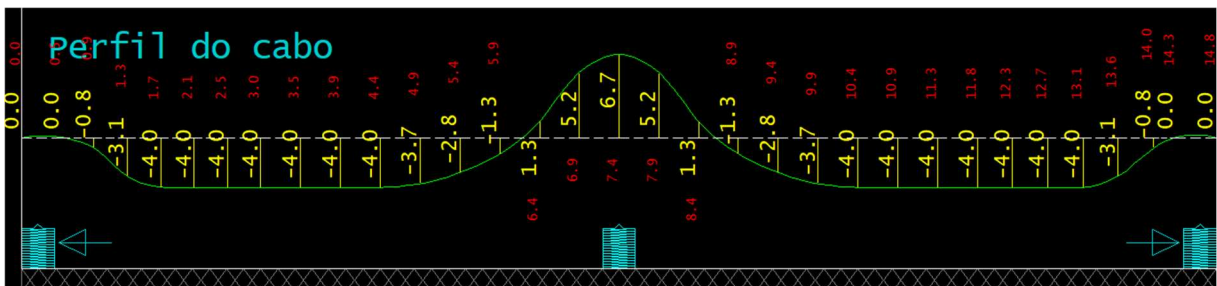
Feixes: 6;

Cordoalhas: 4;

Espaçamento: 30 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 4 pode ser visualizado na figura 55.

Figura 55- Perfis dos Cabos RPU 4

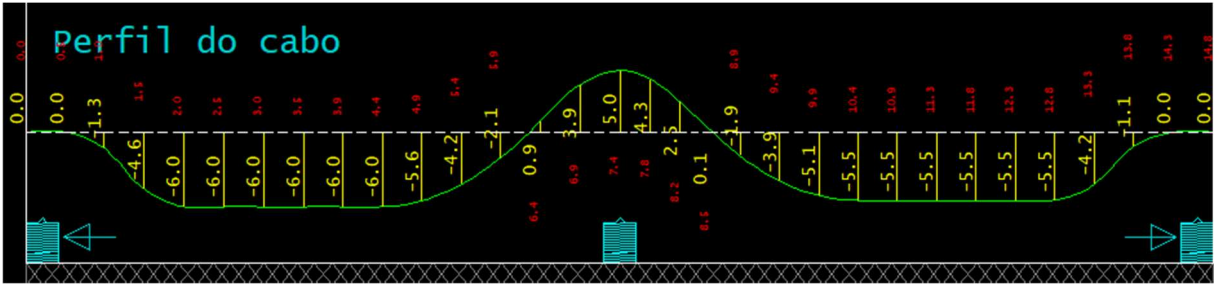


Fonte : Autoria Própria

Na figura 56 pode-se visualizar que não houve formação de fissura na RPU 4 para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.



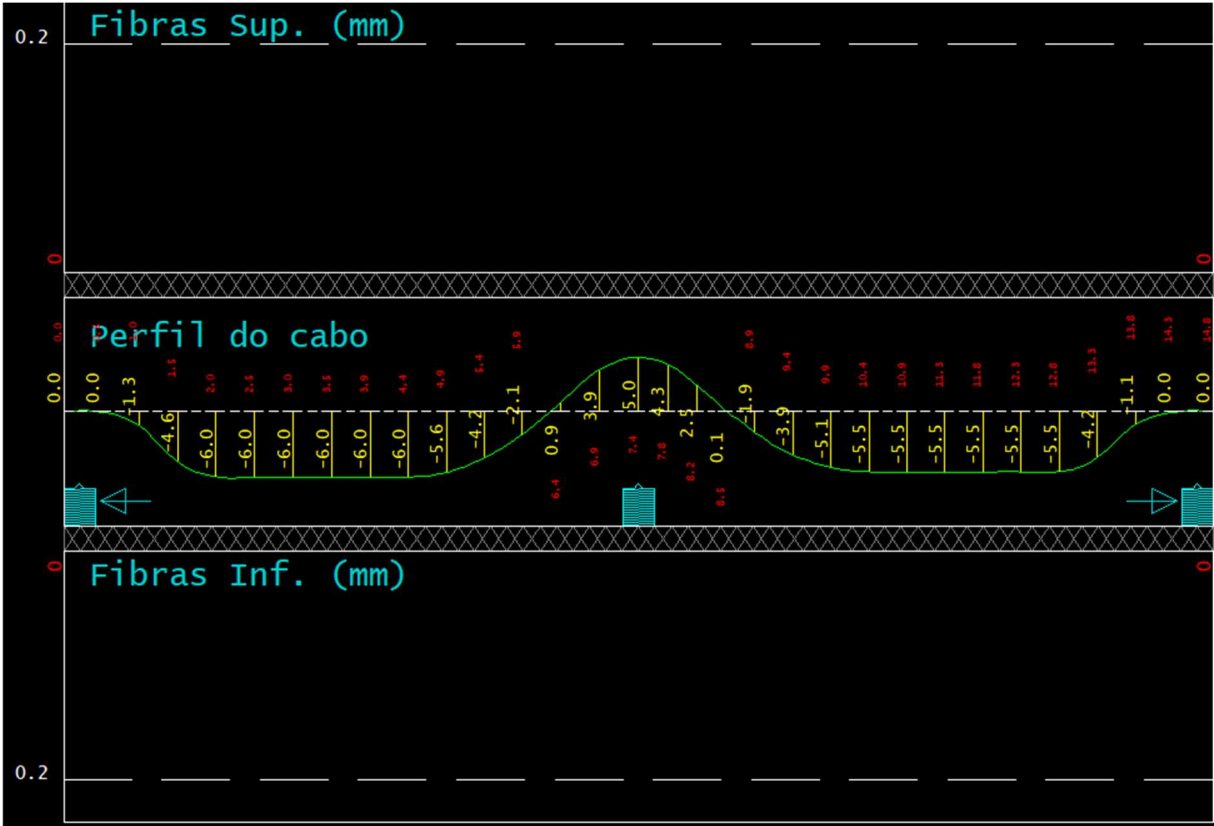
Figura 57 - Perfis dos Cabos RPU 5



Fonte : Autoria Própria

Na figura 58 pode-se visualizar que não houve formação de fissura na RPU 5 para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 58 - RPU 5 Formação de fissura para combinação frequente, valores em mm



Fonte : Autoria Própria

## Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 6

Largura da RPU: 500 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

Feixes: 10;

Cordoalhas: 4;

Espaçamento: 50 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 6 pode ser visualizado na figura 59.

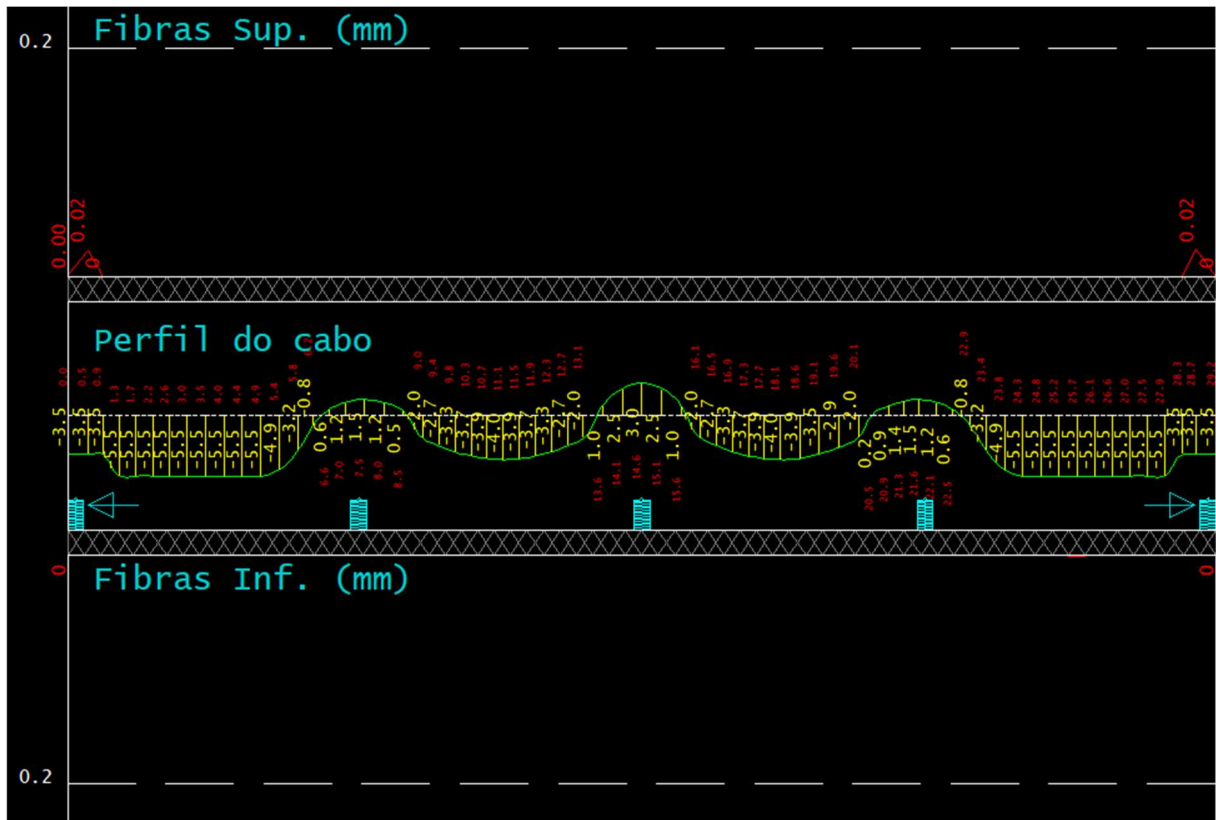
Figura 59 - Perfis dos Cabos RPU 6



Fonte : Autoria Própria

Na figura 60 pode-se visualizar que houve formação de fissura de 0,02 mm na RPU 6 na região próxima aos apoios externos, para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 60 - RPU 6 Formação de fissura para combinação frequente, valores em mm



Fonte : Autoria Própria

### Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 7

Largura da RPU: 480 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

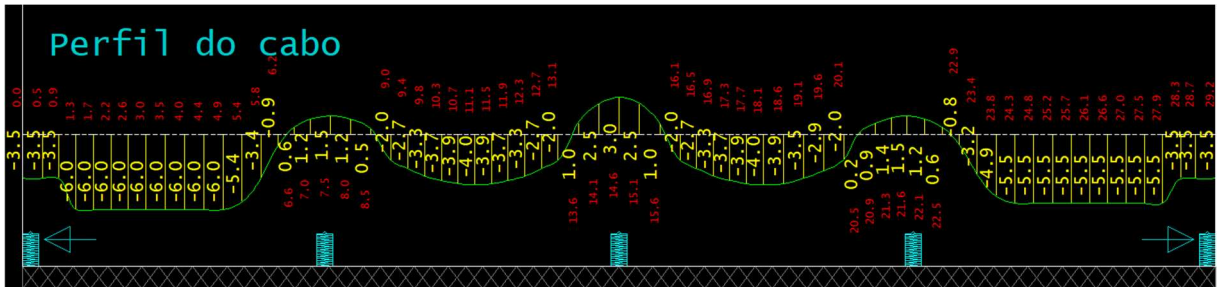
Feixes: 10;

Cordoalhas: 4;

Espaçamento: 48 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 7 pode ser visualizado na figura 61.

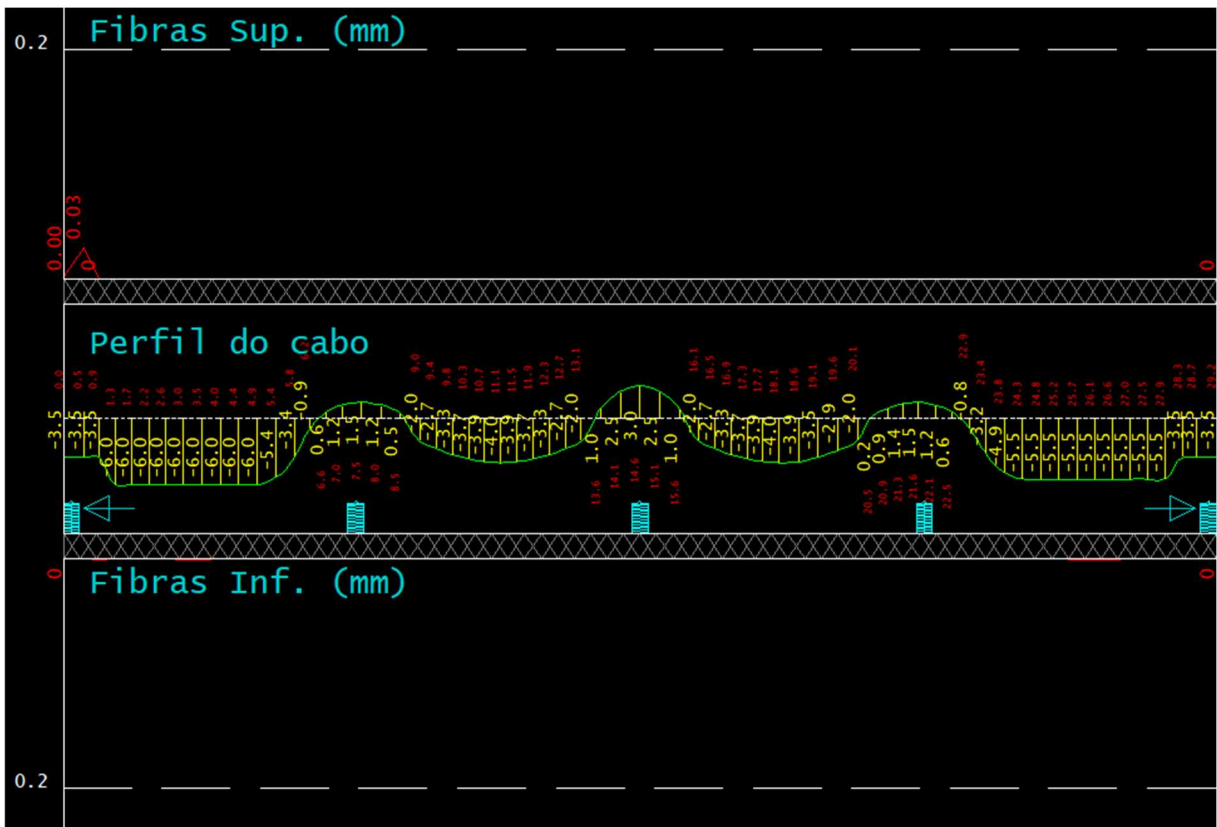
Figura 61 - Perfis dos Cabos RPU 7



Fonte : Autoria Própria

Na figura 60 pode-se visualizar que houve formação de fissura de 0,03 mm na RPU 7 na região próxima ao apoio externo, para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 62 - RPU 7 Formação de fissura para combinação frequente, valores em kgf/cm<sup>2</sup>



Fonte : Autoria Própria

## Traçado dos Cabos e Tensões na RPU 8

Largura da RPU: 500 cm;

Força de Protensão Inicial ( $P_o$ ): 14 tf;

Força de Protensão final ( $P_{inf}$ ): 11,90 tf;

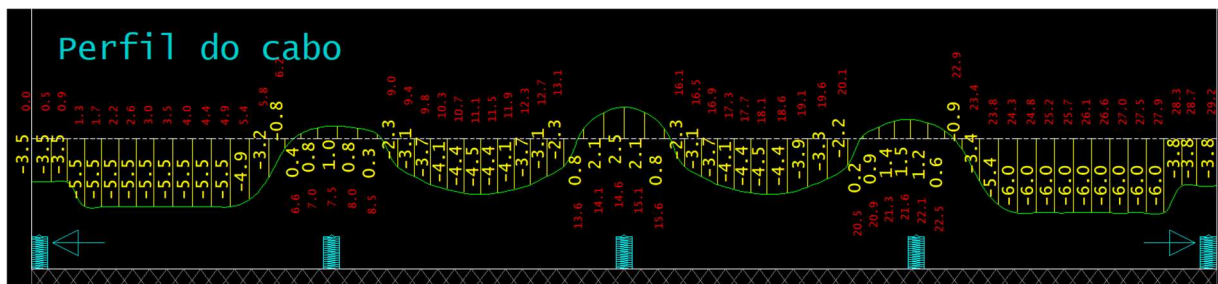
Feixes: 10;

Cordoalhas: 4;

Espaçamento: 50 cm.

Após os ajustes necessários, o perfil final dos cabos da RPU 8 pode ser visualizado na figura 63.

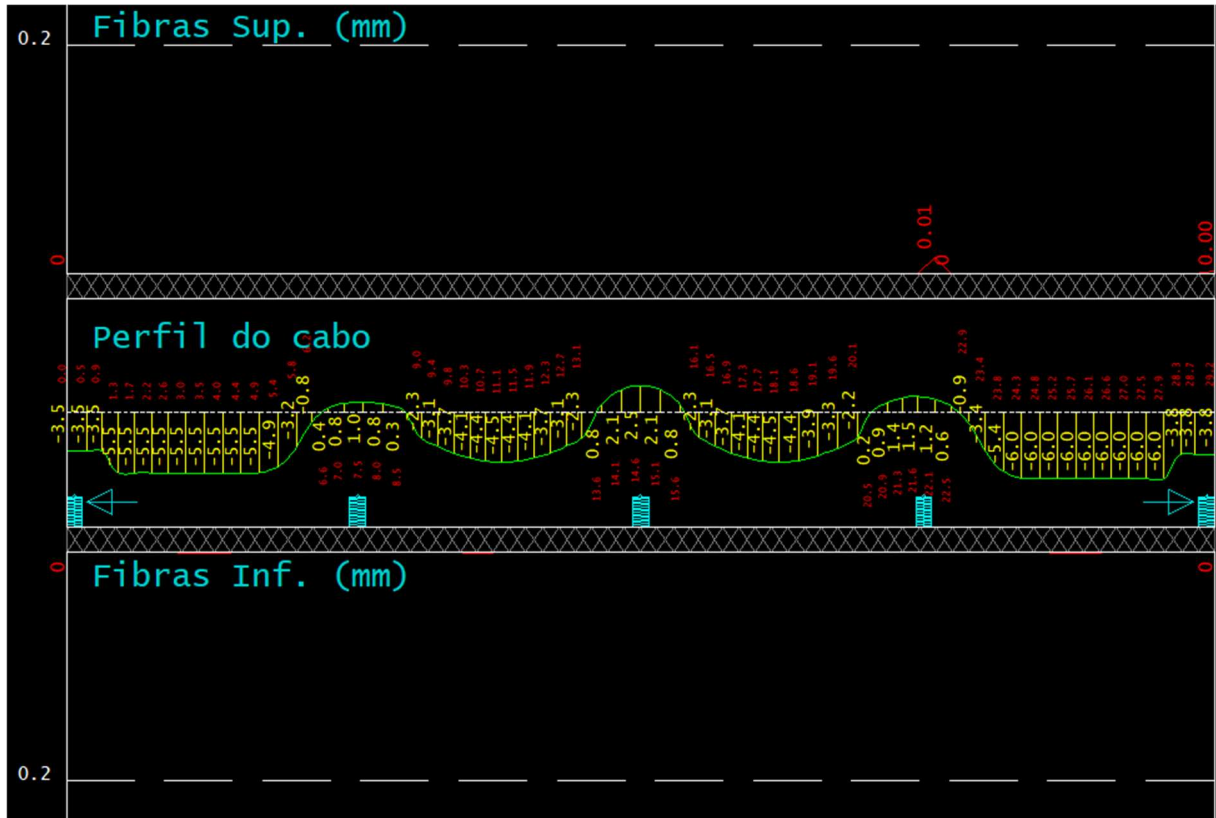
Figura 63 - Perfis dos Cabos RPU 8



Fonte : Autoria Própria

Na figura 64 pode-se visualizar que houve formação de fissura de 0,01 mm na RPU 8 na região próxima a um dos pilares internos, para os carregamentos considerados em projeto na combinação frequente, atendendo o limite de 0,2 mm.

Figura 64 - RPU 8 Fissuração para combinação frequente, valores em mm



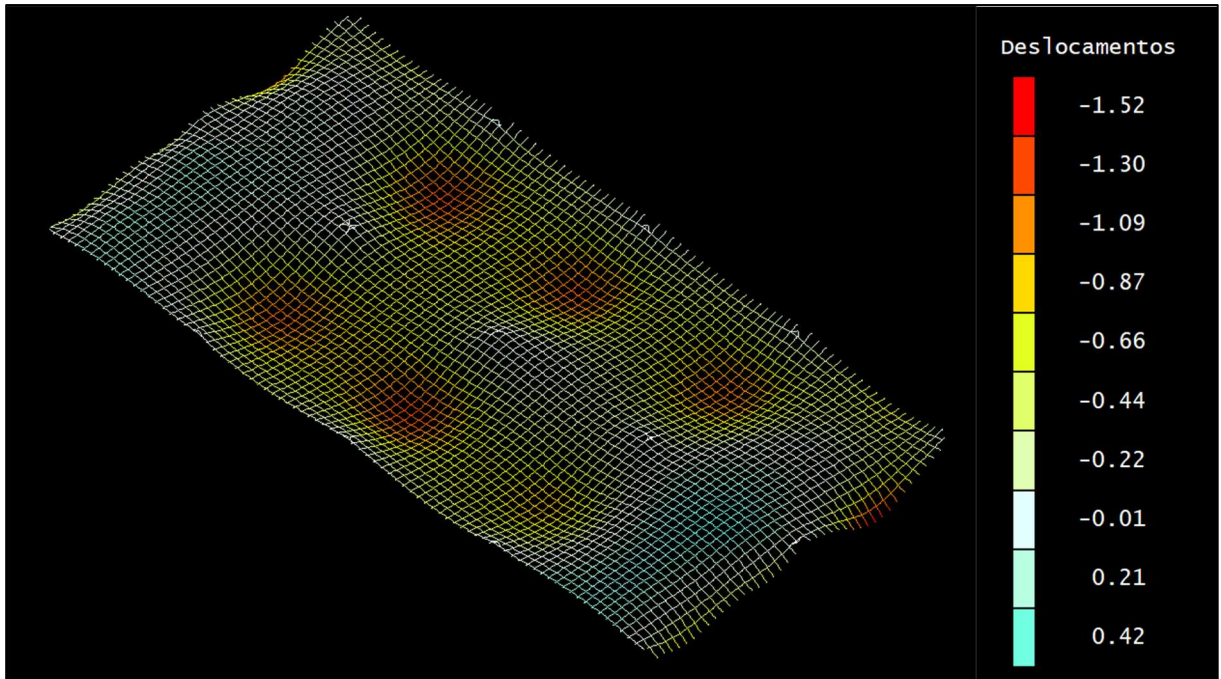
Fonte : Autoria Própria

#### 4.1.2 Flechas Diferidas ao Longo do Tempo

Os cabos de protensão, geram na estrutura carregamentos que contrapõe os esforços de serviço, diminuindo assim a flecha máxima. Para a estrutura ser aceita nos limites de dimensionamento de serviço, ela deve atender ao valor máximo permitido por norma, que neste caso é 2,88cm como visto anteriormente. A Figura 65 mostra a grelha de deformação da laje com a flecha diferida ao longo do tempo, onde pode-se observar que o limite foi atendido.



Figura 65 -Flechas totais diferidas ao longo do tempo após a protensão.

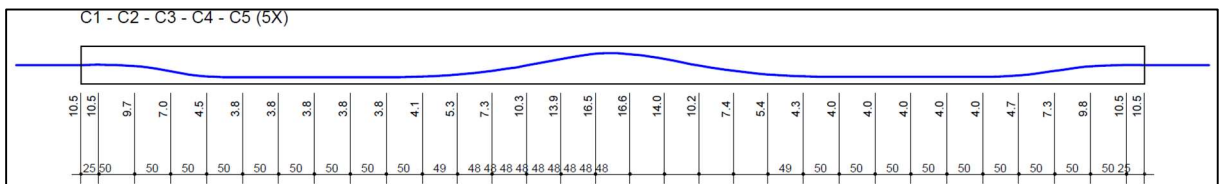


Fonte : Autoria Própria

### 4.1.3 Elevação dos Cabos

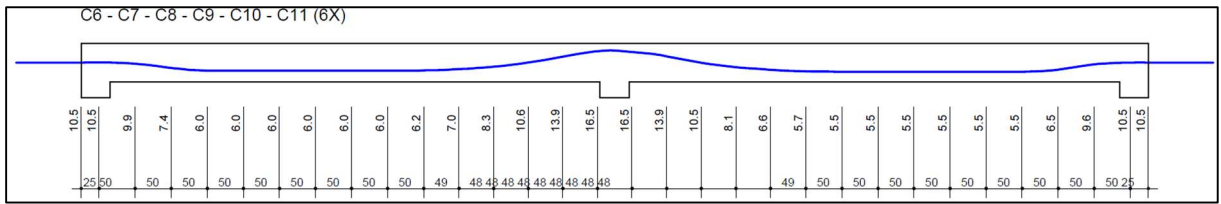
Para o detalhamento de uma estrutura protendida, deve-se informar a elevação de todos os cabos a fim de permitir a locação em obra dos cabos. A seguir tem-se o detalhamento das elevações dos cabos para o projeto.

Figura 66 - Elevação dos cabos 1 até 5



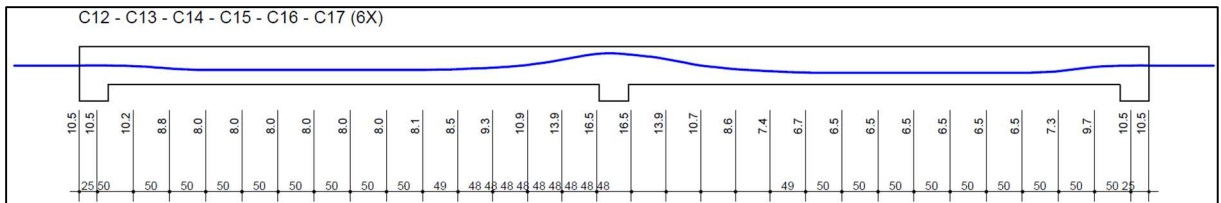
Fonte : Autoria Própria

Figura 67 - Elevação dos cabos 6 até 11



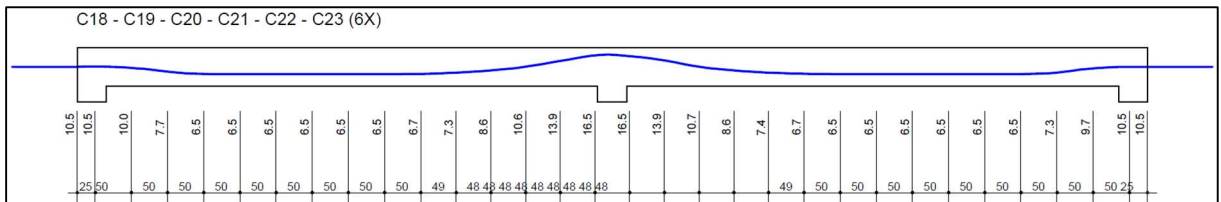
Fonte : Autoria Própria

Figura 68- Elevação dos cabos 12 até 17



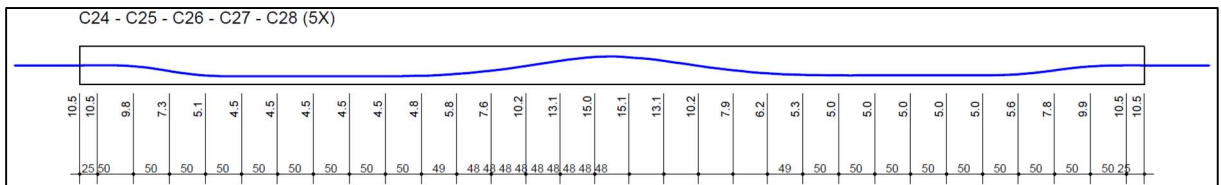
Fonte : Autoria Própria

Figura 69 - Elevação dos cabos 18 até 23



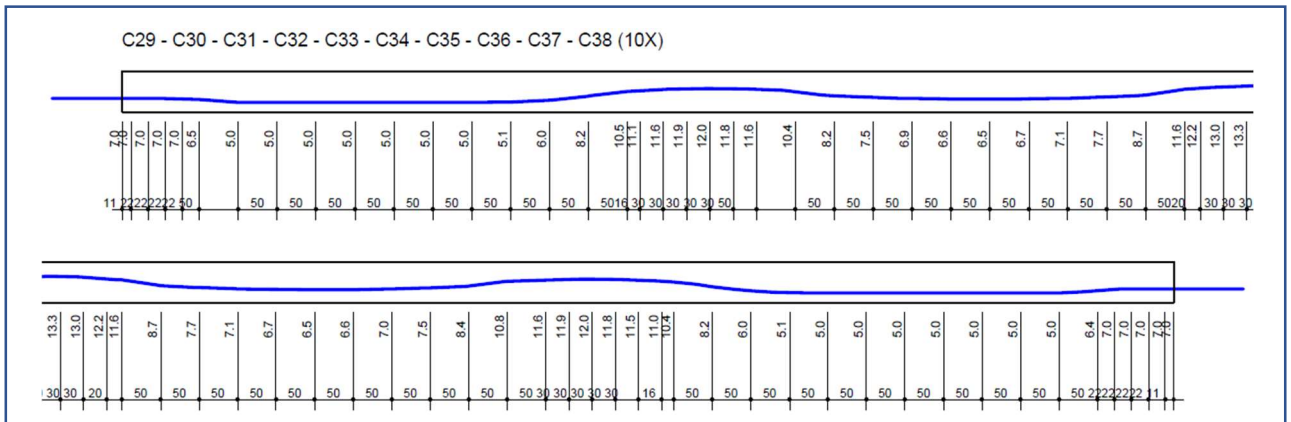
Fonte : Autoria Própria

Figura 70 - Elevação dos cabos 24 até 28



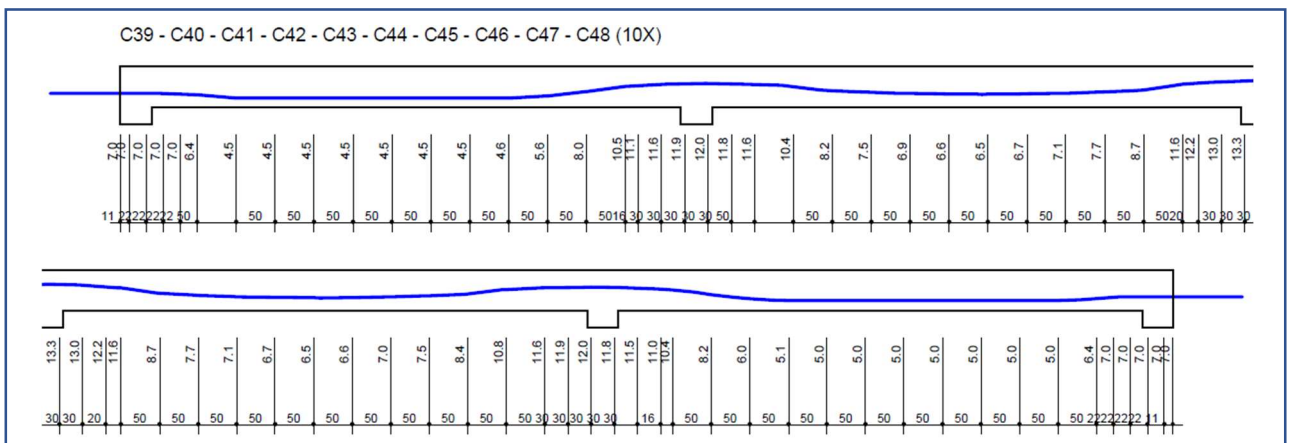
Fonte : Autoria Própria

Figura 71 - Elevação dos cabos 29 até 38



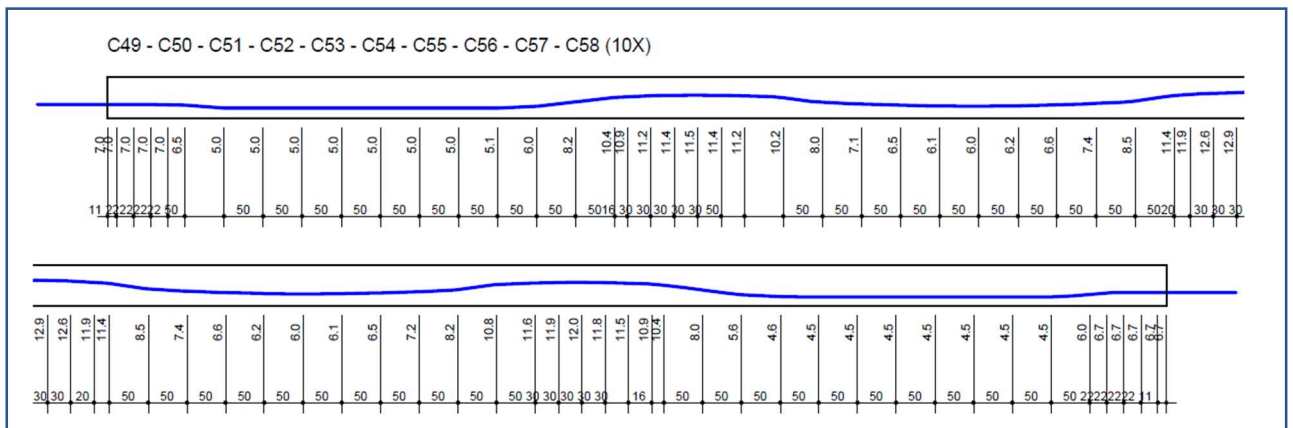
Fonte : Autoria Própria

Figura 72- Elevação dos cabos 39 até 48



Fonte : Autoria Própria

Figura 73 - Elevação dos cabos 49 até 58



Fonte : Autoria Própria

#### 4.1.4 Detalhamento das lajes para ARMADURA ATIVA

Além do perfil longitudinal com as elevações dos cabos em cada ponto, é necessário informar em planta onde estarão os cabos de cada RPU, para isso plota-se uma planta com as armaduras ativas nas duas direções consideradas em projeto.

O detalhamento das armaduras ativas no sentido principal se encontra no APÊNDICE I.

O detalhamento das armaduras ativas no sentido secundário se encontra no APÊNDICE II.

#### 4.1.5 Quantitativo da Armadura Ativa

Com a estrutura dimensionada o software TQS gera o quantitativo de aço necessário para estrutura, que serve para orçamento e compra de material, como pode ser visto na figura 74, o quantitativo da armadura ativa da laje dimensionada neste trabalho.

Figura 74 - Quantitativo de aço CP 190 RB

PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7									
CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALONG (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	INI	FIN
C1 A C5	3 Ø 12.7	5	16.00	240.00	30			0.0	9.3
C6 A C11	"	6	16.00	288.00	36			0.0	9.3
C12 A C23	4 Ø 12.7	12	16.00	768.00	96			0.0	9.3
C24 A C28	3 Ø 12.7	5	16.00	240.00	30			0.0	9.3
C29 A C58	4 Ø 12.7	30	30.40	3648.00	240			0.0	19.0

RESUMO DE PROTENSÃO							
Monocordoalhas não aderentes							
CABO				ANCORAGENS			
Ø	COMPR.	PESO			A	P	I
		kg/m	kg	kg+4%			
3 Ø 12.7	768.00	0.886	680.	708.	96		
4 Ø 12.7	4416.00	0.886	3913.	4069.	336		

Fonte : Autorial Própria

#### **4.1.6 Detalhamento das lajes para Armadura Passiva Complementar**

Além do detalhamento da armadura ativa é necessário informar o detalhamento da armadura passiva, que é representado em planta baixa. Tem-se as armaduras dispostas para resistir tanto os momentos positivos quanto negativos, levando em consideração o hiperestático de protensão.

Detalhamento armaduras passivas negativas horizontal e vertical APENDICE III.

Detalhamento armaduras passivas positivas horizontal e vertical APENDICE IV.

#### **4.1.7 Quantitativos da armadura Passiva Complementar**

Assim como na armadura ativa, o TQS informa o quantitativo de armadura passiva, para todos os casos de armadura separado pela distribuição presente em cada prancha. Essas informações auxiliam no orçamento, compra e entendimento de especificação dos materiais. As tabelas a seguir mostram o quantitativo de aço para os 4 tipos de distribuições de armadura passiva encontrados no dimensionamento estrutural deste trabalho.

Tabela 10 - Quantitativos de aço Armadura Negativa Horizontal

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
Térreo - Armadura negativa principal						
50A	1	20	38	260	9880	
50A	2	12.5	11	600	6600	
50A	3	8	40	585	23400	
50A	4	8	128	155	19840	
50A	5	12.5	124	195	24180	
50A	6	12.5	23	580	13340	
50A	7	10	55	610	33550	
50A	8	12.5	46	620	28520	
50A	9	12.5	25	190	4750	
50A	10	8	40	605	24200	
50A	11	12.5	12	400	4800	
60A	12	5	44	1140	50160	

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	502	77
50A	8	674	266
50A	10	336	207
50A	12.5	822	791
50A	20	99	244
Peso Total		60A =	77 kg
Peso Total		50A =	1509 kg

Fonte : Autoria Própria

Tabela 11 - Quantitativos de aço Armadura Negativa Vertical

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO	
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)
Térreo - Armadura negativa secundaria					
50A	2	12.5	238	190	45220
50A	3	6.3	78	340	26520
50A	4	6.3	78	360	28080
50A	5	6.3	78	315	24570
50A	6	6.3	41	260	10660
50A	7	6.3	82	270	22140

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	1120	274
50A	12.5	452	435
Peso Total		50A =	710 kg



Fonte : Autoria Própria

Tabela 12 - Quantitativos de aço Armadura Positiva Horizontal

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
Térreo - Armadura positiva principal						
60A	3	5	108	815	88020	
50A	4	10	105	810	85050	
50A	5	8	42	810	34020	
50A	6	10	160	815	130400	

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	880	136
50A	8	340	134
50A	10	2155	1329
Peso Total		60A =	136 kg
Peso Total		50A =	1464 kg

Fonte : Autoria Própria

Tabela 13 - Quantitativos de aço Armadura Positiva Vertical

AÇO	POS	BIT (mm)	QUANT	COMPRIMENTO		
				UNIT (cm)	TOTAL (cm)	
Térreo - Armadura positiva secundaria						
50A	2	6.3	198	992	196416	
50A	3	6.3	99	1140	112860	

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6.3	3093	758
Peso Total		50A =	758 kg

Fonte : Autoria Própria

#### **4.1.8 Punção**

No dimensionamento a punção não será apresentado resultados, devido a problemas no dimensionamento no software. Em projetos para execução reais deve-se sempre verificar a punção, principalmente em projetos de lajes sem vigas que as forças cortantes na região dos pilares são ainda maiores.

#### **4.1.9 Análise dos resultados**

Para comparação entre o dimensionamento utilizando o método dos pórticos equivalentes da NBR 6118 (2003), e o dimensionamento utilizando o software TQS, foi levado em consideração o parâmetro de peso de aço total necessário para armadura passiva e armadura ativa. Os parâmetros geométricos, classe de agressividade, carregamentos e características dos materiais, como citado anteriormente, são iguais nos dois trabalhos, para que a comparação tenha uma maior relevância.

A distribuição da armadura ativa fez-se de maneira diferente. No trabalho de Carlos (2013) os cabos foram concentrados em cima dos pilares nos dois sentidos e distribuído nos vãos, neste trabalho os cabos foram concentrados em cima dos pilares em uma direção e distribuídos na direção oposta.

As Tabelas 15 e 16 mostram o comparativo dos pesos finais de aço nos dois trabalhos, para armadura passiva e ativa consecutivamente.



Tabela 14 – Comparativos Armadura Passiva

ARMADURA PASSIVA		
	QNT. TQS	CARLOS 2013
Armadura Negativa Horizontal		
AÇO	PESO (kg)	PESO (kg)
CA 60	77	0
CA 50	1509	1538
Armadura Negativa Vertical		
AÇO	PESO (kg)	PESO (kg)
CA 60	0	0
CA 50	710	1538,1696
Armadura Positiva Horizontal		
AÇO	PESO (kg)	PESO (kg)
CA 60	136	0
CA 50	1464	768,512
Armadura Positiva Vertical		
AÇO	PESO (kg)	PESO (kg)
CA 60	0	0
CA 50	758	763,5
<b>TOTAL</b>	<b>4654</b>	<b>4608</b>

Fonte : Autoria Própria

Tabela 15 – Comparativo Armadura Ativa

ARMADURA ATIVA		
	QNT. TQS	CARLOS 2013
Armadura Ativa		
CORD. (mm)	PESO (kg)	PESO (kg)
<b>12,7</b>	<b>4593</b>	<b>5190</b>

Fonte : Autoria Própria

Na comparação da armadura passiva, como a parcela de aço CA 60 é pequena, desconsiderou-se a diferença de resistência e foi feito uma soma direta de peso tendo em vista todas as posições de distribuição de armadura nos dois trabalhos, encontrando uma diferença de 1,02% a mais no trabalho atual. Analisando a tabela de armadura ativa encontrou-se uma diferença de 12,99% a mais de peso no trabalho de 2013.

## 5. CONCLUSÃO

O modelo construtivo tradicionalmente conhecido na construção civil, que utiliza lajes apoiadas em vigas pode não ser a melhor solução estrutural para uma edificação quando se trata de ambientes com vãos livres maiores. Percebe-se, que para vencer grandes vãos, as lajes protendidas lisas tem demonstrado cada vez mais competitividade, devido às inúmeras vantagens do sistema como o aumento dos vãos e conseqüentemente a diminuição do uso dos pilares, das flechas e também fissuração. Também possibilita maior flexibilidade ao projetista arquitetônico.

A metodologia utilizada por Carlos (2013), do Método dos Pórticos Equivalentes é uma ferramenta extremamente útil e de fácil aplicação para lajes lisas, pois transforma a estrutura em um sistema de simples resolução manual. Entretanto, com o avanço tecnológico dos softwares de dimensionamento de estruturas protendidas com metodologias computacionais, torna o método dos Pórticos Equivalentes mais limitado, uma vez que se mostra impreciso para estruturas mais complexas, especialmente quando o edifício não possui modulação.

No caso da laje dimensionada neste trabalho, a utilização do software permitiu várias tentativas de distribuição de cabos, com um tempo de resposta no dimensionamento quase que imediato, facilitando a escolha da melhor distribuição, a fim de diminuir a quantidade de cabos utilizados. Neste contexto o dimensionamento manual executado por Carlos (2013), limita a quantidade de tentativas pela demora do processo, fato este que gerou a diferença no quantitativo de armaduras ativas visto anteriormente, resultando em uma estrutura mais cara.

A diferença encontrada no quantitativo de armadura passiva dos dois métodos, é quase que irrelevante quando comparado a diferença do quantitativo de armadura ativa. Quando leva-se em conta que a armadura ativa tem custo maior quando comparada com a armadura passiva, a diferença no custo final de execução dos dois projetos é ainda maior.

Outro fato que favorece a diminuição na quantidade de cabos de protensão resultante do dimensionamento é a utilização das duas ancoragens ativas, que este trabalho fez uso, devido a diminuição nas perdas de protensão, como descrito

anteriormente. O trabalho de Carlos (2013) considerou uma ancoragem ativa e outra passiva.

Por tal maneira, é possível afirmar que de fato a metodologia foi viável e capaz de oferecer resultados concisos e coerentes, como a diminuição da taxa de armadura tornando o dimensionamento mais econômico. Concluindo que, a metodologia foi adequada para a análise estrutural de edificações concebidas com lajes lisas protendidas, empregando-se protensão não aderente de cordoalha engraxadas.

## 6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

\_\_\_\_\_. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

\_\_\_\_\_. **NBR 6349**: Barras, cordoalhas e fios de aço para armaduras de protensão - Ensaio de tração. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 7482**: Fios de aço para estruturas de concreto protendido – Especificação. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 7483**: Cordoalhas de aço para concreto protendido – Requisitos. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ARAÚJO, José Milton de. **Curso de concreto armado**. Rio Grande, Dunas, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMA TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

BATISTA, F. H. **Estudo Comparativo de Lajes Planas de Concreto Armado e Concreto Protendido – Um Estudo de Caso** 2018. 37 p. Dissertação (graduação) – Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

CARLOS, T.B. **Análise e dimensionamento estrutural de uma laje lisa com protensão não aderente**. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pampa – Alegrete -RS, 2013.

CARVALHO, R. C. **Estruturas em Concreto Protendido: cálculo e detalhamento** 2017. 447 p. 2ª Edição. São Paulo, 2017.

CARVALHO, Roberto Chust. **Estruturas em concreto protendido: pré-tração, póstração, cálculo e detalhamento**. São Paulo: PINI, 2012

EMERICK, A. A. **Projeto e Execução de Lajes Protendidas**, Brasília, 2005.

EMERICK, A. A. **Projeto e execução de lajes protendidas**. Brasília – DF, 2002;

FERNANDES, L.F.A. **Dimensionamento de laje lisa protendida com verificação de punção**. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia – Uberlândia - MG, 2018 .

FRANCO, M. **Concreto Protendido em Edifícios: Problemas Particulares**. In: SIMPÓSIO IBERO-LATINO AMERICANO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, São Paulo, 1994. Anais. São Paulo, 1994.

GOMES, R.B. (1991) **Punching resistance of reinforced concrete flat slabs with shear reinforcement**. London. PhD Thesis, The Polytechnic of Central London.

LOPES, V.P.J; MACEDO,G.G.M. **Lajes lisas em concreto protendido Análise e Dimensionamento Estrutural**. Trabalho de conclusão de curso em Engenharia Civil da Universidade Federal de Goiás – Goiânia - GO, 2016 .

LOUREIRO, G. J. **Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas**, VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, São Paulo, 2006, Anais.

MELGES, J. L. P; **Punção em lajes: exemplos de cálculo e análise teóricoexperimental**. Dissertação de Mestrado. São Carlos, 1995. Universidade de São Paulo.

MELLO, A. L. V. **Cálculo de lajes lisas com protensão parcial e limitada**. Dissertação de pós-graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos – SP, 2005 .

PFEIL, W. **Concreto Protendido**. Vols. 1, 2, e 3. Livros Técnicos e Científicos. Editora S.A.. Rio de Janeiro. 1984.

REVISTA IBRACON DE ESTRUTURAS E MATERIAIS. **Punching strength of reinforced concrete flat slabs without shear reinforcement** 2012. Vol. 5, nº 5. Pag. 128. Disponível em: <[http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/Riem/RIEM\\_vol5\\_n5/files/assets/basic-html/page1.html](http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/Riem/RIEM_vol5_n5/files/assets/basic-html/page1.html)>. Acesso em: 15/10/2018.

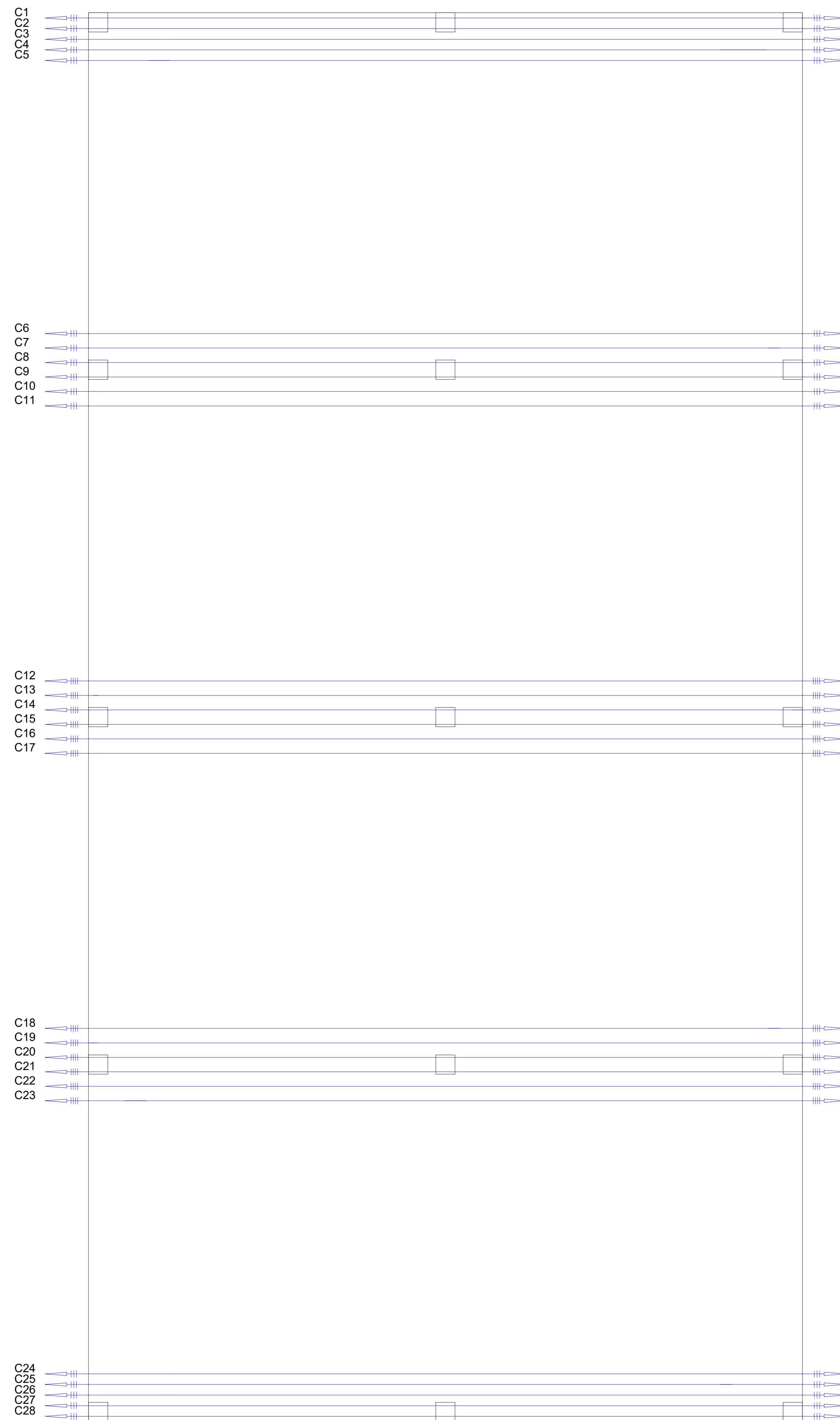
ROSAS, L.R.B. **Concreto Protendido – Sistemas de aplicação da protensão**. Notas de aula. Mato Grosso, s.d. Universidade de Mato Grosso.

TÉCHNE, **Softwares auxiliam o cálculo estrutural** 2003. Edição 73, seção Tecnologia. Disponível em: <<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/73/artigo285268-1.aspx>>. Acesso em: 03/11/2018

TRAUTWEIN, L.M. **Punção em lajes cogumelo de concreto armado: análise experimental e numérica**. 2006, 277 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2006.

VERÍSSIMO, G. S.; LENZ, K. M. **Concreto Protendido – Fundamentos Básicos** 1998. 78p. 4ª Edição. Universidade Federal de Viçosa, 1998. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/lutt/Concreto%20Protendido/CP-vol1.pdf>>. Acesso em 30/08/2018

ZANETTE, D. S. **Projeto de Vigas de Pequeno Porte Parcialmente Protendidas com Monocordoalhas Engraxadas**. Florianópolis, 2006. 163 p.

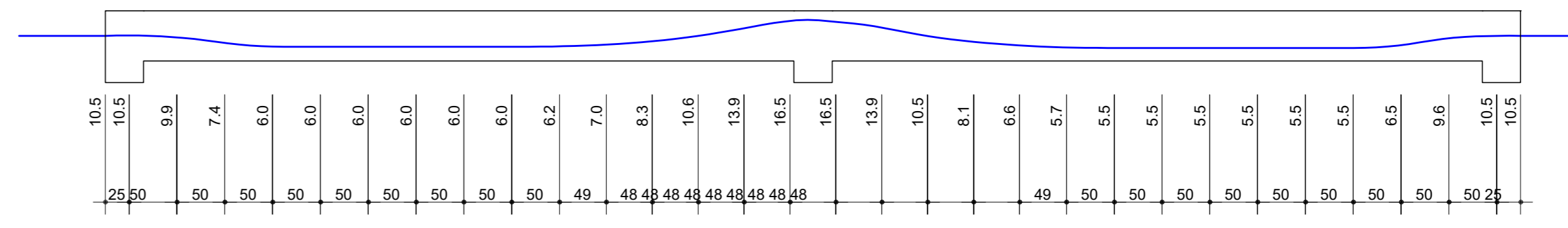


PLANTA BAIXA DE CABOS NA DIREÇÃO PRINCIPAL  
ESCALA 1/50

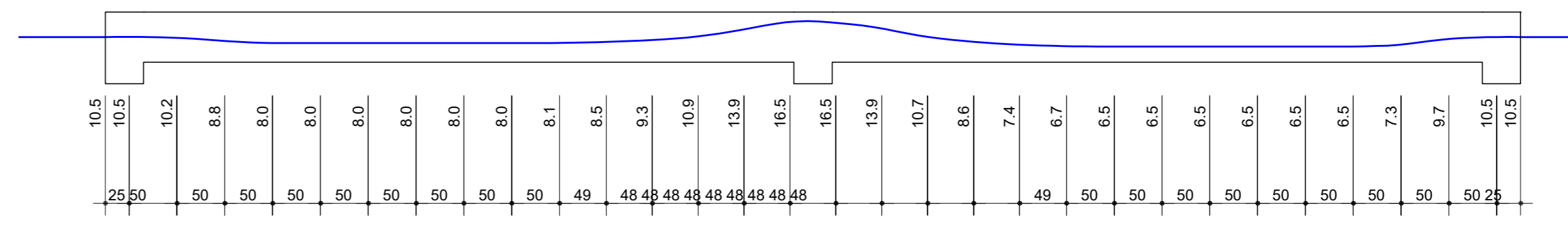
Elevação dos cabos longitudinais

ESC H= 1/50  
ESC V= 1/20

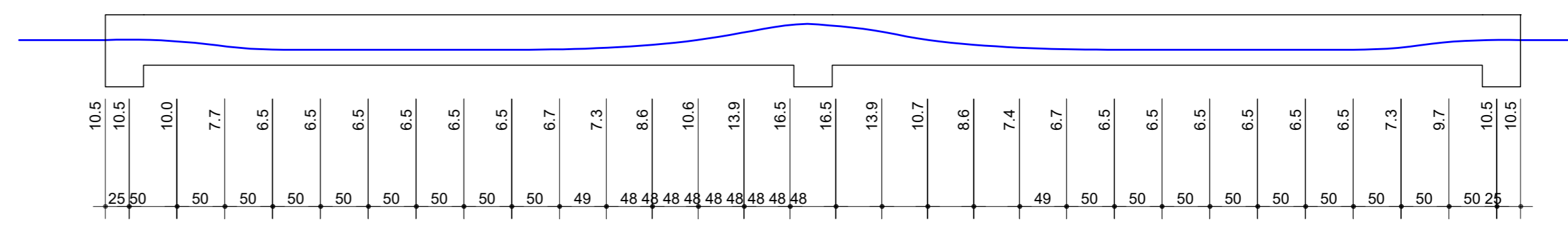
C6 - C7 - C8 - C9 - C10 - C11 (6X)



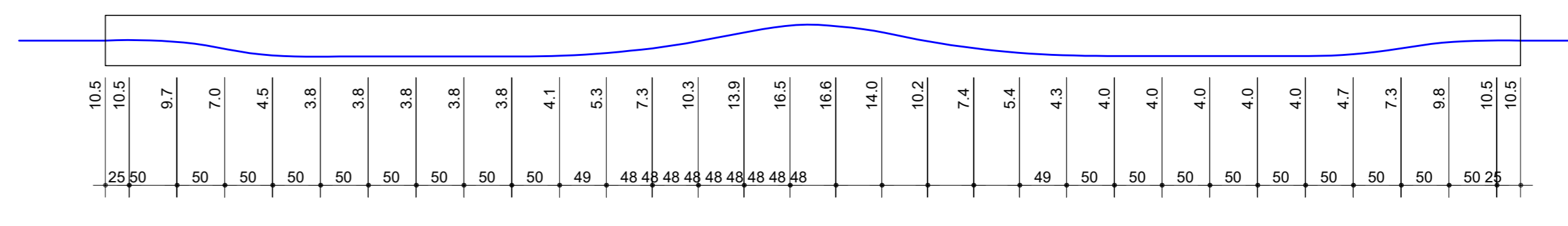
C12 - C13 - C14 - C15 - C16 - C17 (6X)



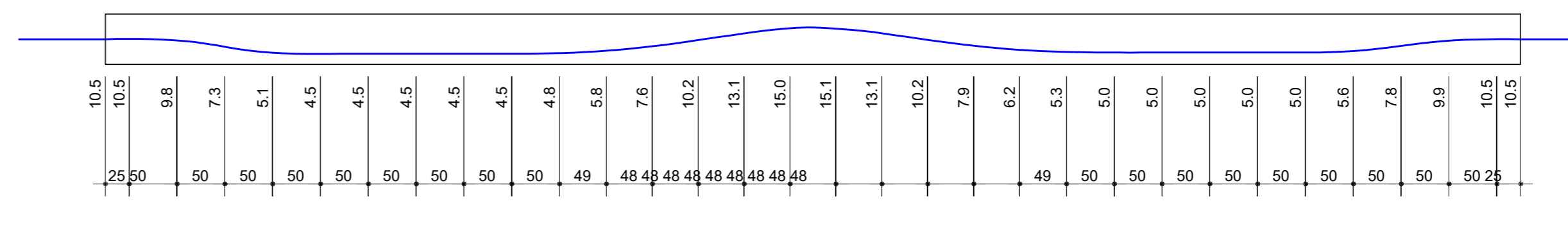
C18 - C19 - C20 - C21 - C22 - C23 (6X)



C1 - C2 - C3 - C4 - C5 (5X)



C24 - C25 - C26 - C27 - C28 (5X)



PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7

CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS		ALONG. (m)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P		I
C1 A C5 3 Ø 12.7 5			16.00	240.00	30		0.0	9.3
C6 A C11	Ø		16.00	240.00	30		0.0	9.3
C12 A C17 4 Ø 12.7 12			16.00	768.00	96		0.0	9.3
C18 A C23 4 Ø 12.7 5			16.00	240.00	30		0.0	9.3
C24 A C28 4 Ø 12.7 30			30.40	3648.00	240		0.0	19.6

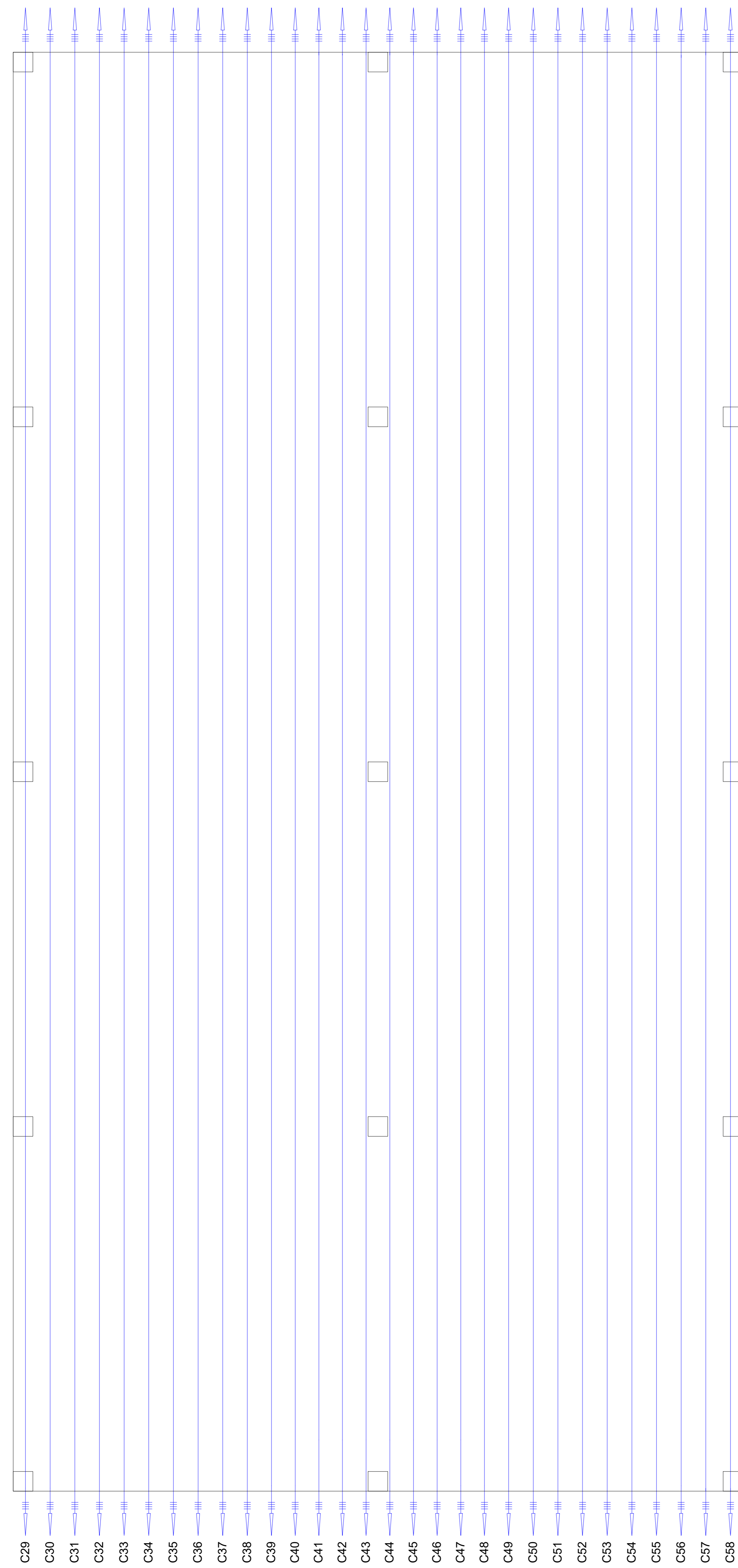
RESUMO DE PROTENSÃO

Ø	COMPR.	CABO		PESO	ANCORAGENS		
		kg/m	kg		kg/4%	A	P
3 Ø 12.7	768.00	0.899	686	700	96		
4 Ø 12.7	4416.00	0.899	3913	4069	336		

PERFIL DOS CABOS NA DIREÇÃO PRINCIPAL  
ESCALA 1/50

LAJE PROTENDIDA EM DUAS DIREÇÕES

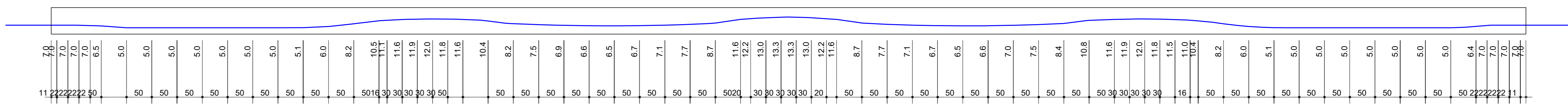
TÍTULO	Planta Baixa dos cabos na direção principal e seus perfis		
RESPONSÁVEL TÉCNICO	Luiz F. P. A. Jr.		
CLIENTE	UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA		
REVISOR			
DATA	13/01/2019	ESCALA	1/50



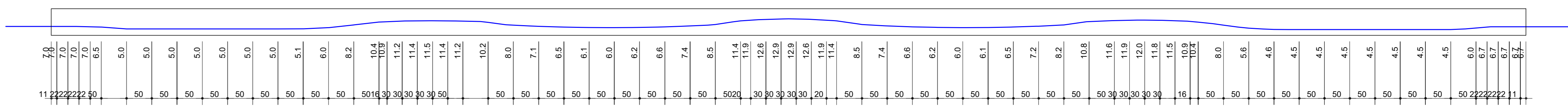
PLANTA BAIXA DE CABOS NA DIREÇÃO SECUNDÁRIA

**Elevação dos cabos transversais**  
 ESC H= 1:50  
 ESC V= 1:20

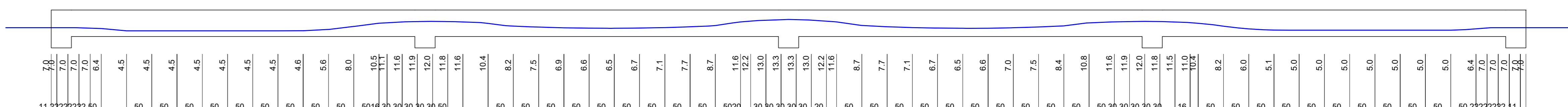
C29 - C30 - C31 - C32 - C33 - C34 - C35 - C36 - C37 - C38 (10X)



C49 - C50 - C51 - C52 - C53 - C54 - C55 - C56 - C57 - C58 (10X)



C39 - C40 - C41 - C42 - C43 - C44 - C45 - C46 - C47 - C48 (10X)



**PROTENSÃO: AÇO CP190 RB 12.7 - 12.7**

CABO	Ø	Q	COMPRIMENTO		ANCORAGENS			ALÇONO (cm)	
			UNITÁRIO	TOTAL	A	P	I	kg	mm
C1 A CS 3 Ø 12.7 5		16.00	240.00	30			0.0	9.3	
C2 A C11	6	16.00	288.00	36			0.0	9.3	
C12 A C23 4 Ø 12.7 12		16.00	768.00	96			0.0	9.3	
C24 A C28 3 Ø 12.7 5		16.00	240.00	30			0.0	9.3	
C29 A C38 4 Ø 12.7 30		30.40	3648.00	240			0.0	19.0	

**RESUMO DE PROTENSÃO**  
 Monocordoalhas não aderentes

Ø	COMPR.	PESO			ANCORAGENS		
		kgm	kg	kg4%	A	P	I
3 Ø 12.7	768.00	0.886	680	706	36		
4 Ø 12.7	4416.00	0.886	3913	4066	336		

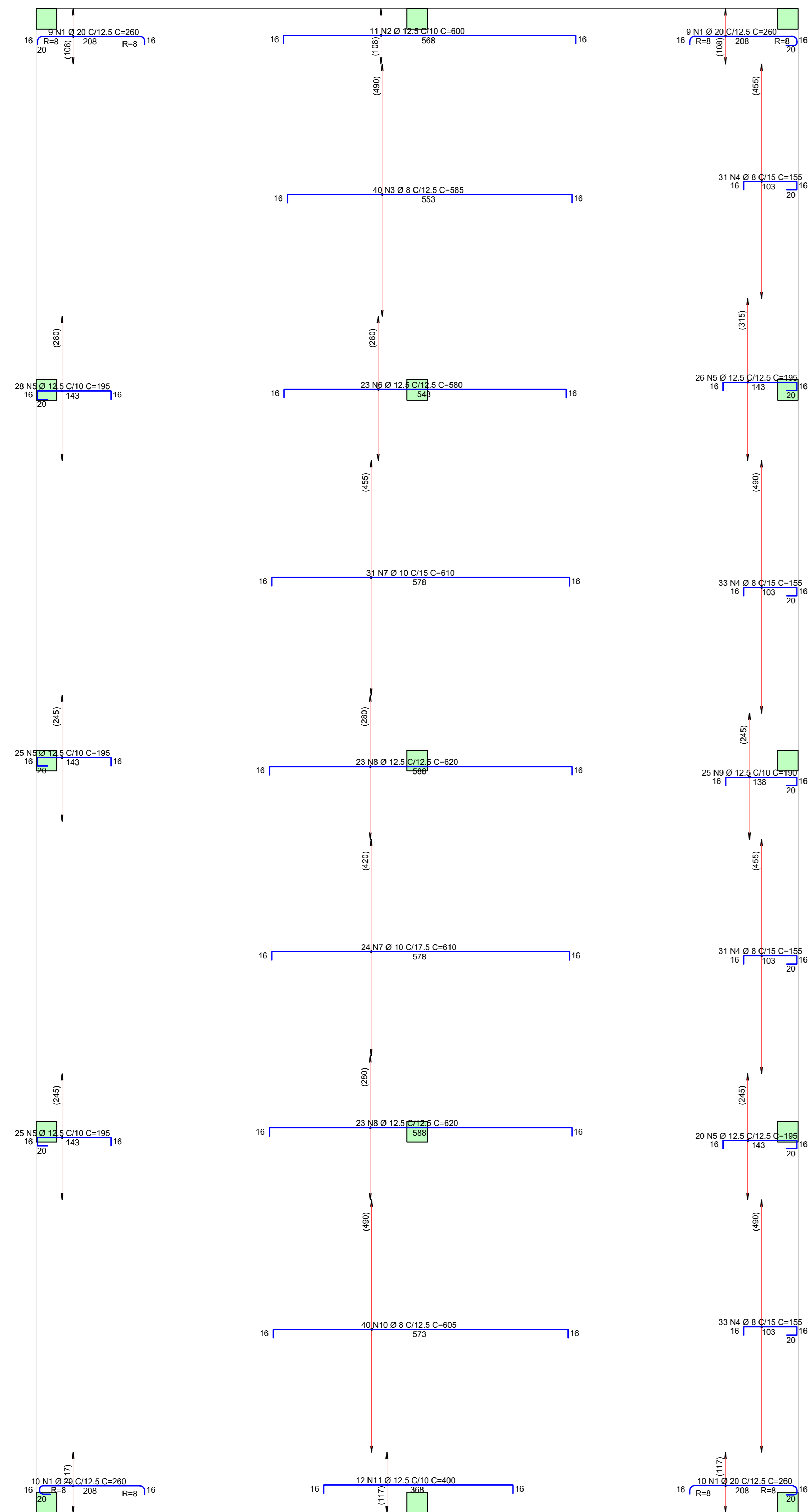
PERFIL DOS CABOS NA DIREÇÃO SECUNDÁRIA  
 ESCALA 1/50

LAJE PROTENDIDA EM DUAS DIREÇÕES

TÍTULO	Planta Baixa dos cabos na direção secundária e seus perfis		
RESPONSÁVEL TÉCNICO	Luiz F. P. A. Jr		
CLIENTE	UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA		
REVISOR			
DATA	13/01/2019	ESCALA	1:50

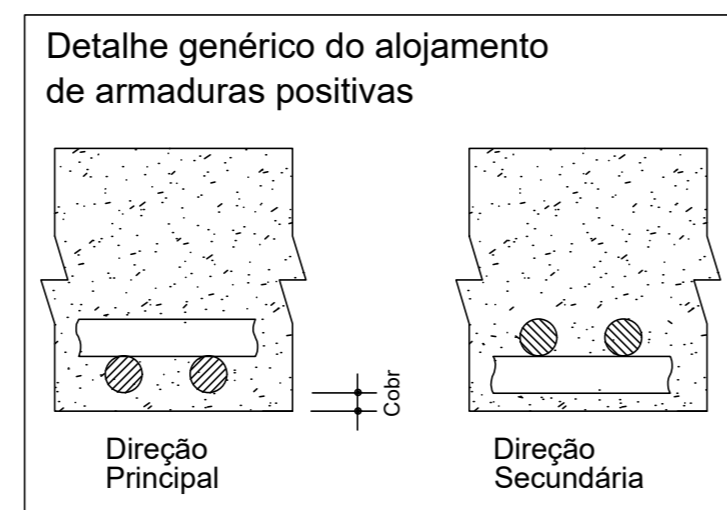


1X

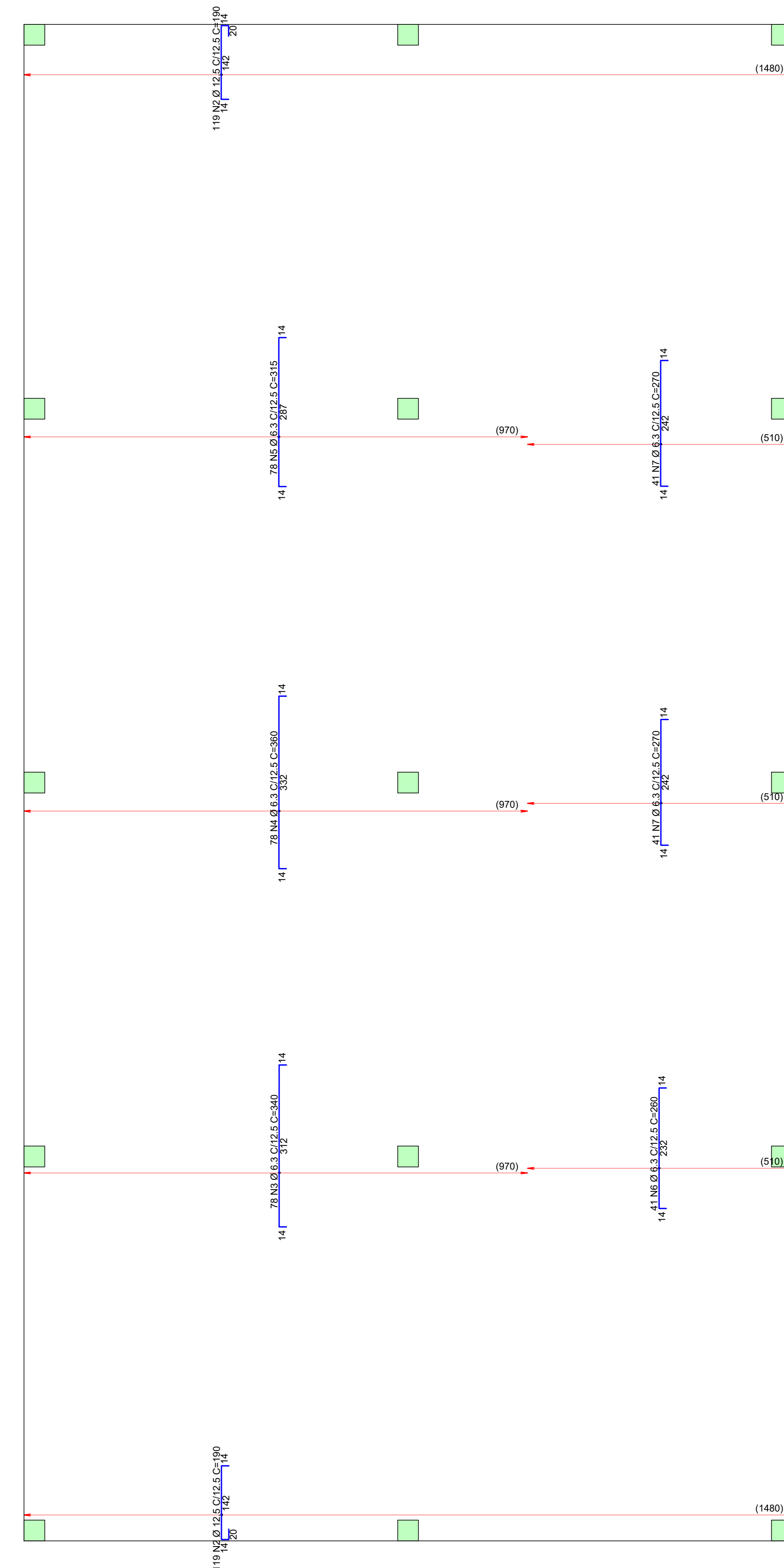


AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				(mm)	(cm)
Térreo - Armadura negativa principal					
50A	2	20	38	260	9880
50A	2	12.5	111	600	6660
50A	3	8	40	585	23400
50A	4	8	128	195	19980
50A	5	12.5	124	195	24180
50A	6	12.5	23	580	13340
50A	7	10	55	610	33550
50A	8	12.5	46	620	28520
50A	9	12.5	25	190	4750
50A	10	8	40	605	24200
50A	11	12.5	12	400	4800
60A	12	5	44	1140	50160

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
(mm)	(mm)	(m)	(kg)
60A	5	502	77
50A	8	674	266
50A	10	336	207
50A	12.5	822	791
50A	20	99	244
Peso Total			60A = 77 kg
Peso Total			50A = 1509 kg

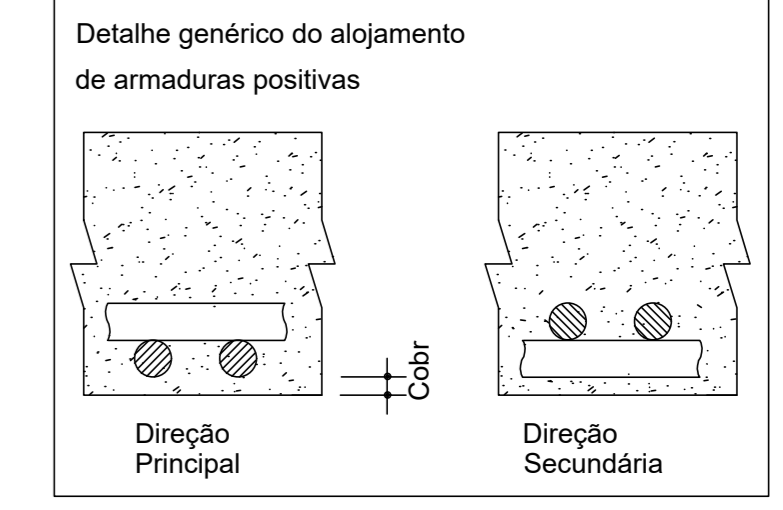


PLANTA ARMADURA NEGATIVA PRINCIPAL  
ESCALA 1/50



AÇO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	
				(mm)	(cm)
Térreo - Armadura negativa secundária					
50A	2	12.5	238	190	45220
50A	3	6.3	78	340	26520
50A	4	6.3	78	360	28080
50A	5	6.3	78	315	24570
50A	6	6.3	41	260	10660
50A	7	6.3	82	270	22140

RESUMO DE AÇO			
AÇO	BIT	COMPR	PESO
(mm)	(mm)	(m)	(kg)
50A	6.3	1120	274
50A	12.5	452	435
Peso Total			50A = 710 kg

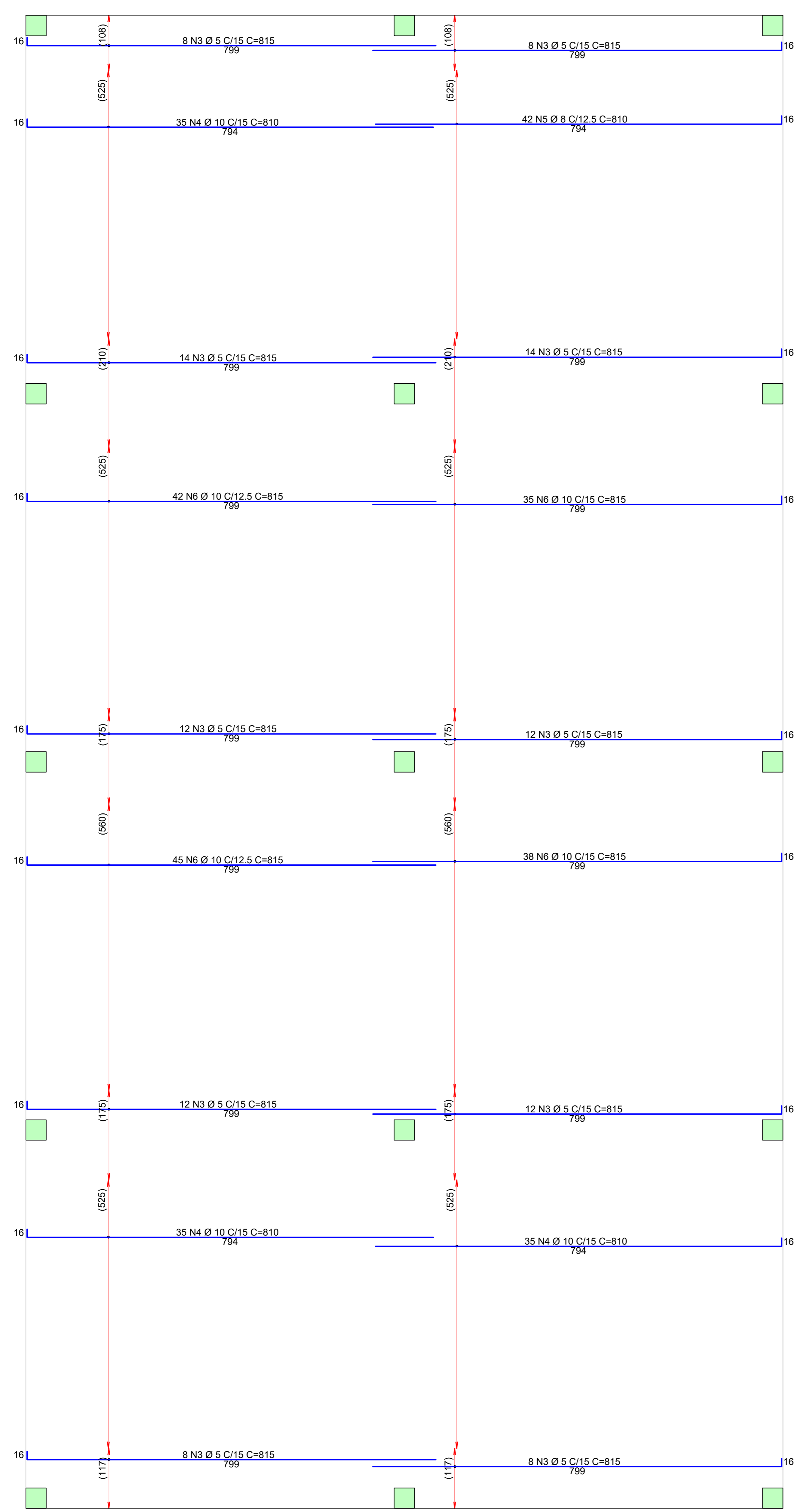


PLANTA ARMADURA NEGATIVA SECUNDÁRIA  
ESCALA 1/50

LAJE PROTENDIDA EM DUAS DIREÇÕES

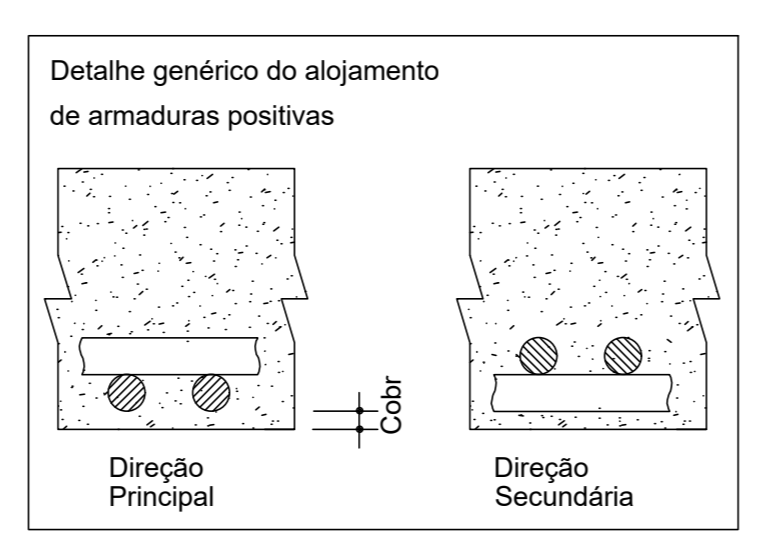
TÍTULO: Planta Baixa Armadura dos cabos Negativos principais e secundários  
 RESPONSÁVEL TÉCNICO: Luis F. P. A. Jr.  
 CLIENTE: UNIVERSIDADE FEDERAL DO PAMPA  
 REVISOR: DATA: 13/01/2019 ESCALA: 1/50



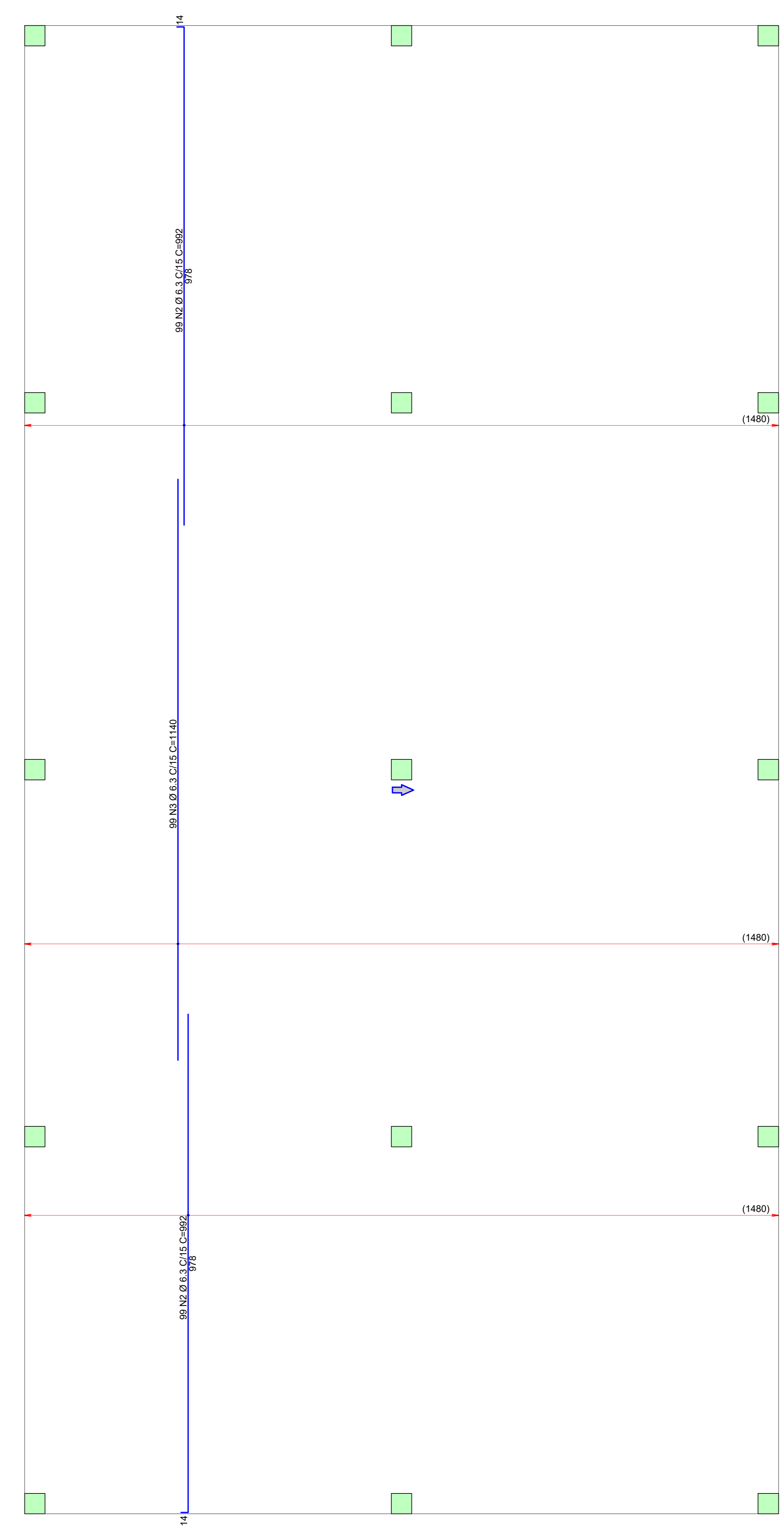


ACO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	UNIT TOTAL	UNIT TOTAL
		(mm)		(cm)	(cm)	(cm)
Térreo - Armadura positiva principal						
60A	3	5	108	815	88020	
50A	4	10	105	810	85050	
50A	5	8	42	810	34020	
50A	6	10	160	815	130400	

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
60A	5	880	136
50A	8	340	134
50A	10	2155	1329
Peso Total		60A =	136 kg
Peso Total		50A =	1464 kg

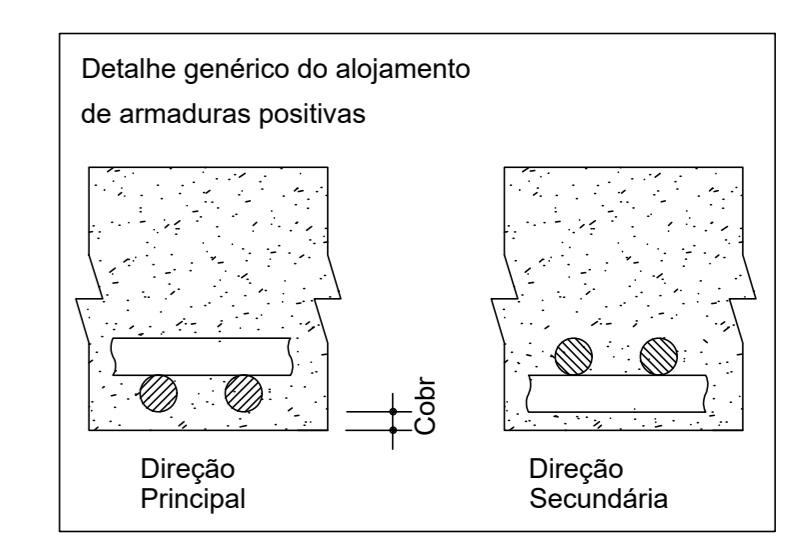


PLANTA ARMADURA POSITIVA PRINCIPAL  
ESCALA 1/50



ACO	POS	BIT	QUANT	COMPRIMENTO	UNIT TOTAL	UNIT TOTAL
		(mm)		(cm)	(cm)	(cm)
Térreo - Armadura positiva secundária						
50A	2	6,3	198	992	196416	
50A	3	6,3	99	1140	112860	

RESUMO DE AÇO			
ACO	BIT (mm)	COMPR (m)	PESO (kg)
50A	6,3	3093	758
Peso Total		50A =	758 kg



PLANTA ARMADURA POSITIVA SECUNDÁRIA  
ESCALA 1/50