



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

REGIANE FRANCIELI GONÇALVES

**PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL**

Florianópolis

2016

**REGIANE FRANCIELI GONÇALVES**

**PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL**

Trabalho de Conclusão apresentado ao Curso de Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina como requisito parcial para a obtenção do título de Engenheira Civil. Orientador: Prof. Dr. Narbal Ataliba Marcellino. Coorientador: Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio.

Florianópolis

2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Gonçalves, Regiane Francieli

Projeto de laje nervurada unidirecional / Regiane

Francieli Gonçalves ; orientador, Narbal Ataliba Marcellino ; coorientador, Daniel Domingues Loriggio. - Florianópolis, SC, 2016.

83 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.

Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Laje nervurada. 3. Concreto armado. 4. Continuidade. I. Marcellino, Narbal Ataliba. II. Loriggio, Daniel Domingues. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Regiane Francieli Gonçalves

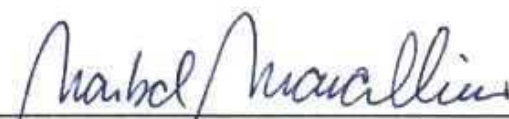
## PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL


Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para a obtenção do título de Engenheira Civil e aprovado em sua forma final pelo curso de graduação em Engenharia Civil, na Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de julho de 2016.

Prof. Luis Alberto Gomez, Dr.  
Coordenador do Curso de Graduação em Engenharia Civil

### Banca Examinadora:

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Narbal/Ataliba Marcellino, Dr.  
Orientador  
Departamento de Engenharia Civil, UFSC.

  
\_\_\_\_\_  
Prof. Daniel Domingues Loriggio, Dr.  
Coorientador  
Departamento de Engenharia Civil, UFSC.

Prof. Fernando Toppan Rabello, Dr.  
Instituto Federal de Santa Catarina

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por ter me abençoado nessa jornada, iluminando meu caminho e me dando forças para continuar.

A minha família pelo apoio, incentivo e carinho em todos os momentos.

Ao meu namorado por estar sempre ao meu lado, pelo amor e companheirismo que me ajudaram a superar todas as dificuldades e acreditar que isso fosse possível.

Aos meus amigos que me ajudaram, me incentivaram e me compreenderam durante todos os períodos de estudo.

Ao professor Narbal Ataliba Marcellino e ao professor Daniel Domingues Loriggio por todo o conhecimento, auxílio e orientação.

Aos demais professores do curso de engenharia civil por fazerem parte da minha formação, transmitindo seus ensinamentos.

A RKS Engenharia de Estruturas pelo aprendizado e crescimento profissional.

*“O espírito sem limites é o maior tesouro do homem.”*

*J.K.Rowling, 2007.*

## RESUMO

Neste trabalho foi desenvolvido um projeto de uma laje nervurada unidirecional contínua em concreto armado. O projeto estrutural de um edifício começa com a escolha da laje a ser adotada para o projeto, o tipo de análise a ser realizada e a concepção estrutural da edificação. As lajes nervuradas unidirecionais são dimensionadas como vigas com seção transversal T, que possuem uma resistência melhor aos momentos positivos que aos momentos negativos, pois ao serem solicitadas pelos momentos negativos no apoio a mesa da seção é tracionada e sua contribuição a resistência é desconsiderada, sendo adotada uma seção retangular com a largura igual a largura da nervura. Ao considerar a continuidade das lajes há momentos negativos nos apoios intermediários e uma redução dos momentos positivos nos vãos. Os estados limites de serviço foram verificados considerando a redução da rigidez devido aos trechos fissurados ao longo do elemento.

Palavras chave: concreto armado, lajes nervuradas, continuidade.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Cubetas plásticas.....	18
Figura 2 - Seção transversal da laje nervurada.....	18
Figura 3 - Isopor (EPS) como material inerte.....	19
Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto.....	23
Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	24
Figura 6 - Largura de mesa colaborante.....	24
Figura 7 - Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples.....	28
Figura 8 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal.....	28
Figura 9 - Elementos para o dimensionamento no ELU de seção T com compressão na mesa.....	29
Figura 10 - Inércia equivalente em vigas contínuas.....	34
Figura 11 - Planta baixa do edifício comercial.....	38
Figura 12 - Características da cubeta ATEX 600U.....	40
Figura 13 - Seção transversal.....	40
Figura 14 - Vão efetivo.....	41
Figura 15 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento $F_d$ .....	42
Figura 16 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ da viga com vãos de 7,200 m.....	42
Figura 17 - Diagrama de esforços cortantes com $F_d$ da viga com vãos de 7,200 m.....	44
Figura 18 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento $F_d$ , ser CQP.....	45
Figura 19 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CQP da viga com vãos de 7,200 m.....	45
Figura 20 - Deformação da viga com vãos de 7,200 m.....	47
Figura 21 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento $F_d$ , ser CF.....	48
Figura 22 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CF da viga com vãos de 7,200 m.....	48
Figura 23 - Seção transversal com armaduras da viga com vãos de 7,200 m.....	48
Figura 24 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento $F_d$ .....	51
Figura 25 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ da viga com vãos de 9,500 m.....	51
Figura 26 - Diagrama de esforços cortantes com $F_d$ da viga com vãos de 9,500 m.....	53
Figura 27 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento $F_d$ , ser CQP.....	54
Figura 28 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CQP da viga com vãos de 9,500 m.....	54
Figura 29 - Deformações na viga com vãos de 9,500 m.....	56
Figura 30 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento $F_d$ , ser CF.....	57
Figura 31 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CF da viga com vãos de 9,500 m.....	57
Figura 32 - Seção transversal da viga com vãos de 9,500 m.....	57
Figura 33 - Viga com vãos de 11,200 m e carregamento $F_d$ .....	60
Figura 34 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ da viga com vãos de 11,200 m.....	60
Figura 35 - Viga com vãos de 11,200 m e carregamento $F_d$ , ser CQP.....	64
Figura 36 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CQP da viga com vãos de 11,200 m.....	65
Figura 37 - Viga com vãos de 11,200 m e carregamento $F_d$ , ser CF.....	66
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores com $F_d$ , ser CF da viga com vãos de 11,200 m.....	67
Figura 39 - Seção transversal da viga com vãos de 11,200 m.....	67



## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Classes de resistências de concretos estruturais .....	22
Tabela 2 - Valores de tensão, deformação e posição da LN para aço CA-50 .....	29
Tabela 3 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 7,200 m .....	43
Tabela 4 - Resultados do ELU de flexão negativo da viga com vãos de 7,200 m .....	43
Tabela 5 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 7,200 m .....	44
Tabela 6 - Características da seção transversal da viga com largura bf e vãos de 7,200 m .....	45
Tabela 7 - Características da seção transversal da viga com largura bw e vãos de 7,200 m .....	46
Tabela 8 - Momentos em cada trecho da viga com vãos de 7,200 m .....	46
Tabela 9 - Inércia equivalente ponderada para cada tramo da viga com vãos de 7,200 m .....	46
Tabela 10 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 7,200 m .....	47
Tabela 11 - Abertura de fissuras nos tramos da viga com vãos de 7,200 m .....	49
Tabela 12 - Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 7,200 m .....	49
Tabela 13 - Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 7,200 m .....	50
Tabela 14 - Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 7,200 m .....	50
Tabela 15 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 9,500 m .....	52
Tabela 16 - Resultados do ELU de flexão negativo da viga com vãos de 9,500 m .....	52
Tabela 17 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 9,500 m .....	53
Tabela 18 - Armadura transversal da viga de 9,500 m .....	53
Tabela 19 - Características da seção transversal da viga com largura bf e vãos de 9,500 m .....	55
Tabela 20 - Características da seção transversal da viga com largura bw e vãos de 9,500 m .....	55
Tabela 21 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 9,500 m .....	55
Tabela 22 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 9,500 m .....	56
Tabela 23 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 9,500 m .....	56
Tabela 24 - Abertura de fissuras nos tramos da viga com vãos de 9,500 m .....	58
Tabela 25 - Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 9,500 m .....	58
Tabela 26 - Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 9,500 m .....	59
Tabela 27 - Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 9,500 m .....	59
Tabela 28 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 11,200 m .....	62
Tabela 29 - Resultados do ELU de flexão negativo dos apoios 2 e 5 da viga com vãos de 11,200 m .....	62
Tabela 30 - Resultados do ELU de flexão negativo dos apoios 3 e 4 da viga com vãos de 11,200 m .....	62
Tabela 31 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 11,200 m .....	63
Tabela 32 - Armadura transversal da viga de 11,200 m .....	63
Tabela 33 - Armadura transversal .....	64
Tabela 34 - Características da seção transversal da viga com largura bf e vãos de 11,200 m .....	65
Tabela 35 - Características da seção transversal da viga com largura bw e vãos de 11,200 m .....	65
Tabela 36 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 11,200 m .....	65
Tabela 37 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 11,200 m .....	66
Tabela 38 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 11,200 m .....	66
Tabela 39 - Abertura de fissuras na viga com vãos de 11,200 m .....	67
Tabela 40 - Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 11,200 m .....	68
Tabela 41 - Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 11,200 m .....	68
Tabela 42 - Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 11,200 m .....	69

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 - Resumo dos principais tipos de lajes .....	16
---	----

## SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVOS .....	12
2 LAJES DE CONCRETO.....	14
2.1 TIPOS DE LAJES .....	14
2.1.1 Laje maciça .....	14
2.1.2 Laje nervurada.....	14
2.1.3 Laje pré-moldada.....	14
2.1.4 Laje pré-fabricada .....	15
2.1.5 Quadro resumo .....	15
2.2 LAJES NERVURADAS.....	16
2.2.1 Tipos de lajes nervuradas .....	17
2.2.2 Recomendações da NBR 6118:2014.....	20
3 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO.....	21
3.1.1 Concreto .....	21
3.1.2 Aço .....	23
3.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	24
3.3 CONCRETO ARMADO .....	25
3.3.1 Continuidade .....	26
3.3.2 Estado Limite Último de Flexão .....	27
3.3.3 Estado Limite Último de Cisalhamento .....	30
3.3.4 Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva (ELS-DEF) .....	32
3.3.5 Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W).....	34
3.3.6 Detalhamento das armaduras .....	35
4 DIMENSIONAMENTO.....	38
4.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL .....	38
4.2 SEÇÃO TRANSVERSAL.....	39
4.3 DESENVOLVIMENTO .....	40
4.3.1 Vãos de 7,200 m.....	41
4.3.1 Vãos de 9,500 m.....	50
4.3.1 Vãos de 11,200 m.....	59
5 CONCLUSÃO.....	70
REFERÊNCIAS .....	72
BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA.....	73

ANEXO A – Tabelas de auxílio da NBR 6118:2014.....	74
APÊNDICES .....	77

## 1 INTRODUÇÃO

O projeto de estruturas de concreto tem início pela definição do tipo de laje a ser usado. A definição do tipo de laje a usar depende das cargas previstas, dos vãos a serem vencidos e de outras variáveis, como a disponibilidade local de material e mão de obra especializada.

A utilização de lajes nervuradas em projetos de edifícios tem-se tornado uma boa opção estrutural, pois esse tipo de laje permite um melhor aproveitamento dos materiais utilizados, além de vencer grandes vãos e suportar grandes carregamentos. Seu funcionamento baseia-se em utilizar o concreto para resistir à compressão e a armadura para resistir aos esforços de tração, e com isso reduzir o concreto tracionado para diminuir o peso da estrutura.

Buscando comparar o comportamento estrutural com a variação dos vãos que podem ser obtidos a laje será projetada unidirecional com a utilização de concreto armado considerando a continuidade das lajes.

Ao considerar a continuidade das lajes há uma redução do momento positivo no meio do vão e um momento negativo nos apoios intermediários. Como a laje nervurada funciona como vigas sob uma mesa de concreto ela apresenta o comportamento de uma viga com seção T. Com isso, a área de concreto comprimida na região de momento negativo é bem menor do que na região de momento positivo, onde há a colaboração da mesa na resistência aos esforços solicitantes.

Todo o desenvolvimento realizado tem como base as recomendações do NBR 6118:2014 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, além de outras publicações técnicas e notas de aula das disciplinas de estruturas.

### 1.1 OBJETIVOS

O presente trabalho tem como objetivo geral desenvolver um projeto estrutural de uma laje nervurada considerando a continuidade das lajes e diferentes tamanhos de vãos a serem vencidos buscando analisar o comportamento do elemento.

Como objetivos específicos podem ser citados:

- Apresentar os diferentes tipos de lajes de concreto, justificando a escolha de laje nervurada para o projeto apresentado;

- Verificar a segurança da laje considerando os estados limites últimos e de serviço;
- Detalhar as armaduras, apresentando os resultados obtidos na planta do pavimento;
- Realizar todas as verificações e detalhamentos com o auxílio de planilhas eletrônicas e do programa de análise plana *Ftool* (2015), sem a utilização de softwares de cálculo estrutural.

## **2 LAJES DE CONCRETO**

Lajes são elementos de concreto que possuem uma dimensão menor em relação às outras e possuem funcionamento de placa, recebendo carregamentos perpendiculares ao plano da laje.

### **2.1 TIPOS DE LAJES**

Há diferentes tipos de laje que podem ser pré-moldadas ou moldadas no local, com armadura unidirecional ou bidirecional com diferentes tipos de vinculação. As lajes de concreto mais utilizadas atualmente são as maciças, nervuradas, pré-moldadas ou pré-fabricadas.

#### **2.1.1 Laje maciça**

As lajes maciças possuem toda a sua espessura de concreto, com adição de armaduras e não são utilizadas para grandes vãos porque necessitariam de grande espessura de concreto. Na execução exigem a utilização de fôrmas e escoramento em toda a sua extensão, que representam uma grande parcela do custo final e por isso só é econômica se houver reaproveitamento das fôrmas.

Podem ser unidirecionais ou bidirecionais dependendo da relação entre vãos, sendo consideradas unidirecionais quando a relação entre vãos é maior que dois e bidirecionais com relação entre vãos menor do que dois.

#### **2.1.2 Laje nervurada**

As lajes nervuradas são compostas de concreto armado com nervuras e por isso apresentam maior altura e menor peso próprio por metro quadrado do que as lajes maciças. Com isso vencem vãos maiores e suportam maiores carregamentos. Na sua execução podem ser usadas fôrmas com vazios ou preenchimento entre as nervuras. Assim como as lajes maciças, podem ser unidirecionais ou bidirecionais.

#### **2.1.3 Laje pré-moldada**

As lajes pré-moldadas são lajes nervuradas de concreto que utilizam nervuras pré-moldadas com material de enchimento entre as nervuras e uma capa de concreto moldada no local. Para a execução não necessitam de fôrmas para o assoalho, apenas de escoramento.

### **2.1.3.1 Vigotas**

A utilização de nervuras pré-moldadas constituída de vigotas pré-moldadas tem como principal vantagem a redução da área de fôrmas e escoramento utilizados. Funcionam como lajes unidirecionais, distribuindo a maior parte de suas reações nas vigas perpendiculares às nervuras, onde se apoiam.

### **2.1.3.2 Treliçadas (pré-laje)**

As lajes treliçadas são constituídas por uma treliça metálica, que apresenta menor tamanho e peso do que as vigotas, permitindo o uso para maiores vãos. A pré-laje é a laje treliçada que possui sua parte inferior composta integralmente de pastilhas.

### **2.1.4 Laje pré-fabricada**

As lajes pré-fabricadas são lajes produzidas em pista que podem receber uma capa de concreto na obra. Elas dispensam o uso de escoramento, podem ser de concreto armado ou protendido e utilizadas para grandes vãos.

#### **2.1.3.1 Pi**

A laje PI é constituída de duas nervuras e podem ter largura de 1,25 m ou 2,5 m. Para sua fabricação exigem a utilização de fôrma metálica resistente e pesada para evitar problemas com a desforma.

#### **2.1.3.2 Alveolar**

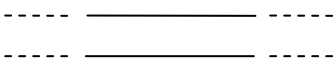
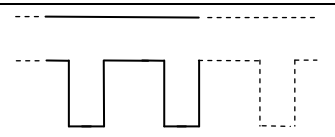
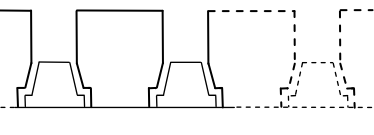
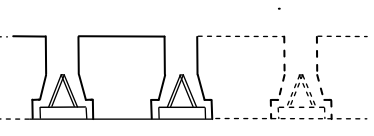
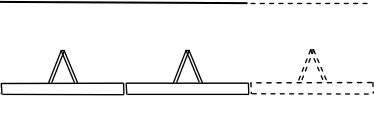
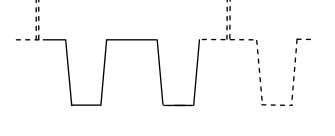
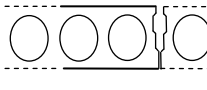
As lajes alveolares exigem uma pista simples, porém um dispositivo de moldagem mais sofisticado, para apresentar os alvéolos, e pode ser fabricada com a utilização de extrusão.

### **2.1.5 Quadro resumo**

Os diferentes tipos de laje discutidos são apresentados no Quadro 1, que apresenta a seção típica, o comportamento estrutural e as dimensões máximas dos vãos que são normalmente vencidos.



Quadro 1 - Resumo dos principais tipos de lajes

Tipo de elemento		Comportamento	Dimensões máximas
Maciças		Unidirecional	7 m
		Bidirecional	8 x 8 m
Nervurada		Unidirecional	15 m
		Bidirecional	15 x 15 m
Pré-moldada (nervura pré-moldada)	Vigota 	Unidirecional	Até 7 m
	Treliçada 	Unidirecional	15 m
Pré-laje 		Unidirecional	7 m
Pré-fabricada	PI ( $\pi$ ) 	Unidirecional	12 / 30 m
	Alveolar 	Unidirecional	9 / 25 m

Fonte: Marcellino, 2014.

## 2.2 LAJES NERVURADAS

“As lajes nervuradas são constituídas por vigas (nervuras) solidarizadas por uma mesa de concreto” (BOCCHI JUNIOR e GIONGO, 2007) resultando um funcionamento de uma viga de seção T. A mesa resistirá às tensões de compressão, a armadura resistirá às tensões de tração e a nervura de concreto faz uma ligação entre as duas e pode resistir às tensões de compressão.

Segundo a NBR 6118:2014 “lajes nervuradas são as lajes moldadas no local ou com nervuras pré-moldadas, cuja zona de tração para momentos positivos esteja localizada nas nervuras entre as quais pode ser colocado material inerte”.

As lajes nervuradas buscam aproveitar melhor os materiais utilizados e reduzir o peso próprio da estrutura dispensando o concreto da zona tracionada onde a sua resistência não deve ser considerada. Com isso é possível obter uma economia de materiais e a racionalização do processo construtivo, porém exigem maiores cuidados durante a execução para evitar vazios na região das nervuras.

Normalmente utilizam-se lajes nervuradas para vencer grandes vãos ou suportar grandes carregamentos. Elas podem ser utilizadas em qualquer tipo de estrutura, mas apresentam a desvantagem de aumentar a altura total da edificação.

### **2.2.1 Tipos de lajes nervuradas**

Nas lajes com nervuras pré-moldadas normalmente a parte inferior da nervura é formada por vigotas do tipo trilho ou treliçadas e são utilizados blocos de materiais inertes entre as nervuras não sendo necessário utilizar formas na face inferior. Caso seja necessário podem ser acrescentadas armaduras complementares antes da concretagem da parte restante da nervura e da mesa.

Para a execução de lajes nervuradas moldadas no local podem ser utilizados diversos materiais. As nervuras podem ser obtidas com a utilização de formas ou entre o material inerte, que não é considerado no cálculo da resistência da laje.

As formas podem ser de madeira, metálicas ou plásticas recuperáveis. As formas plásticas, conhecidas como cubetas, são muito utilizadas por apresentarem vantagens econômicas e de execução. Por ser de material leve, normalmente polipropileno, e que apresenta boa resistência mecânica elas funcionam como moldes para o concreto fresco e facilitam a desforma criando uma superfície de boa qualidade.

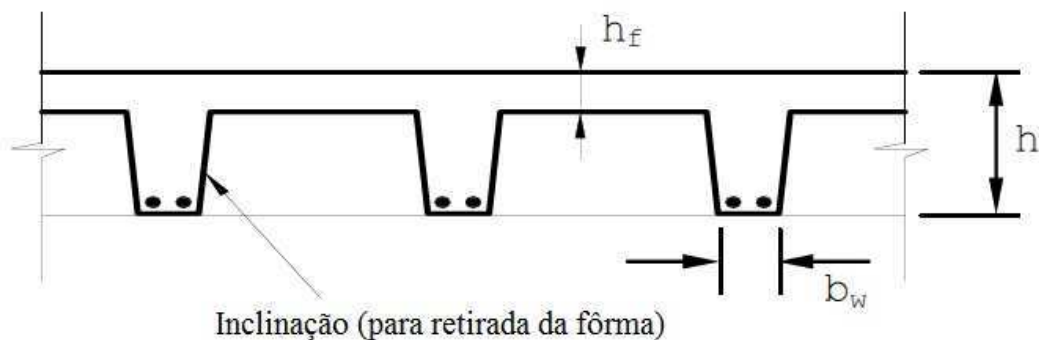
Figura 1 - Cubetas plásticas



Fonte: Equipe de obra, 2011.

As cubetas são encontradas em diversas dimensões e alturas e possuem faces inclinadas para facilitar a desforma, como pode ser visto na Figura 2. Além disso, deve-se utilizar desmoldante e seguir as instruções do fabricante para a retirada das fôrmas que vão ser reutilizadas. Pode-se eliminar o uso de compensados de madeira utilizando cimbramento metálico para apoiar as formas e escoras tubulares ajustáveis para facilitar a execução do escoramento.

Figura 2 - Seção transversal da laje nervurada



Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009.

Os materiais inertes utilizados na laje podem ser blocos cerâmicos, concreto celular, poliestireno expansível (EPS) ou outros materiais. Com o uso do material inerte na execução é necessário um tablado inferior para posicionamento dos blocos que vão ficar incorporados as lajes, conforme apresentado na Figura 3.

Figura 3 - Isopor (EPS) como material inerte



Fonte: Isoares Soluções em EPS.

Para a escolha do sistema construtivo da laje nervurada moldada no local deve ser feita uma análise da melhor forma de executar a estrutura, além da variação do custo de cada um. Com a utilização de formas é possível reduzir o peso da laje, pois as formas serão retiradas, porém por serem formas reutilizáveis elas têm um custo alto e se deve verificar a viabilidade de comprá-las ou alugá-las. Já os blocos de enchimento possibilitam obter uma superfície plana, o que torna mais fácil revestir o teto sem a necessidade de forro, porém necessitam de um cuidado maior na execução para mantê-los na posição correta.

As lajes nervuradas podem ser unidirecionais (armadas em uma direção) ou bidirecionais (armadas em duas direções ou em cruz) conforme a disposição das nervuras. As lajes armadas em duas direções possuem nervuras nas duas direções. Quando armadas em uma direção possuem nervuras na direção do menor vão e devem apresentar algumas nervuras transversais mais espaçadas para evitar deslocamentos verticais desiguais da laje. A definição do uso de lajes unidirecionais tem início pela relação entre os vãos, quando o vão maior é maior que duas vezes o vão menor não se considera a direção secundária. Mas, mesmo quando o vão maior é igual ou menor que o dobro do menor vão, pode ser mais interessante o uso da laje unidirecional, pois as nervuras secundárias consomem mais concreto e armadura. A desvantagem, nesse caso, é que a laje unidirecional apresenta flechas maiores. A execução da laje unidirecional com cubetas plásticas usa de anuladores de nervuras especialmente fabricados para essa finalidade.

Para as lajes armadas em uma direção as nervuras são consideradas independentes entre si com seção transversal em forma de T e podem ser dimensionadas como vigas, respeitando as considerações da NBR 6118:2014.

### 2.2.2 Recomendações da NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 apresenta as dimensões limites para as lajes nervuradas e as condições que devem ser atendidas pelo projeto. Essas recomendações são sobre a espessura da mesa e das nervuras e sobre as verificações da laje para cada intervalo de espaçamento entre eixos de nervuras.

Para a espessura da mesa recomenda que deve ser maior ou igual a  $1/15$  da distância entre as faces da nervura e não menor que 4 cm quando não possuírem tubulações horizontais embutidas. Quando possuírem tubulações embutidas devem possuir espessura mínima de 5 cm para tubulações de diâmetro  $\Phi$  de até 10 mm. Com diâmetros acima disso a espessura mínima deve ser de  $4 \text{ cm} + \Phi$  ou  $4 \text{ cm} + 2 \Phi$  se houver cruzamento de tubulações. A espessura das nervuras mínima é de 5 cm, porém nervuras menores que 8 cm não podem conter armaduras de compressão.

Segundo CARVALHO E PINHEIRO (2009) as lajes nervuradas devem atender às condições previstas na norma para os estados limites últimos (ELU) de flexão, para o cálculo da armadura longitudinal e de cisalhamento, e para os estados limites de serviço de deformação excessiva (ELS-DEF) e abertura de fissuras (ELS-W).

Para as lajes com espaçamento entre eixo de nervuras menor ou igual a 65 cm a verificação da flexão da mesa pode ser dispensada e podem ser utilizados os critérios de lajes para o cisalhamento na região das nervuras. Quando o espaçamento entre eixos de nervuras está entre 65 cm e 110 cm deve ser verificada a flexão da mesa e o cisalhamento das nervuras, que podem ser verificadas como lajes se o espaçamento for menor do que 90 cm e a largura média das nervuras for maior do que 12 cm, se não, devem ser verificadas como vigas. Para espaçamento entre eixos de nervuras maiores do que 110 cm a mesa deve ser considerada como laje maciça, apoiada em uma grelha de vigas, respeitando-se os limites mínimos de espessura.

### **3 CONSIDERAÇÕES PARA O DIMENSIONAMENTO**

Para o projeto da laje nervurada unidirecional será utilizada uma estrutura composta em concreto armado com variação da altura das nervuras, dependendo do vão considerado, buscando respeitar todos os critérios da NBR 6118:2014 para garantir a segurança da estrutura, através de uma análise linear da estrutura, admitindo-se o comportamento elástico-linear para os materiais.

#### **3.1 MATERIAIS**

Para o desenvolvimento do projeto estrutural é necessário conhecer as características dos materiais utilizados. No concreto armado tem-se o uso do concreto e do aço, funcionando solidariamente através da aderência entre os materiais. É devido à aderência que, mesmo tendo resistências diferentes, os dois materiais sofrem a mesma deformação e trabalham juntos.

##### **3.1.1 Concreto**

O concreto é um material frágil obtido por meio da mistura adequada de cimento, agregados, água e, se necessário, aditivos. O traço do concreto é a proporção relativa entre cimento e agregados e é definido a partir das propriedades que se deseja obter do material depois de endurecido. Para garantir as características finais do concreto também é necessária uma execução cuidadosa e a utilização de materiais com controle de origem.

A qualidade da execução do concreto depende das propriedades do concreto fresco, em que as principais a serem consideradas são a trabalhabilidade e a homogeneidade. A trabalhabilidade, que está relacionada com a fluidez e a consistência, influi no adensamento e na capacidade do concreto de se deformar e dependem da granulometria dos agregados e principalmente do fator água/cimento do concreto. A vibração mecânica através do uso de vibradores é uma boa forma de melhorar o adensamento do concreto. A homogeneidade se refere à dispersão dos agregados graúdos dentro da pasta de cimento, que deve ser homogênea para evitar a desagregação.

Também é necessário observar o tempo de pega do concreto, que é quando o concreto começa a endurecer, já que nessa etapa começa a hidratação do concreto e este passa a perder água. Para conservar a umidade necessária ao concreto deve ser realizada uma cura cuidadosa e assim evitar a retração e a fissuração.

Quanto ao seu comportamento é um material que possui boa resistência à compressão e baixa resistência à tração. Assim sendo, a principal característica do concreto endurecido é a resistência à compressão que é determinada através de um ensaio que submete os corpos de prova a uma carga de compressão centrada e pode ser obtido para qualquer idade, em dias.

A resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) a compressão é obtida da curva de distribuição normal, onde apenas 5% dos corpos de prova tem a probabilidade de não atingir esse valor de resistência. Os ensaios devem ser realizados na idade de referência que é aos 28 dias com resultados especificados em megapascal (MPa). As classes para o concreto são definidas a partir do  $f_{ck}$  e apresentadas na Tabela 1.

Tabela 1 - Classes de resistências de concretos estruturais

Grupo I de resistência	Resistência característica à compressão (MPa)
C10	10
C15	15
C20	20
C25	25
C30	30
C35	35
C40	40
C45	45
C50	50

Fonte: ABNT NBR 8953:2015.

Segundo a NBR 6118:2014 para concreto armado deve ser utilizado concreto com classe C20 ou superior. A massa específica do concreto armado adotada, para efeito de cálculo, é de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

A resistência à tração do concreto não é considerada no cálculo do ELU de flexão, porém ela está relacionada com a resistência do elemento à fissuração e ao esforço cortante. Na falta de ensaios a resistência à tração direta ( $f_{ct}$ ) pode ser estimada através das equações:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} \text{ (em MPa)}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m}$$

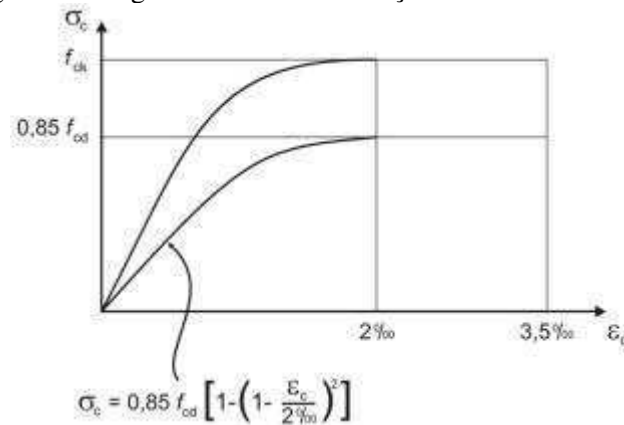
O módulo de elasticidade inicial ( $E_{ci}$ ) e o módulo de deformação secante ( $E_{cs}$ ) podem ser obtidos através de ensaios, com o diagrama tensão-deformação do concreto, como mostra a Figura 4, ou estimados através das equações abaixo, em que  $\alpha_E$  depende do agregado utilizado e  $\alpha_i$  da equação:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci}$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot f_{ck}/80 \leq 1,0$$

Figura 4 - Diagrama tensão-deformação do concreto



Fonte: Figura 8.2, NBR 6118:2003.

### 3.1.2 Aço

Nos elementos de concreto armado submetidos à flexão a armadura é colocada na região tracionada da peça e o concreto e o aço trabalham solidariamente através da aderência entre eles, assim, quando o concreto se deforma devido ao esforço solicitante a armadura começa a sofrer alongamento e passa a resistir a esse esforço, o que caracteriza a armadura passiva.

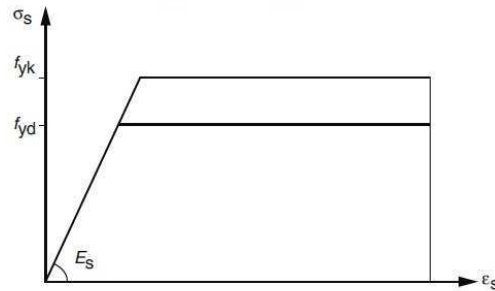
Os aços destinados a estruturas de concreto armado são regulamentados pela NBR 7480:2007 e são classificados de acordo com o valor característico da resistência de escoamento em CA-25 e CA-50 para barras e CA-60 para fios. As barras de CA-25 são lisas e as barras de CA-50 e os fios devem ser nervurados.

A resistência característica de escoamento do aço ( $f_{yk}$ ) é a máxima tensão que o aço deve suportar mantendo o comportamento elástico, ou seja, após a retirada do carregamento o



aço não apresenta deformações. O módulo de elasticidade do aço ( $E_s$ ) pode ser admitido igual a 210 GPa segundo a NBR 6118:2014. Através de ensaios de tração é possível obter o diagrama tensão-deformação do aço, apresentado na Figura 5.

Figura 5 - Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas

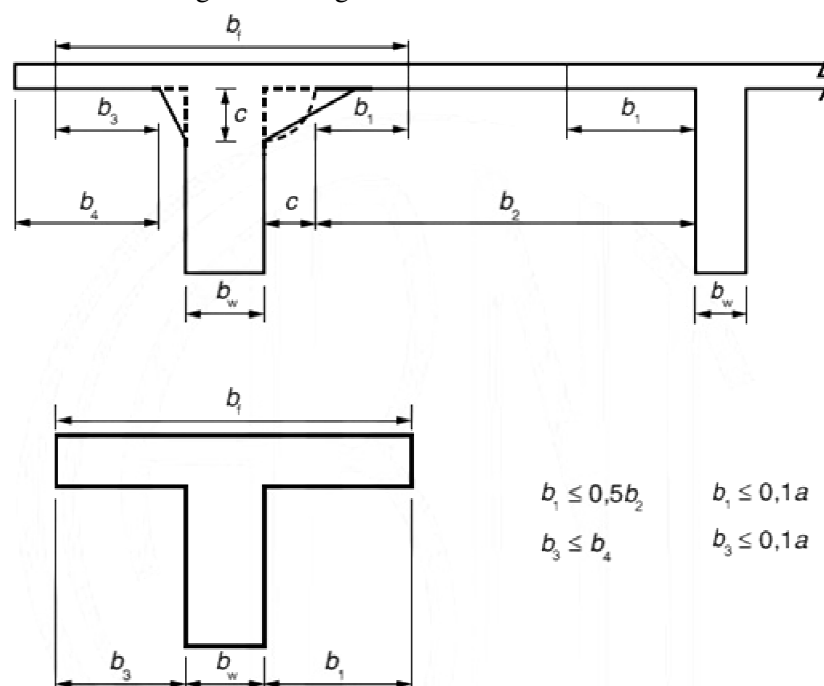


Fonte: Figura 8.4, NBR 6118:2014.

### 3.2 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Para o dimensionamento da laje nervurada unidirecional, havendo continuidade nesse sentido, se considera a laje como uma viga contínua com seção transversal T. Com isso, deve ser calculada a largura colaborante  $b_f$  da mesa segundo o item 14.6.2.2 da NBR 6118:2014, conforme a Figura 6. A distância  $a$  é estimada em função do comprimento  $l$  do tramo, sendo que para vigas simplesmente apoiada  $a = 1,00 l$ ; para tramo com momento em uma extremidade  $a = 0,75 l$ ; para tramo com momentos nas duas extremidades  $a = 0,60 l$ ; e para tramo em balanço  $a = 2,00 l$ .

Figura 6 - Largura de mesa colaborante



Fonte: Figura 14.2, NBR 6118:2014.

Para vigas contínuas pode-se calcular utilizando uma única largura colaborante para toda a viga, desde que essa largura seja calculada no trecho de momentos positivos onde a largura resulte mínima.

Com os dados da seção transversal definidos é possível iniciar as verificações para o ELU e o ELS. O dimensionamento deve ser feito buscando garantir a segurança da estrutura à ruína e impedir deformações excessivas. A estrutura deve atender aos critérios de segurança, durabilidade e conforto ao usuário. Para isso, as solicitações de cálculo devem ser inferiores às resistências de cálculo para os estados limites verificados.

Para cumprir com os critérios de segurança de cada elemento estes devem estar de acordo com as dimensões mínimas apresentadas na NBR 6118:2014 e possuir a armadura mínima necessária, ademais as regras de detalhamento devem ser respeitadas. Além disso, a segurança da estrutura como um todo também deve ser atendida.

Antes de iniciar as verificações dos estados limites devem-se calcular as ações atuantes na estrutura que vão gerar as solicitações de cálculo. Essas ações podem ser permanentes, variáveis ou excepcionais. As ações permanentes são as ações que a estrutura sofre durante praticamente toda a sua vida útil de forma constante, como o peso próprio. As ações variáveis são as cargas acidentais que dependem do uso da estrutura, como o peso de pessoas e móveis.

Os valores característicos das ações são estabelecidos em função da variação da sua intensidade. Para obter os valores de cálculo multiplicam-se os valores característicos por um coeficiente de ponderação das ações que varia conforme o tipo de ação atuante e o uso da estrutura.

Para o ELU o coeficiente é diferente para ações favoráveis e desfavoráveis, assim como para as combinações de ações. Para o ELS os coeficientes variam conforme a utilização da estrutura e a classificação das ações segundo seu tempo de permanência. Os valores dos coeficientes para o ELU estão na Tabela 11.1 e para o ELS estão na Tabela 11.2 no anexo.

### 3.3 CONCRETO ARMADO

O dimensionamento da estrutura de concreto armado será desenvolvido com a utilização dos métodos de cálculo dos estados-limites em que solicitações de cálculo devem ser menores que as solicitações últimas, ou seja, as solicitações que levariam a estrutura à

ruptura. Além disso, as resistências características devem ser minoradas por um coeficiente de ponderação das resistências para se transformarem em resistências de cálculo e as solicitações de cálculo que devem ser menores que as resistências de cálculo. A resistência de cálculo ( $f_d$ ) é dada por:

$$f_d = f_k / \gamma_m$$

Para as verificações no estado limite último os valores dos coeficientes para o aço e o concreto com combinações normais, segundo a NBR 6118:2014, são de  $\gamma_c = 1,4$  para o concreto e  $\gamma_s = 1,15$  para o aço.

Inicialmente se escolhe as dimensões da seção das nervuras da laje e com o cálculo da largura colaborante tem-se as dimensões da seção T. É importante antes de iniciar a análise estrutural se certificar que o modelo estrutural escolhido seja adequado ao objetivo da análise e que represente de forma satisfatória a estrutura real.

O dimensionamento da armadura necessária para resistir aos esforços solicitantes será feito com base no ELU de flexão do elemento de concreto armado. Então serão verificadas as necessidades de armadura adicional para resistir ao ELU de cisalhamento e a segurança da estrutura aos ELS. O detalhamento é apresentado ao final.

### 3.3.1 Continuidade

Ao utilizar a laje nervurada moldada no local com o uso de cubetas plásticas a continuidade da laje está garantida devido ao processo de execução e por isso deve ser considerada no dimensionamento. Ao considerar a continuidade de elementos de concreto armado, como vigas contínuas, a estrutura analisada é hiperestática e as equações de equilíbrio não são suficientes para resolver a estrutura. Nesse caso, é possível utilizar o método dos esforços, que consiste em transformar a estrutura hiperestática em uma estrutura isoestática fundamental com incógnitas hiperestáticas no local das vinculações liberadas.

Com essa consideração deve ser observado o item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014 que para vigas contínuas “não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos”.

A consideração da continuidade das lajes com o uso de seção T torna necessário utilizar soluções para resistir ao momento negativo na região do apoio. Para os momentos positivos a região da mesa da seção vai resistir aos momentos, quando a viga é solicitada pelo momento negativo a região da alma é que será comprimida, porém nem sempre essa seção será suficiente.

Segundo CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO (2009) uma das alternativas é considerar a laje maciça na região do apoio, substituindo o vazio da laje nervurada ou o material de enchimento por concreto até a distância em que o momento atuante seja igual ao momento resistente da nervura. Outra solução é determinar o momento solicitante da nervura e redistribuir os momentos, considerando que o momento máximo no apoio é aquele resistido pela nervura e recalculando os momentos positivos mantendo o equilíbrio.

Além disso, é possível utilizar armadura dupla na região dos apoios. Nesse caso, calcula-se o momento limite correspondente à parcela da armadura de tração correspondente ao limite de ductilidade e a diferença entre o momento solicitante e o momento limite deve ser resistido por uma armadura de compressão complementar.

Considerando a continuidade das lajes há uma redução dos momentos positivos e dos deslocamentos da estrutura. Segundo CARVALHO & FIGUEIREDO FILHO (2009) a maior vantagem de considerar a continuidade das lajes é a redução dos deslocamentos apresentados pela estrutura, que para lajes nervuradas é um fator determinante no dimensionamento.

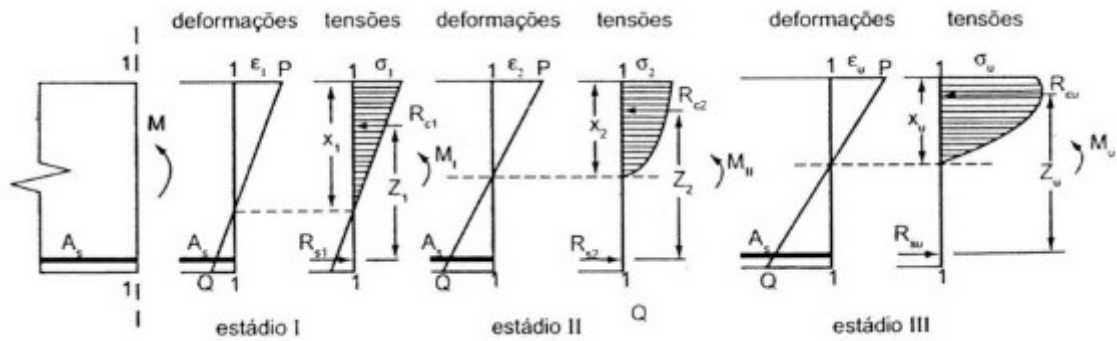
### **3.3.2 Estado Limite Último de Flexão**

Quando o elemento de concreto é solicitado por esforços perpendiculares que geram apenas momentos fletores, diz-se que o elemento está sujeito à flexão normal simples onde não há esforço normal atuando na seção. O dimensionamento é desenvolvido com base nos domínios de deformação.

Inicialmente, a seção submetida aos esforços de flexão passa por três fases de comportamento que são chamadas de estádios. No Estádio I o elemento apresenta um comportamento elástico-linear com pequenas deformações. No Estádio II as tensões de tração são maiores do que a resistência à tração do concreto, com o aço sendo responsável por resistir ao esforço de tração e a seção está fissurada. No Estádio III as deformações estão bem maiores, tem-se a fase de plastificação dos materiais que termina com a ruína do elemento.

Sendo, nessa fase definidos os limites convencionais para os materiais. O comportamento da seção transversal pode ser visto na Figura 7.

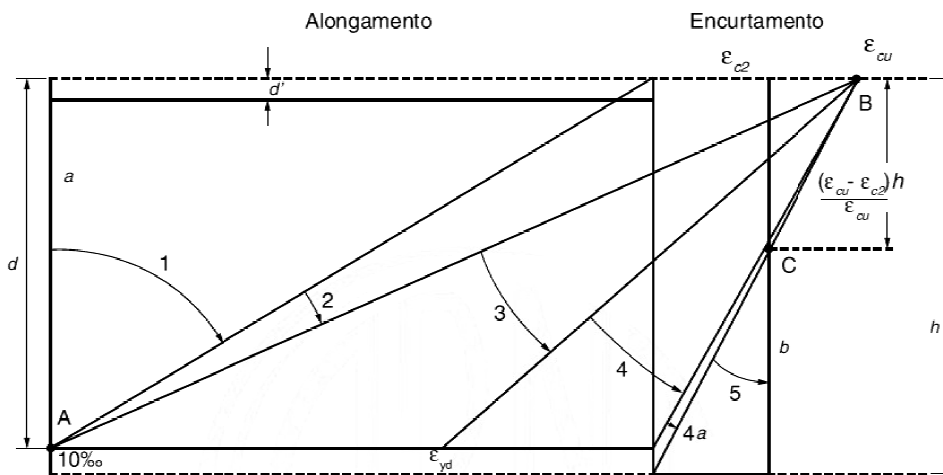
Figura 7 - Comportamento da seção transversal de uma viga de concreto armado na flexão normal simples



Fonte: Carvalho e Figueiredo Filho, 2009.

Para o ELU do elemento, a seção encontra-se em um dos limites convencionais, onde os diagramas de distribuição das tensões na seção utilizados são o diagrama retangular simplificado, substituindo o diagrama parábola-retângulo para o concreto e o diagrama elasto-plástico para o aço. A distribuição das deformações no concreto e no aço pode ser apresentada em diversos casos que são definidos nos domínios de deformação, apresentados na Figura 8.

Figura 8 - Domínios de estado-limite último de uma seção transversal



Fonte: Figura 17.1, NBR 6118:2014.

Segundo a NBR 6118:2014 no domínio 1 há tração não uniforme, sem compressão, no domínio 2 há flexão sem ruptura à compressão do concreto e máximo alongamento do aço, no domínio 3 há flexão com ruptura à compressão do concreto e com escoamento do aço, no domínio 4 há flexão com ruptura à compressão do concreto sem escoamento do aço e no domínio 5 há compressão não uniforme, sem tração.

Através da posição da linha neutra (LN) da seção, onde a tensão é nula, é possível determinar em que domínio a seção está. Os valores limites para  $x/d$  são determinados com as deformações obtidas e, para flexão simples, a seção pode estar nos domínios 2, 3 ou 4. Além disso, deve ser considerado que o melhor aproveitamento dos materiais acontece no domínio 3 e que para garantir uma boa ductilidade dos materiais a NBR 6118:2014 limita o valor de  $x/d = 0,45$  para concretos com  $f_{ck} \leq 50$  MPa. No domínio 2 o concreto apresenta folga na resistência enquanto o aço está bem aproveitado, o que normalmente acontece nas lajes. Já no domínio 4 o aço ainda apresenta comportamento elástico enquanto o concreto já atingiu sua deformação máxima e deve ser evitado por apresentar uma ruptura frágil. Os valores de tensão e deformação para o aço CA-50 são apresentados na Tabela 2.

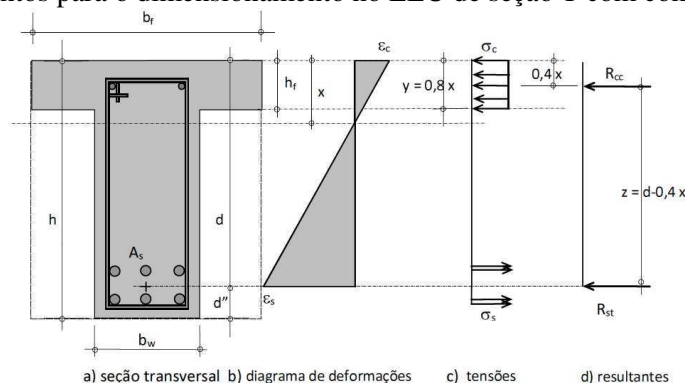
Tabela 2 - Valores de tensão, deformação e posição da LN para aço CA-50

Domínio	Deformações		Tensões		Posição LN
	Concreto	Aço	Concreto	Aço	$x/d$
<b>2</b>	$\varepsilon_c < 3,5\%$	$\varepsilon_s = 10\%$	$\sigma_c < 0,85 \cdot f_{cd}$	$\sigma_s = f_{yd}$	$x/d < 0,259$
<b>3</b>	$\varepsilon_c = 3,5\%$	$\varepsilon_{yd} < \varepsilon_s < 10\%$	$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd}$	$\sigma_s = f_{yd}$	$0,259 \leq x/d \leq 0,628$
<b>4</b>	$\varepsilon_c = 3,5\%$	$\varepsilon_s < \varepsilon_{yd}$	$\sigma_c = 0,85 \cdot f_{cd}$	$\sigma_s < f_{yd}$	$x/d > 0,628$

Fonte: Marcellino, 2015.

A altura  $x$  da posição da LN pode ser obtida através das equações de equilíbrio da seção. A mesma simplificação do diagrama pode ser feita para a seção T, porém, nesse caso há uma particularidade. Se a parte comprimida da seção estiver apenas na mesa ( $0,8x < h_f$ ) a posição de  $x$  é determinada considerando uma seção retangular com largura  $b_f$  conforme apresentado na Figura 9. Se a parte comprimida alcançar a alma a seção T ( $0,8x > h_f$ ), esta deve ser dividida em duas seções retangulares, uma considerando as abas e outra considerando a alma. No caso de lajes calculadas como vigas de seção T é comum a parte comprimida estar na mesa da seção e não alcançar a alma.

Figura 9 - Elementos para o dimensionamento no ELU de seção T com compressão na mesa



Fonte: Marcellino, 2015.

A posição da LN é determinada com a equação:

$$x = 1,25 \cdot \left( d - \sqrt{d^2 - \frac{2 \cdot M_{Sd}}{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_f}} \right)$$

O valor da altura útil ( $d$ ) é inicialmente estimado considerando a altura ( $h$ ) da seção subtraindo a distância até o CG da armadura ( $A_{s1}$ ), deve-se considerar o cobrimento necessário da armadura que está na Tabela 7.2 em anexo e estimar o diâmetro ( $\Phi$ ) da armadura longitudinal.

A determinação da área de armadura ( $A_{s1}$ ) necessária para resistir ao momento solicitante de cálculo  $M_{Sd}$  também é obtida através das equações de equilíbrio na seção transversal e é apresentada abaixo:

$$A_{s1} = \frac{M_{Sd}}{f_{yd} \cdot (d - 0,4 \cdot x)}$$

A área de aço adotada deve ser maior que a área de aço calculada e maior que a armadura mínima apresentada na Norma que depende da geometria da seção transversal. A taxa mínima absoluta de armadura a ser respeitada é de 0,15% ou a armadura mínima de tração correspondente ao momento fletor mínimo, calculado pela expressão:

$$M_{d,min} = 0,8W_0f_{ctk,sup}$$

onde  $W_0$  é o módulo de resistência da seção transversal bruta de concreto, relativo à fibra mais tracionada.

### 3.3.3 Estado Limite Último de Cisalhamento

Para lajes nervuradas com distâncias entre eixos de nervuras menores do que 65 cm a verificação do ELU de cisalhamento é feito considerando os critérios de laje. Segundo a NBR 6118:2014 as lajes podem dispensar a armadura transversal para resistir ao esforço cortante se a força cortante resistente de cálculo ( $V_{Rd1}$ ) for igual ou maior a força cortante de cálculo ( $V_{Sd}$ ), a uma distância ( $d$ ) da face do apoio, sendo  $V_{Rd1}$  dada pela expressão:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \kappa (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \sigma_{cp}] b_w d$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctd}$$

$$\rho_1 = A_{s1}/b_w d$$

$$\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c$$

onde  $\kappa$  é um coeficiente que tem os seguintes valores:

para os elementos onde 50 % da armadura inferior não chega ao apoio:  $\kappa = |1|$

para os demais casos:  $\kappa = |1,6 - d|$ , não menor que  $|1|$ , com  $d$  em metros.

Caso o  $V_{Sd}$  for maior do que  $V_{Rd1}$  a armadura transversal deve ser determinada segundo os critérios apresentados no item 17.4.2 da NBR 6118:2014. É importante destacar que o uso de armadura transversal deve ser evitado, buscando facilitar a execução, através de soluções alternativas como a mudança da cubeta adotada ou utilização de trecho maciço. Porém, para esse projeto optou-se por adotar a utilização de estribos nas faixas onde  $V_{Sd}$  é maior do que  $V_{Rd1}$ .

Adotando o modelo de cálculo II, que admite diagonais de compressão inclinadas de  $\theta$  em relação ao eixo longitudinal da peça variável entre  $30^\circ$  e  $45^\circ$ , deve ser feita a verificação da compressão diagonal do concreto e o cálculo da armadura transversal. A armadura transversal possui um ângulo de inclinação  $\alpha$  em relação ao eixo longitudinal do elemento, que pode variar entre  $45^\circ$  e  $90^\circ$ .

Para a verificação da compressão diagonal do concreto deve ser determinada a força cortante resistente de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas ( $V_{Rd2}$ ) através da equação abaixo. Essa deve ser maior ou igual a  $V_{Sd}$ .

$$V_{Rd2} = 0,54 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \cdot \text{sen}^2 \theta (\text{cotg } \alpha + \text{cotg } \theta)$$

Onde  $\alpha_{v2} = (1 - f_{ck}/250)$ , com  $f_{ck}$  em MPa.

Para o cálculo da armadura transversal deve ser calculada a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ao da treliça ( $V_c$ ), que é igual ao  $V_{c1}$  na flexão simples. Quando o esforço cortante solicitante de cálculo ( $V_{Sd}$ ) é menor ou igual ao  $V_{c0}$  tem-se  $V_{c1}$  igual a  $V_{c0}$ , onde  $V_{c0}$  é dado pela expressão abaixo. Tem-se que  $V_{c0} = 0$  quando  $V_{Sd}$  é igual a  $V_{Rd2}$  e para valores intermediários deve-se interpolar linearmente.

$$V_{c0} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$$



A força cortante resistente de cálculo relativa à ruína por tração diagonal ( $V_{Rd3}$ ) é obtida com a soma de  $V_c$  e da parcela de força cortante resistida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ).

$$V_{sw} = (A_{sw}/s) \cdot 0,9 \cdot f_{ywd} (\cotg \alpha + \cotg \theta) \operatorname{sen} \alpha$$

Para os casos em que houver necessidade de armadura para esforço cortante, esta deve conter uma armadura transversal mínima constituída por estribos, com taxa geométrica ( $\rho_{sw}$ ) dada por:

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s \cdot \operatorname{sen} \alpha} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{ct,m}}{f_{ywk}}$$

### 3.3.4 Estado Limite de Serviço de Deformação Excessiva (ELS-DEF)

Na verificação do ELS-DEF deve ser respeitado o limite para deslocamento apresentado na NBR 6118:2014 de  $l/250$  para a combinação quase permanente de ações. Além disso, deve ser considerado que as seções trabalham no Estádio I ou II em serviço e a inércia da seção utilizada para a determinação da deformação deve considerar as partes da seção que estão fissuradas.

Inicialmente deve ser determinada a inércia da seção no Estádio I que, segundo a NBR 6118:2014 é a inércia da seção bruta de concreto ( $I_c$ ). Porém, ao utilizar armadura de flexão na seção, pode-se utilizar a inércia da seção homogeneizada composta por aço e concreto ( $I_h$ ). Na seção homogeneizada a área de aço é substituída por uma área equivalente de concreto com a mesma distância da LN, considerando a relação entre os módulos de deformação dos materiais.

As características da seção transversal, considerando a armadura foram retiradas de CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2009), em que  $A_h$  é a área da seção homogeneizada e  $y_h$  o centro de gravidade e  $\alpha = E_s/E_{cs}$ :

$$A_h = (b_f - b_w) \cdot h_f + b_w \cdot h + A_{s1} \cdot (\alpha - 1)$$

$$y_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot \left(\frac{h_f^2}{2}\right) + b_w \cdot \frac{h^2}{2} + A_{s1}(\alpha - 1) \cdot d}{A_h}$$

$$I_h = \frac{(b_f - b_w) \cdot h_f^2}{12} + \frac{b_w \cdot h^3}{12} + (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(y_h - \frac{h_f}{2}\right)^2 + b_w \cdot h \cdot \left(y_h - \frac{h}{2}\right)^2 + A_{s1} \cdot (\alpha - 1) \cdot (y_h - d)^2$$

No Estádio II a inércia considerada é a inércia de estágio II puro ( $I_{x,II_0}$ ), que despreza todo o concreto fissurado. Como não há armadura comprimida ( $A'_s$ ) a inércia no Estádio II é calculada com as seguintes equações:

$$a_1 = b_w/2$$

$$a_2 = h_f \cdot (b_f - b_w) + \alpha \cdot A_{s1}$$

$$a_3 = -d \cdot \alpha \cdot A_{s1} - \frac{h_f^2}{2} \cdot (b_f - b_w)$$

$$x_{II} = \frac{-a_2 \mp \sqrt{a_2^2 - 4 \cdot a_1 \cdot a_3}}{2 \cdot a_1}$$

$$I_{x,II_0} = \frac{b_w \cdot x_{II}^3}{3} + \alpha \cdot A_{s1} \cdot (x_{II} - d)^2$$

A seção de concreto está sujeita aos esforços solicitantes de serviço, nesse caso com a combinação quase permanente, que geram momentos ao longo da peça. Para determinar se a seção está ou não fissurada devido ao momento atuante ( $M_{at}$ ) calcula-se o momento de fissuração ( $M_r$ ):

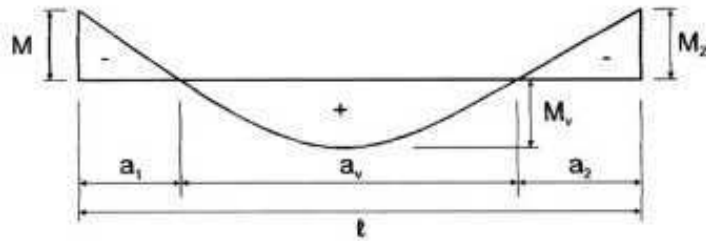
$$M_r = \frac{\alpha \cdot f_{ct,m} \cdot I_h}{y_h}$$

A inércia equivalente ( $I_{eq}$ ) da seção pode ser determinada através do modelo proposto por Branson e apresentado em CARVALHO e FIGUEIREDO FILHO (2009) que considera, através de um método semiprobabilístico, os trechos da seção que estão fissurados ou não:

$$I_{eq} = \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^3 \cdot I_h + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_{at}}\right)^3\right] \cdot I_{II}$$

Para vigas contínuas ainda é preciso considerar que em parte da seção atua momentos positivos e em outra parte momentos negativos. Assim, é possível obter uma inércia equivalente ponderada ( $I_{eq}$ ) considerando o item C 17.3.2.1 dos Comentários e Exemplos de Aplicação da NBR 6118:2014 do IBRACON.

Figura 10 - Inércia equivalente em vigas contínuas



Fonte: ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação, IBRACON (2015).

$$(EI)_{eq} = \frac{1}{l} [(EI)_{eq,1} \cdot a_1 + (EI)_{eq,v} \cdot a_v + (EI)_{eq,2} \cdot a_2]$$

onde:

$(EI)_{eq,1} \cdot a_1$  é o produto de inércia equivalente no trecho 1;

$(EI)_{eq,v} \cdot a_v$  é o produto de inércia equivalente no trecho de momentos positivos;

$(EI)_{eq,2} \cdot a_2$  é o produto de inércia equivalente no trecho 2.

A flecha imediata ( $a$ ) pode ser obtida com o uso do programa de análise plana *Ftool* (2015) utilizando a inércia equivalente calculada para cada tramo da viga contínua. Além disso, deve ser considerado o efeito da fluência do concreto que é a deformação lenta causada no elemento de concreto sujeito a um carregamento contínuo.

A flecha diferida no tempo ( $a_{t,\infty}$ ) é obtida multiplicando-se a flecha imediata por um fator ( $\alpha_f$ ), que considera o tempo de aplicação da carga e a taxa de armadura comprimida e é dado pela expressão:

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

### 3.3.5 Estado Limite de Serviço de Abertura de Fissuras (ELS-W)

A abertura de fissuras deve ser limitada para garantir a segurança e durabilidade da estrutura em função da classe de agressividade do ambiente. No item 13.4.2 da NBR 6118:2014 estão os valores máximos de abertura de fissuras que a estrutura pode apresentar e a combinação de ações a ser utilizada, que no caso de concreto armado é a combinação frequente de ações.

As armaduras controlam a fissura do elemento de concreto, por isso, deve ser utilizada na análise da abertura de fissuras a área ( $A_{cri}$ ) do concreto que envolve a armadura, considerada um retângulo em que os lados fiquem a uma distância de até  $7,5 \cdot \Phi_i$  do eixo da barra da armadura.

Para obter o valor característico da abertura de fissuras ( $w_k$ ) para cada parte da região de envolvimento, deve-se calcular  $w_k$  das duas expressões abaixo e escolher o menor valor:

$$w_k = \frac{\Phi_i}{12,5} \frac{\sigma_{Si}}{\eta_1} \frac{3\sigma_{Si}}{E_{Si} f_{ctm}}$$

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

Onde  $\rho_{ri}$  é a taxa de armadura passiva e  $\eta_1$  é o coeficiente de conformação superficial da barra que é igual a 2,25 para barras nervuradas. A tensão de tração no centro de gravidade da armadura ( $\sigma_{Si}$ ) deve ser calculada no Estádio II e pode ser determinada através da equação:

$$\sigma_{Si} = \frac{M_{Sd}}{A_s(d - x_{II})}$$

### 3.3.6 Detalhamento das armaduras

Após determinada a área de aço necessária para que a estrutura apresente a segurança adequada é escolhida dentre as armaduras existentes no mercado, o diâmetro da barra e a quantidade de barras. Mas, para garantir o bom funcionamento da estrutura, é necessário ainda garantir a transferência das tensões da armadura para o concreto com um comprimento de ancoragem adequado.

A ancoragem por aderência da barra é feita por meio de um comprimento reto ou com grande raio de curvatura, seguido ou não de gancho. Segundo a NBR 6118:2014 o comprimento de ancoragem básico ( $l_b$ ) é definido como o comprimento reto necessário para ancorar a força-limite  $A_s f_{yd}$  de uma barra de armadura passiva, admitindo resistência de aderência uniforme igual à resistência de aderência de cálculo entre o concreto e a armadura ( $f_{bd}$ ).

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

Onde  $f_{ctd} = f_{ctk,inf} / \gamma_c$ ;

$\eta_1$  é igual a 1,0 para barras lisas; 1,4 para barras entalhadas; 2,25 para barras nervuradas;

$\eta_2$  é igual 1,0 para situações de boa aderência e 0,7 para situações de má aderência;

$\eta_3$  é igual 1,0 para  $\Phi \geq 32$  mm.

$$l_b = \frac{\Phi}{4} \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \leq 25 \Phi$$

O comprimento de ancoragem necessário ( $l_{b,nec}$ ) para garantir a aderência pode ser calculado por:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

onde  $\alpha$  é igual a 1,0 para barras sem gancho e 0,7 para barras tracionadas com gancho;

$l_{b,min}$  é o maior valor entre  $0,3l_b$ ,  $10 \Phi$  e 100 mm.

Para o caso de apoios extremos, as armaduras de tração devem ser ancoradas a partir da face do apoio, com um comprimento mínimo igual ao maior dos seguintes valores:

- $l_{b,nec}$ ;
- $(r + 5,5 \Phi)$ , onde  $r$  é o raio de curvatura dos ganchos;
- 60 mm.

Para os apoios intermediários o comprimento de ancoragem da armadura de tração pode ser igual a  $10 \Phi$  quando não há possibilidade de ocorrência de momentos positivos na região dos apoios.

Para os momentos negativos as barras devem ser prolongadas com um comprimento de pelo menos  $10 \Phi$  além do ponto teórico de tensão  $\sigma_s$  nula, respeitando o  $l_{b,nec}$ . Ademais, deve ser considerado o diagrama de momentos fletores decalado com o comprimento  $a_l$  dado pela equação abaixo, considerando o modelo de cálculo II para o ELU de cisalhamento:

$$a_l = 0,5 d (\cotg \theta - \cotg \alpha)$$

onde  $a_l \geq 0,5 d$ , no caso geral.

Além disso, o posicionamento das barras deve ser tal que permita que toda a seção seja preenchida com concreto, evitando vazios, e garanta a aderência do aço com o concreto. Para isso devem ser respeitados os limites para espaçamento mínimo livre entre as faces das barras verticais ( $a_v$ ) e horizontais ( $a_h$ ).

$$a_h \geq \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi \text{ da barra} \\ 1,2 \cdot d_{\text{máx, agregado}} \end{cases} \quad a_v \begin{cases} 20 \text{ mm} \\ \Phi \text{ da barra} \\ 0,5 \cdot d_{\text{máx, agregado}} \end{cases}$$

As taxas de armadura máximas e mínimas também devem ser atendidas, pois a armadura máxima assegura as condições de ductilidade do elemento. A armadura mínima garante que o elemento não apresente uma ruptura brusca na seção, controlando a fissuração e melhorando o desempenho da estrutura. A armadura mínima para a flexão foi apresentada no item 3.3.2 e para a armadura máxima a soma das armaduras de tração e compressão não pode ter valor maior que 4 %  $A_c$ .

A durabilidade da estrutura depende também da espessura do concreto cobrindo as armaduras. A NBR 6118:2014 define os valores do cobrimento nominal para as respectivas classes de agressividade ambiental, garantindo o cobrimento da armadura considerando o cobrimento mínimo acrescido de uma tolerância de execução. Os valores de cobrimento são apresentados na Tabela 7.2 do anexo.

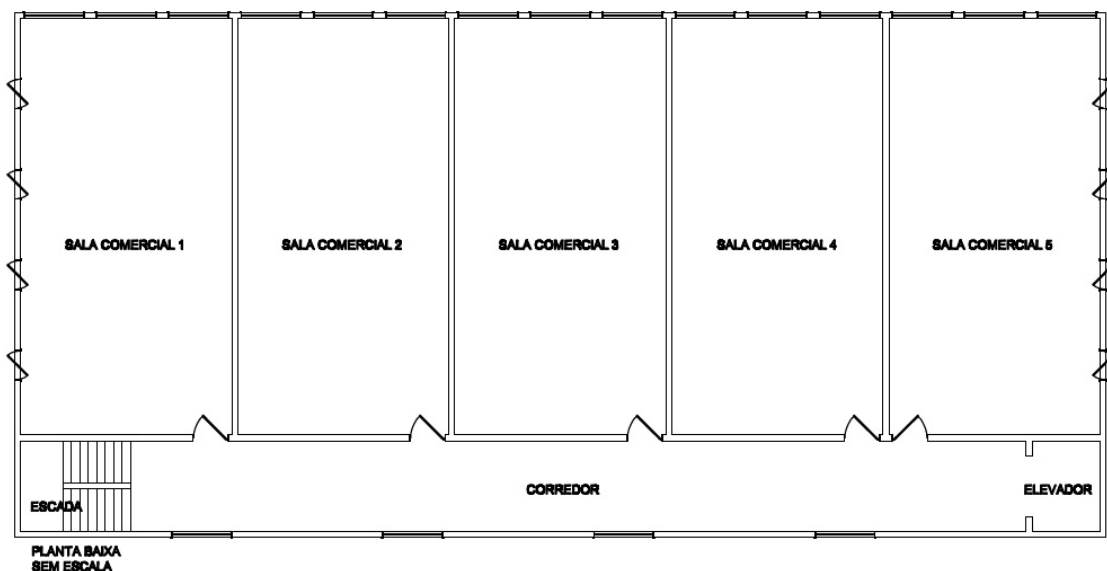
Para melhorar o funcionamento da laje, na mesa será acrescentada uma armadura de distribuição nas duas direções, com valor de 0,9 cm<sup>2</sup>/m em cada direção. Além disso, haverá nervuras transversais espaçadas em que será utilizada a armadura mínima de acordo com a seção transversal.

## 4 DIMENSIONAMENTO

O edifício comercial possui cinco andares, sendo um térreo e quatro pavimentos tipo. O pavimento tipo possui cinco salas comerciais, um corredor, escadas e o poço do elevador. A partir da arquitetura do edifício que busca criar as salas com grandes vãos optou-se por um sistema com lajes nervuradas, vigas e pilares.

Para o desenvolvimento do projeto estrutural da laje criou-se um projeto arquitetônico simplificado de um edifício tendo como objetivo uma estrutura com grandes vãos e com carregamentos permanentes e acidentais de um edifício para uso comercial. A planta baixa do pavimento tipo do edifício é apresentada na Figura 11.

Figura 11 - Planta baixa do edifício comercial



Fonte: Autoria própria.

Para o desenvolvimento do projeto estrutural foram calculadas as lajes das salas comerciais utilizando laje nervurada moldada no local. A laje do corredor e a escada não foram calculadas, sendo que para a laje do corredor a laje nervurada moldada no local pode não ser a melhor escolha e um estudo adicional seria necessário para o seu dimensionamento.

### 4.1 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

As lajes recebem as cargas de utilização verticais e seu peso próprio e por meio das reações de apoio transmitem essas cargas para as vigas. As vigas suportam as reações vindas das lajes, seu peso próprio e o peso das alvenarias apoiadas sobre elas e transmitem essas cargas para os pilares. Os pilares recebem as reações das vigas e as cargas de peso próprio e

transmitem para os andares inferiores até chegar às fundações, que transmitem suas cargas para o solo.

As lajes nervuradas terão armadura unidirecional, pois um dos lados da laje é muito maior que o outro, e possuirão uma mesa superior de concreto com nervuras na parte inferior. As nervuras serão na direção do menor vão e a continuidade das lajes será considerada utilizando um modelo de viga contínua com seção transversal em forma de T.

Além disso, as vigas contínuas serão consideradas independentes entre si o que gera reações muito maiores nas vigas perpendiculares as nervuras. Isso segue as prescrições da NBR 6118:2014 para lajes nervuradas unidirecionais nas quais a rigidez transversal e a rigidez à torção devem ser desprezadas.

As vigas que apoiam as lajes serão consideradas apoios indeslocáveis na vertical e seus dimensionamentos e detalhamentos não serão realizados por não ser esse o objetivo deste trabalho. O posicionamento dos pilares e das vigas foi feito buscando criar uma estrutura com boa estabilidade global, sendo considerada uma estrutura de nós fixos.

O revestimento inferior da laje será feito com forro de gesso acartonado e as tubulações não serão embutidas na laje, mas no espaço vazio entre as nervuras da laje e o forro.

Para o desenvolvimento do projeto estrutural supôs-se a execução do projeto em São José, em ambiente urbano com classe de agressividade ambiental (CAA) II segundo a Tabela 6.1 do anexo. Com isso há a correspondência da classe de agressividade ambiental e a qualidade que se espera do concreto, para isso deve ser observado o item 7.4 da NBR 6118:2014 que trata sobre a qualidade do concreto de cobrimento apresentado na Tabela 7.1 do anexo.

#### 4.2 SEÇÃO TRANVERSAL

A laje unidirecional terá uma seção com forma de T em que a altura pode variar conforme as dimensões da cubeta escolhida do catálogo da ATEX. A cubeta escolhida é a ATEX 600U, própria para lajes unidirecionais, que tem suas dimensões apresentadas na Figura 12. Para as nervuras transversais se utiliza anuladores de nervura obtendo uma distância entre eixos de 2,325 m. O acréscimo de rigidez apresentado com a utilização das nervuras transversais não é considerado no cálculo.



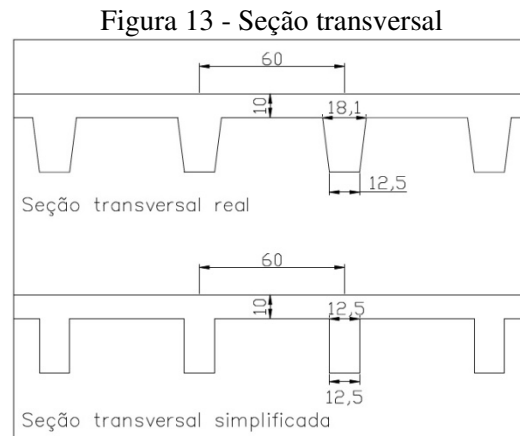
Figura 12 - Características da cubeta ATEX 600U

ATEX 600 U	ALTURA DA FORMA	ESPESURA DA LÂMINA	ALTURA TOTAL	LARGURA DA NERVURA			ÁREA DA SEÇÃO	DISTÂNCIA DO C.G. à		INÉRCIA	MÓDULO DE FLEXÃO		VOLUME DO VAZIO		PESO PRÓPRIO	VOLUME DE CONCRETO
				INFERIOR	SUPERIOR	MÉDIA		FACE SUPERIOR	FACE INFERIOR		$W_s$	$W_i$	$m^3$	$m^3/m^2$		
22,5	5,0	27,5	12,5	18,1	15,3	644	9,5	18,0	42351	4458	2353	0,105	0,156	2,98	0,119	
	7,5	30,0				794	10,0	20,0	58776	5878	2939			3,60	0,144	
	10,0	32,5				944	10,7	21,8	72363	6763	3319			4,23	0,169	
32,5	5,0	37,5	12,5	20,6	16,6	838	13,7	23,8	108773	7940	4570	0,147	0,216	3,98	0,159	
	7,5	40,0				988	13,9	26,1	135256	9731	5182			4,60	0,184	
	10,0	42,5				1138	14,4	28,1	164000	11389	5836			5,23	0,209	
42,5	5,0	47,5	12,5	23,1	17,8	1057	18,0	29,5	200453	11136	6795	0,184	0,272	5,10	0,204	
	7,5	50,0				1207	18,1	31,9	249191	13767	7812			5,73	0,229	
	10,0	52,5				1357	18,5	34,0	299250	16176	8801			6,35	0,254	
d1	ds	D	bi	bs	br	A	rs	ri	I	Ws	Wi	V/V		Concreto 25 kN/m <sup>3</sup>		

Fonte: Catálogo da ATEX.

Para o dimensionamento optou-se por uma simplificação da seção transversal utilizando-se o modelo apresentado na Figura 13. A altura da mesa ( $h_f$ ), a largura da alma ( $b_w$ ) e a distância entre eixos de nervura não varia, sendo variável apenas a altura da nervura com a mudança dos vãos.



Fonte: Autoria própria.

### 4.3 DESENVOLVIMENTO

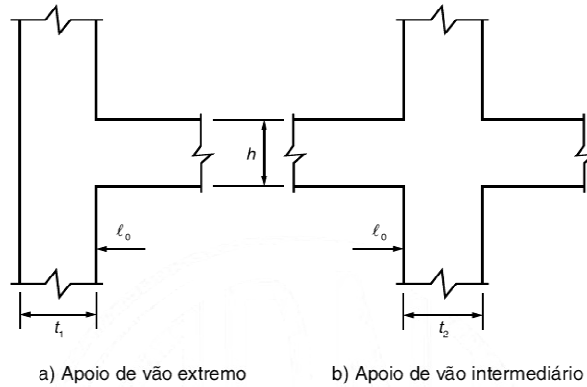
A partir das considerações iniciais e do método dos estados limites foram desenvolvidas planilhas eletrônicas para auxiliar o dimensionamento da estrutura. Os esforços atuantes foram obtidos com o uso do programa de análise plana *Ftool* (2015).

Para o cálculo da estrutura em concreto armado a análise será realizada para a estrutura com vãos efetivos de 7,200 m, 9,500 m e 11,200 m. Os vãos efetivos ( $l_{ef}$ ) são calculados de acordo com o item 14.6.2.4 da NBR 6118:2014 pela equação:

$$l_{ef} = l_0 + a_1 + a_2$$

com  $a_1$  igual ao menor valor entre  $(t_1/2$  e  $0,3h)$  e  $a_2$  igual ao menor valor entre  $(t_2/2$  e  $0,3h)$ , com  $t_1$ ,  $t_2$  e  $h$  mostrados na Figura 14.

Figura 14 - Vão efetivo



Fonte: Figura 14.5, NBR 6118:2014.

Para todos os casos considerou-se a influência das ações permanentes de peso próprio da estrutura e de peso dos elementos construtivos fixos, no caso o peso dos revestimentos, e das ações variáveis para escritórios com o valor obtido da NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações, que apresenta uma tabela com valores mínimos das cargas verticais que devem ser consideradas atuando nas diferentes estruturas.

#### 4.3.1 Vãos de 7,200 m

Inicialmente é escolhida a seção transversal da viga T, que é a apresentada na Figura 13, com a altura total de 0,325 m, sendo a altura da mesa  $h_f$  de 0,100 m e a altura da nervura de 0,225 m. A largura colaborante  $b_f$  da seção é determinada segundo a Figura 6 e é de 0,600 m.

As cargas atuantes na laje do edifício comercial são a carga permanente e a carga accidental. A carga permanente inclui o peso da laje, obtido com as dimensões da seção transversal com valor característico de 4,095 kN/m<sup>2</sup>, e o peso do revestimento, considerado com valor característico de 1,000 kN/m<sup>2</sup>. A carga accidental é considerada como 2,000 kN/m<sup>2</sup> em seu valor característico.

Para o projeto foi utilizado concreto com  $f_{ck}$  de 25 MPa, aço CA-50, com cobrimento de 2,5 cm para a armadura, cimento CP IV, brita 1 e tempo de escoramento de 14 dias após a concretagem.

### 4.3.1.1 ELU de Flexão

Primeiramente será verificado o ELU de flexão da viga, com a combinação de ações últimas normais e os coeficientes obtidos da Tabela 11.1 em anexo:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk}$$

$$F_d = 1,4 \cdot (4,095 + 1,000) + 1,4 \cdot 2,000$$

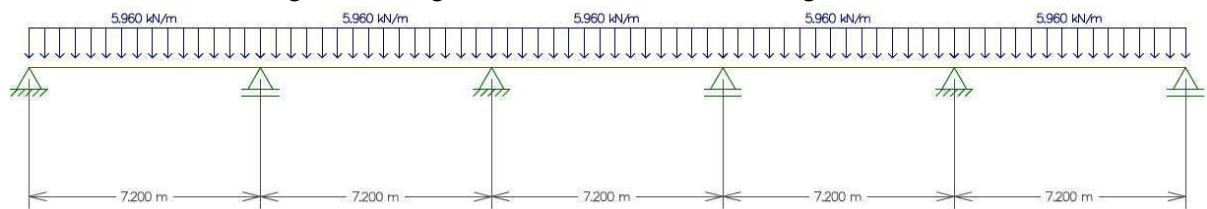
$$F_d = 9,933 \text{ kN/m}^2$$

Como o valor de cálculo das ações para combinação última ( $F_d$ ) está em  $\text{kN/m}^2$ , multiplicando esse valor pela distância entre eixos das nervuras resulta no valor de cálculo das ações por nervura. A viga com o carregamento  $F_d$  é mostrada na Figura 15.

$$F_d = 9,933 \cdot 0,600$$

$$F_d = 5,960 \text{ kN/m/nervura}$$

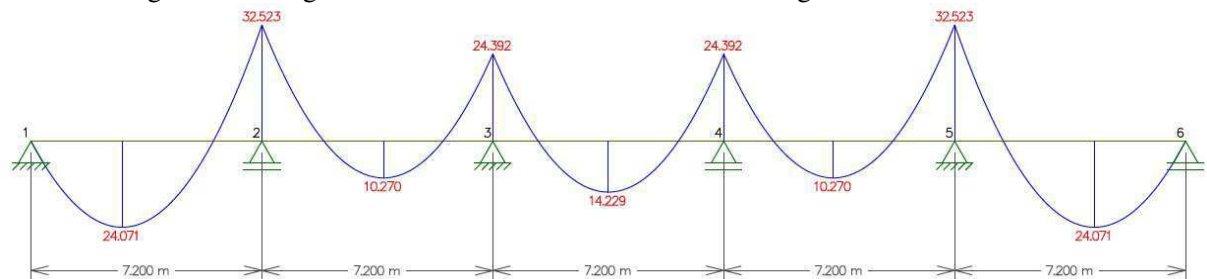
Figura 15 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento  $F_d$



Fonte: Autoria própria.

Os esforços solicitantes obtidos são os esforços cortantes e momentos fletores, pois não há esforços normais decorrentes do carregamento  $F_d$ . O diagrama de momentos fletores está na Figura 16 abaixo.

Figura 16 - Diagrama de momentos fletores com  $F_d$  da viga com vãos de 7,200 m



Fonte: Autoria própria.

Com o momento solicitante de cálculo ( $M_{Sd}$ ) e as características da seção transversal determina-se a posição da linha neutra ( $LN$ ) e o domínio de deformação que a seção está. Para os momentos positivos, deve ser observado que o  $M_{Sd}$  não pode ser menor que o momento de engastamento perfeito, por isso para os tramos 2 e 4 o momento considerado foi de 12,874

kNm. Assim é possível calcular a área de aço necessária ( $A_{S1}$ ) para resistir ao  $M_{Sd}$  positivo que deve respeitar o  $A_{S,min} = 1,322 \text{ cm}^2$ .

Os resultados obtidos para cada tramo da viga são apresentados na Tabela 3. Em todos os tramos as seções possuem a LN na mesa e são calculadas como uma seção retangular de largura  $b_f$ , já que apenas o concreto acima da LN é considerado no cálculo. As seções encontram-se no domínio 2 de deformações.

Tabela 3 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 7,200 m

Tramo	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S1,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S1,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{Rd}$ (kNm)
1	24,071	0,289	0,012	0,020	1,949	2 $\Phi$ 12.5	2,454	30,188
2	12,874	0,295	0,006	0,020	1,012	2 $\Phi$ 10.0	1,571	19,891
3	14,229	0,295	0,007	0,023	1,120	2 $\Phi$ 10.0	1,571	19,891
4	12,874	0,295	0,006	0,020	1,012	2 $\Phi$ 10.0	1,571	19,891
5	24,071	0,289	0,012	0,020	1,949	2 $\Phi$ 12.5	2,454	30,188

Fonte: Autoria própria.

Para os momentos negativos nos apoios a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  igual a 0,125 m. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4. Como os momentos negativos atuantes nos apoios são menores do que o momento resistente da seção não foi necessário utilizar nenhuma solução extra para garantir a segurança da estrutura e as seções encontram-se no domínio 3 de deformação, dentro da zona de boa ductilidade.

Tabela 4 - Resultados do ELU de flexão negativo da viga com vãos de 7,200 m

Apoio	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$x_{ef}$ (m)	$x_{ef}/d_{ef}$
2	32,523	0,289	0,084	0,291	2,932	3 $\Phi$ 12.5	3,682	0,105	0,369
3	24,392	0,294	0,060	0,203	2,078	2 $\Phi$ 12.5	2,454	0,070	0,239
4	24,392	0,294	0,060	0,203	2,078	2 $\Phi$ 12.5	2,454	0,070	0,239
5	32,523	0,289	0,084	0,291	2,932	3 $\Phi$ 12.5	3,682	0,105	0,369

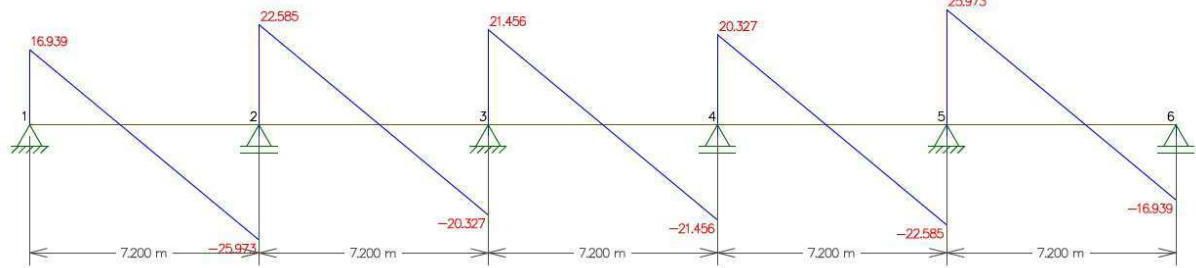
Fonte: Autoria própria.

O momento resistente de cálculo ( $M_{Rd}$ ) para os apoios 2 e 5 é de 39,467 kNm e para os apoios 3 e 4 é de 28,346 kNm.

#### 4.3.1.2 ELU de Cisalhamento

Para o estado limite último de cisalhamento utiliza-se o mesmo valor de cálculo das combinações últimas normais, que resultam no diagrama de esforços cortantes apresentado na Figura 17.

Figura 17 - Diagrama de esforços cortantes com Fd da viga com vãos de 7,200 m



Fonte: Autoria própria.

Para o ELU de cisalhamento com o uso do modelo II, adotou-se o ângulo de inclinação de  $\alpha = 90^\circ$ , pois se houver necessidade de estribos, estes estarão na vertical. Além disso, as diagonais de compressão estarão inclinadas com o ângulo  $\theta$  de  $30^\circ$  em relação ao eixo longitudinal.

Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 5. Conforme visto no item 3.3.3 a laje pode prescindir de armadura transversal se  $V_{Rd1}$  for maior ao igual ao esforço solicitante  $V_{Sd}$  a uma distância  $d$  da face do apoio, onde foi escolhido o maior esforço solicitante. Nesse caso há a necessidade de estribos numa pequena faixa dos tramos 1 e 5, respeitando a quantidade de armadura mínima.

Tabela 5 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 7,200 m

Tramo	As1 (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	d (cm)	$\kappa$	$V_{Rd1}$ (kN)	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_{c0}$ (kN)
1	2,454	0,007	29,375	1,306	22,566	24,503	137,987	28,255
2	1,571	0,004	29,500	1,305	21,144	21,106	138,574	28,375
3	1,571	0,004	29,500	1,305	21,144	19,976	138,574	28,375
4	1,571	0,004	29,500	1,305	21,144	21,106	138,574	28,375
5	2,454	0,007	29,375	1,306	22,566	24,503	137,987	28,255

Fonte: Autoria própria.

Para o tramo  $1_{dir}$  e  $5_{esq}$  será acrescentada armadura transversal apenas numa faixa de 0,472 m com armadura mínima de 1,069 cm<sup>2</sup>/m. Os demais tramos não possuem armadura transversal.

#### 4.3.1.3 ELS-DEF

Para o estado limite de serviço de deformação excessiva deve ser utilizada a combinação quase permanente de serviço (CQP) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 18.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \sum \psi_{2j} F_{qj,k}$$

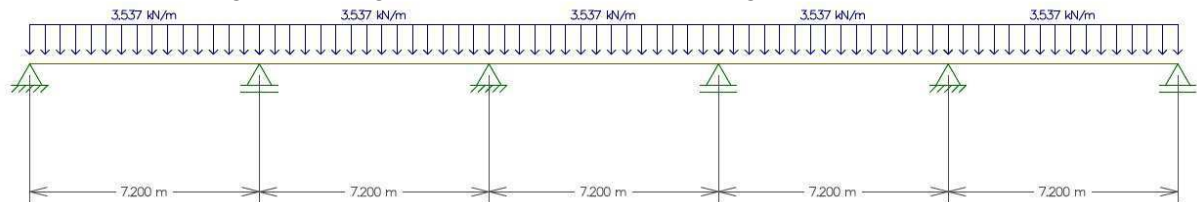
$$F_{d,ser} = (4,095 + 1,000) + 0,4 \cdot 2,000$$

$$F_{d,ser} = 5,895 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{d,ser} = 5,895 \cdot 0,6$$

$$F_{d,ser} = 3,537 \text{ kN/m/nervura}$$

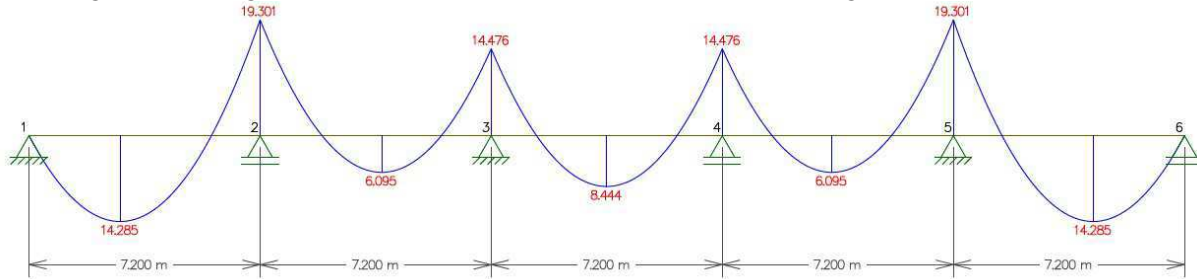
Figura 18 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CQP



Fonte: Autoria própria.

Para o ELS o esforço solicitante utilizado na verificação é o diagrama de momentos fletores, que é apresentado na Figura 19.

Figura 19 - Diagrama de momentos fletores com  $F_{d,ser}$  CQP da viga com vãos de 7,200 m



Fonte: Autoria própria.

As características da seção transversal no Estádio I foram obtidas considerando a seção homogeneizada composta por aço e concreto, considerando a relação entre os módulos de deformação longitudinal ( $\alpha_e$ ) igual a 8,696. Então se obteve a inércia da seção no Estádio II puro ( $I_{x,II_0}$ ) onde todo o concreto da região fissurada é desprezado. Os resultados encontrados para os momentos positivos, considerando a viga retangular com largura  $b_f$  são apresentados na Tabela 6. Para os momentos negativos considerando a viga com seção retangular e largura  $b_w$  os resultados estão na Tabela 7.

Tabela 6 - Características da seção transversal da viga com largura  $b_f$  e vãos de 7,200 m

Tramo	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
1	900,138	10,589	74239,305	5,647	15617,436
2	893,340	10,448	71879,173	5,323	11001,183
3	893,340	10,448	71879,173	5,323	11001,183
4	893,340	10,448	71879,173	5,323	11001,183
5	900,138	10,589	74239,305	5,647	15617,436

Fonte: Autoria própria.

Tabela 7 - Características da seção transversal da viga com largura  $b_w$  e vãos de 7,200 m

Apoio	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
2	434,585	17,106	40321,418	9,970	16185,557
3	425,135	16,833	38867,208	8,452	11857,421
4	425,135	16,833	38867,208	8,452	11857,421
5	434,585	17,106	40321,418	9,970	16185,557

Fonte: Autoria própria.

Como nem toda a viga vai estar fissurada com o carregamento de serviço calcula-se o momento de fissuração da seção para os momentos positivos ( $M_{rp}$ ) e para os momentos negativos ( $M_{rn}$ ). Os momentos atuantes e o trecho em que atua cada estão na Tabela 8.

Tabela 8 – Momentos em cada trecho da viga com vãos de 7,200 m

	$M_1$ (kNm)	$M_v$ (kNm)	$M_2$ (kNm)	$a_1$ (m)	$a_v$ (m)	$a_2$ (m)	$M_{rp}$ (kNm)	$M_{rn}$ (kNm)
1	0,000	14,285	19,301	0,000	5,680	1,520	10,429	
2	19,301	6,095	14,476	1,930	3,720	1,550	10,032	8,062
3	14,476	8,444	14,476	1,420	4,370	1,410	10,032	7,636
4	14,476	6,095	19,301	1,550	3,720	1,930	10,032	7,636
5	19,301	14,285	0,000	1,520	5,680	0,000	10,429	8,062

Fonte: Autoria própria.

Com isso é possível determinar a inércia equivalente ( $I_{eq}$ ) do trecho considerando o momento atuante. Com a inércia equivalente de cada trecho se obtém a inércia equivalente ponderada ( $I_{eq}$ ) de cada tramo da viga considerando a variação dos momentos positivos e negativos.

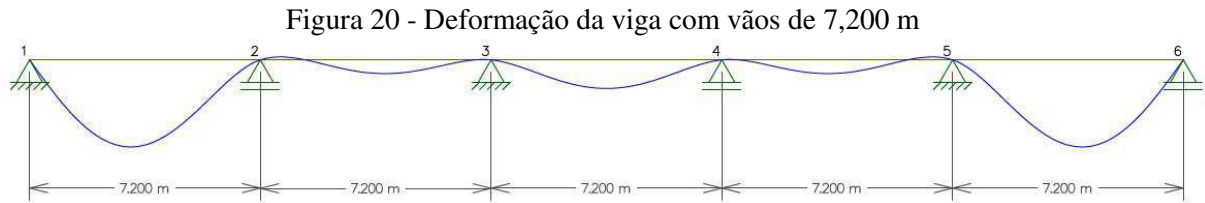
Tabela 9 - Inércia equivalente ponderada para cada tramo da viga com vãos de 7,200 m

Tramo	$I_{m1}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{mv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{m2}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{eq}$ (cm <sup>4</sup> )
1	0,000	37619,213	17944,467	33465,656
2	17944,467	71879,173	15821,644	45353,735
3	15821,644	71879,173	15821,644	49845,450
4	15821,644	71879,173	17944,467	45353,735
5	17944,467	37619,213	0,000	33465,656

Fonte: Autoria própria.

Com a inércia equivalente resultante a flecha imediata foi obtida com o uso do programa de análise plana *Ftool* (2015). As deformações na viga podem ser vistas na Figura 20. Ao utilizar a  $I_{eq}$  as deformações serão maiores nos tramos em que a viga apresentar maiores trechos fissurados, diminuindo a rigidez das seções nessas regiões. Nos tramos 2, 3 e 4 a viga possui fissuras apenas próximas aos apoios onde o momento negativo atuante é maior

do que o momento de fissuração, logo nesses tramos a deformação é bem menor que nos tramos 1 e 5, onde há mais trechos fissurados.



Fonte: Autoria própria.

A flecha total é determinada multiplicando a flecha imediata por um fator  $\alpha_f$  calculado abaixo:

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

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$$

$$\xi(t) = 0,68 \cdot 0,996^t \cdot t^{0,32} \text{ para } t \leq 70 \text{ meses}$$

$$\xi(t) = 2 \text{ para } t \geq 70 \text{ meses}$$

Considerando que a viga terá um escoramento de 14 dias, pode-se obter  $\xi(t_0)$  e calcular  $\alpha_f$ , onde  $\rho'$  é zero, pois a viga não possui armadura comprimida.

$$\xi(t) = 0,68 \cdot 0,996^{14/30} \cdot 14/30^{0,32}$$

$$\xi(t) = 0,532$$

$$\alpha_f = 2 - 0,532 = 1,468$$

Os valores de flechas encontrados para cada tramo estão apresentados na Tabela 8. A flecha limite é dada por  $l/250$  e é igual a 28,8 mm. Como pode ser observado, todas as flechas totais ficaram abaixo desse limite.

Tabela 10 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 7,200 m

Tramo	Flecha imediata (mm)	$\alpha_f$	Flecha total (mm)
1	7,508	1,468	18,531
2	1,208	1,468	2,982
3	2,580	1,468	6,368
4	1,208	1,468	2,982
5	7,508	1,468	18,531

Fonte: Autoria própria.



#### 4.3.1.4 ELS-W

Para o estado limite de serviço de abertura de fissuras deve ser utilizada a combinação frequente de serviço (CF) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 21.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gi,k} + \psi_1 F_{q1k}$$

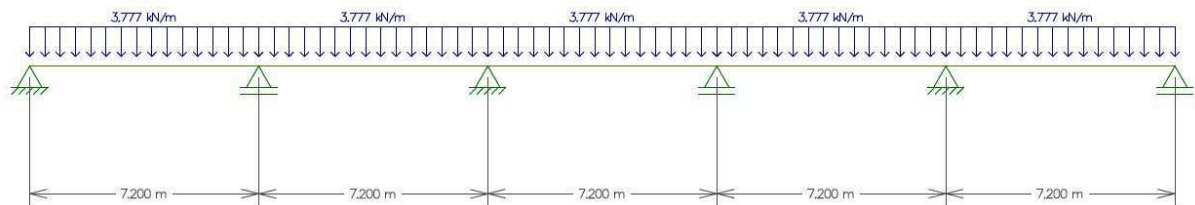
$$F_{d,ser} = (4,095 + 1,000) + 0,6 \cdot 2,000$$

$$F_{d,ser} = 6,295 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{d,ser} = 6,295 \cdot 0,6$$

$$F_{d,ser} = 3,777 \text{ kN/m/nervura}$$

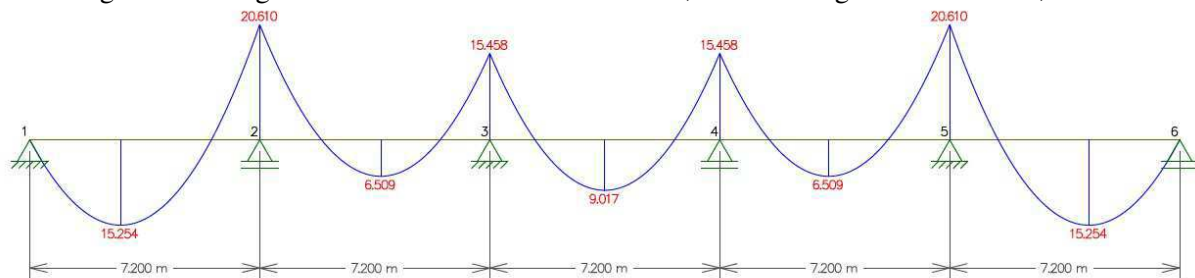
Figura 21 - Viga com vãos de 7,200 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CF



Fonte: Autoria própria.

Com a combinação frequente se obtém o diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 22. O momento máximo atuante em cada tramo e em cada apoio é considerado na determinação da abertura de fissuras.

Figura 22 - Diagrama de momentos fletores com  $F_{d,ser}$  CF da viga com vãos de 7,200 m



Fonte: Autoria própria.

A área crítica é obtida considerando a posição da armadura na seção transversal. A Figura 23 apresenta a configuração da seção nos tramos 1 e 5.

Figura 23 - Seção transversal com armaduras da viga com vãos de 7,200 m



Fonte: Autoria própria.

Calcula-se a abertura de fissuras utilizando as duas fórmulas apresentadas no capítulo 3 com a quantidade de armadura resultante do cálculo do ELU de flexão, sendo válido o menor valor entre os dois encontrados. A Tabela 11 apresenta os resultados encontrados para os momentos máximos atuantes no meio dos vãos.

Tabela 11 - Abertura de fissuras nos tramos da viga com vãos de 7,200 m

Tramo	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
1	15,254	12,5	2,454	156,250	0,016	5,647	261,921	0,170	<b>0,166</b>
2	6,509	10,0	1,571	131,250	0,012	5,323	171,367	<b>0,058</b>	0,110
3	9,017	10,0	1,577	131,250	0,012	5,323	237,397	<b>0,112</b>	0,152
4	6,509	10,0	1,571	131,250	0,012	5,323	171,367	<b>0,058</b>	0,110
5	15,254	12,5	2,454	156,250	0,016	5,647	261,921	0,170	<b>0,166</b>

Fonte: Autoria própria.

Com os momentos máximos atuantes nos apoios também devem ser verificadas as aberturas de fissuras nos apoios. Nesse caso, a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  de 0,125 m e a área crítica é determinada considerando o posicionamento das barras na mesa de concreto. Os resultados são apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 - Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 7,200 m

Apoio	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
2	20,610	12,5	3,682	372,156	0,010	9,970	288,461	<b>0,206</b>	0,274
3	15,458	12,5	2,454	307,199	0,008	8,452	301,061	<b>0,224</b>	0,348
4	15,458	12,5	2,454	307,199	0,008	8,452	301,061	<b>0,224</b>	0,348
5	20,610	12,5	3,682	372,156	0,010	9,970	288,461	<b>0,206</b>	0,274

Fonte: Autoria própria.

Segundo a NBR 6118:2014 para concreto armado com classe de agressividade ambiental a abertura de fissuras deve ser menor ao igual a 0,3 mm com a combinação frequente de ações, logo todos os tramos e apoios apresentam valores menores que o limite.

#### 4.3.1.5 Detalhamento da armadura

A armadura longitudinal deve ser detalhada respeitando as distâncias efetivas utilizadas nos cálculos anteriores. Foi considerado que todas as armaduras positivas cheguem até o apoio e que as armaduras negativas estarão dispostas em uma única camada ao longo da mesa. Os comprimentos adotados foram iguais ou maiores que os comprimentos mínimos em todos os casos. O detalhamento completo das armaduras pode ser verificado no Desenho 02 do apêndice.

Para as armaduras de flexão positivas considerou-se a utilização de ganchos nos apoios extremos e nos apoios intermediários uma ancoragem de  $10 \Phi$ . O comprimento das barras nos tramos 2, 3 e 4 final adotado foi de 7,300 m, respeitando o comprimento mínimo de  $7,200 \text{ m} = 0,100 + 7,000 + 0,100$ . Para o comprimento de ancoragem nos apoios das barras dos tramos 1 e 5 os resultados são apresentados na Tabela 13.

Tabela 13 - Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 7,200 m

Tramo	$l_b$ (m)	$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b,nec}$ (m)	$l_{b,min}$ (m)	$l_{gancho}$ (m)	$l_{ef}$ (m)	$l_{total}$ (m)
1	0,471	0,818	2,454	0,110	0,141	0,159	0,256	7,381
5	0,471	0,818	2,454	0,110	0,141	0,159	0,256	7,381

Fonte: Autoria própria.

Para as armaduras de flexão negativas considerou-se o comprimento de um ponto de momento fletor nulo ao outro, acrescido da decalagem do diagrama  $a_l$  e do  $l_{b,nec}$ . Os comprimentos adotados estão na Tabela 14.

Tabela 14- Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 7,200 m

Apoio	$\Phi$ (cm)	$a_l$ (m)	$l_b$ (m)	$A_{s,cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b,nec}$ (m)	$l_0$ (m)	$l_{total}$ (m)
2	1,25	0,154	0,471	2,867	3,682	0,367	3,450	4,491
3	1,25	0,154	0,471	2,078	2,454	0,399	2,970	4,075
4	1,25	0,154	0,471	2,078	2,454	0,399	2,960	4,065
5	1,25	0,154	0,471	2,867	3,682	0,367	3,450	4,491

Fonte: Autoria própria.

Para melhorar o funcionamento da laje, na mesa será acrescentada uma armadura de distribuição nas duas direções, com valor de  $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  em cada direção, sendo composta por barras de  $\Phi 5.0$  com espaçamento de  $0,200 \text{ m}$ . Além disso, nas nervuras transversais serão utilizados  $2 \Phi 10.0$  por nervura.

#### 4.3.1 Vãos de 9,500 m

Para o vão efetivo de  $9,500 \text{ m}$  inicialmente manteve-se a seção transversal utilizada para o vão anterior, porém, ao se verificar o ELS a viga apresentou uma deformação muito acima da deformação limite e com isso optou-se por mudar a seção transversal para uma seção com a altura da mesa  $h_f$  de  $0,100 \text{ m}$  e a altura da nervura de  $0,325 \text{ m}$  e as demais dimensões apresentadas na Figura 13. A largura colaborante  $b_f$  da seção é determinada segundo a Figura 6 e é de  $0,600 \text{ m}$ .

As cargas atuantes na laje do edifício comercial são as cargas permanentes, que são o peso da laje, obtido com as dimensões da seção transversal com valor característico de 4,805 kN/m<sup>2</sup>, e o peso do revestimento, considerado com valor característico de 1,000 kN/m<sup>2</sup> e a carga acidental, considerada como 2,000 kN/m<sup>2</sup> em seu valor característico. Para o projeto foi utilizado concreto com  $f_{ck}$  de 25 MPa, aço CA-50, com cobrimento de 2,5 cm para a armadura, cimento CP IV, brita 1 e tempo de escoramento de 14 dias após a concretagem.

#### 4.3.1.1 ELU de Flexão

Inicialmente será calculada a armadura necessária através do ELU de flexão da viga, com a combinação de ações últimas normais e os coeficientes obtidos da Tabela 11.1 em anexo. Multiplicando pela distância entre eixos das nervuras se obtém o valor final utilizado. A viga com o carregamento  $F_d$  é mostrada na Figura 24.

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk}$$

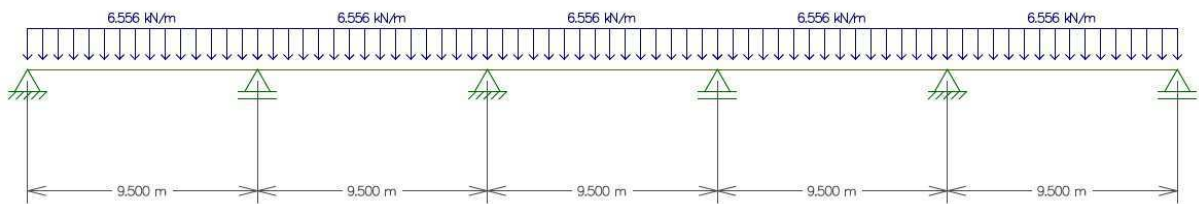
$$F_d = 1,4 \cdot (4,805 + 1,000) + 1,4 \cdot 2,000$$

$$F_d = 10,927 \text{ kN/m}^2$$

$$F_d = 10,927 \cdot 0,600$$

$$F_d = 6,556 \text{ kN/m/nervura}$$

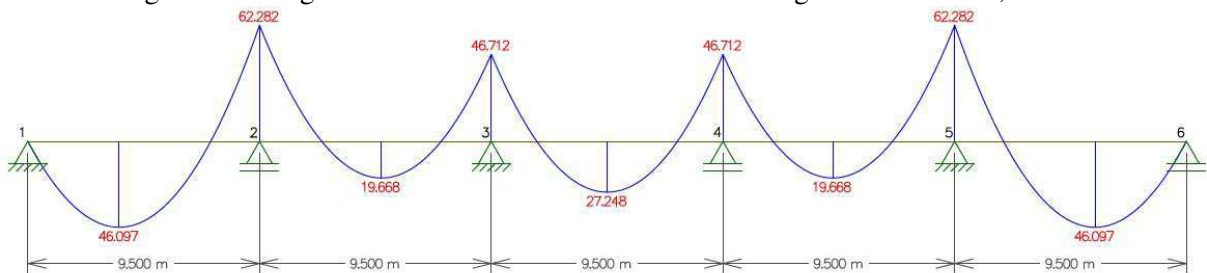
Figura 24 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento  $F_d$



Fonte: Autoria própria.

Os esforços solicitantes obtidos são os esforços cortantes e momentos fletores. O diagrama de momentos fletores está na Figura 25.

Figura 25 - Diagrama de momentos fletores com  $F_d$  da viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

O domínio de deformações é obtido com a determinação da posição da linha neutra ( $LN$ ), através do momento solicitante de cálculo ( $M_{Sd}$ ) e das características da seção transversal. Para os momentos positivos utilizou-se o momento de engastamento perfeito para os tramos 2 e 4, de 24,654 kNm. Assim é possível calcular a área de aço necessária ( $A_{S1}$ ) para resistir ao  $M_{Sd}$  positivo, que deve respeitar o  $A_{S,min} = 1,509 \text{ cm}^2$ .

Em todos os tramos as seções possuem a  $LN$  na mesa e são calculadas como uma seção retangular de largura  $b_f$ . As seções encontram-se no domínio 2 de deformações. Os resultados são apresentados na Tabela 15.

Tabela 15 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 9,500 m

Tramo	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S1,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S1,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$M_{Rd}$ (kNm)
1	46,097	0,378	0,017	0,045	2,857	3 $\Phi$ 12.5	3,682	59,086
2	24,654	0,390	0,009	0,022	1,467	2 $\Phi$ 10.0	1,571	26,379
3	27,248	0,389	0,010	0,025	1,628	2 $\Phi$ 12.5	2,454	40,859
4	24,654	0,390	0,009	0,022	1,467	2 $\Phi$ 10.0	1,571	26,379
5	46,097	0,378	0,017	0,045	2,857	3 $\Phi$ 12.5	3,682	59,086

Fonte: Autoria própria.

Para os momentos negativos nos apoios a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  igual a 0,125 m. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 16. A altura útil foi determinada considerando que todas as barras serão colocadas em uma única camada, considerando o espaçamento horizontal mínimo entre elas, na mesa de concreto. O  $M_{Rd}$  da seção nos apoios 2 e 5 é de 70,965 kNm e nos apoios 3 e 4 é de 55,474 kNm.

Tabela 16 - Resultados do ELU de flexão negativo da viga com vãos de 9,500 m

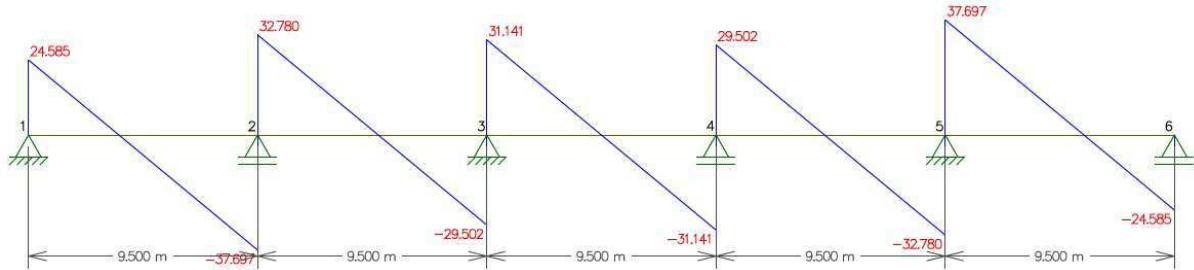
Apoio	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$x_{ef}$ (m)	$x_{ef}/d_{ef}$
2	62,282	0,389	0,120	0,310	4,206	4 $\Phi$ 12.5	4,909	0,141	0,362
3	46,712	0,389	0,087	0,224	3,035	3 $\Phi$ 12.5	3,682	0,105	0,271
4	46,712	0,389	0,087	0,224	3,035	3 $\Phi$ 12.5	3,682	0,105	0,271
5	62,282	0,389	0,120	0,310	4,206	4 $\Phi$ 12.5	4,909	0,141	0,362

Fonte: Autoria própria.

#### 4.3.1.2 ELU de Cisalhamento

Para o estado limite último de cisalhamento utiliza-se o mesmo valor de cálculo das combinações últimas normais, que resultando no diagrama de esforços cortantes apresentado na Figura 26.

Figura 26 - Diagrama de esforços cortantes com Fd da viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

Para o ELU de cisalhamento com o uso do modelo II, adotou-se o ângulo de inclinação de  $\alpha = 90^\circ$ , pois os estribos estarão na vertical. Além disso, as diagonais de compressão estarão inclinadas com o ângulo  $\theta$  de  $30^\circ$  em relação ao eixo longitudinal.

Para considerar se a armadura transversal pode ser dispensada ou não se considera o esforço cortante solicitante  $V_{Sd}$  a uma distância  $d$  da face do apoio e nesse caso será considerado o esforço solicitante à esquerda e à direita do tramo, que pode ser diferente. Os valores de  $V_{Rd1}$  e  $V_{Sd}$  estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 9,500 m

Tramo	As1 (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	d (cm)	$\kappa$	$V_{Rd1}$ (kN)	$V_{Sd,esq}$ (kN)	$V_{Sd,dir}$ (kN)
1	3,682	0,008	37,792	1,222	27,982	22,104	<b>35,152</b>
2	1,571	0,003	39,000	1,210	25,133	<b>30,223</b>	<b>26,945</b>
3	2,454	0,005	38,875	1,211	26,458	<b>28,589</b>	<b>28,589</b>
4	1,571	0,003	39,000	1,210	25,133	<b>26,945</b>	<b>30,223</b>
5	3,682	0,008	37,792	1,222	27,982	<b>35,152</b>	22,104

Fonte: Autoria própria.

Nas seções em que houver necessidade de armadura transversal, esta estará disposta numa faixa a partir da face do apoio até o ponto em que o  $V_{Sd}$  seja igual ao  $V_{Rd1}$  e a armadura possa ser dispensada. O resultado pode ser observado na Tabela 18.

Tabela 18 - Armadura transversal da viga de 9,500 m

Tramo	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_{c0}$ (kN)	$V_{Sw}$ (kN)	$A_{Sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{Sw,min}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	Faixa (m)
1 <sub>dir</sub>	35,152	177,525	36,351	-1,199	-0,008	1,069	1,310
2 <sub>esq</sub>	30,223	183,199	37,513	-7,290	-0,048	1,069	1,070
2 <sub>dir</sub>	26,945	183,199	37,513	-10,568	-0,069	1,069	0,567
3 <sub>esq</sub>	28,589	182,612	37,392	-8,803	-0,058	1,069	0,614
3 <sub>dir</sub>	28,589	182,612	37,392	-8,803	-0,058	1,069	0,614
4 <sub>esq</sub>	26,945	183,199	37,513	-10,568	-0,069	1,069	0,567
4 <sub>dir</sub>	30,223	183,199	37,513	-7,290	-0,048	1,069	1,070
5 <sub>esq</sub>	35,152	177,525	36,351	-1,199	-0,008	1,069	1,310

Fonte: Autoria própria.

Como em todas as seções  $V_{Sd}$  é menor do que  $V_{c0}$ ,  $V_c$  é igual a  $V_{c0}$ . Como o  $V_{Sd}$  é menor do que  $V_{c0}$  a parcela dos mecanismos complementares é suficiente para resistir aos esforços solicitantes, porém, nesse caso deve ser utilizada a armadura mínima nessas seções.

Para a armadura mínima optou-se por utilizar  $\Phi$  5.0, para o espaçamento deve ser observado que a NBR 6118:2014 também apresenta os espaçamentos mínimos e máximos em que a armadura transversal deve ser disposta. Nesse caso, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$\text{- se } V_d \leq 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm};$$

$$\text{- se } V_d > 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}.$$

#### 4.3.1.3 ELS-DEF

Para o estado limite de serviço de deformação excessiva deve ser utilizada a combinação quase permanente de serviço (CQP) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 27 e o diagrama de momentos fletores está na Figura 28.

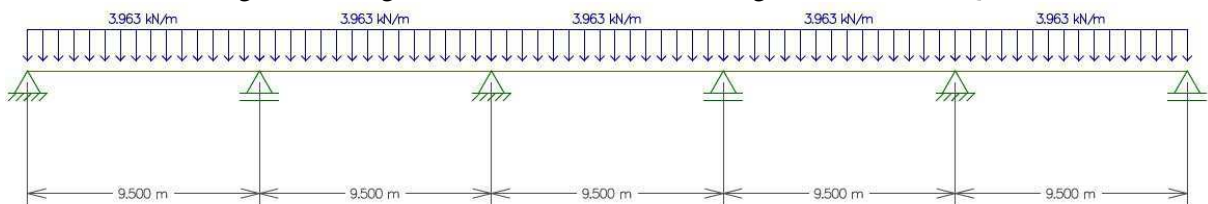
$$F_{d,ser} = (4,805 + 1,000) + 0,4 \cdot 2,000$$

$$F_{d,ser} = 6,605 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{d,ser} = 6,605 \cdot 0,6$$

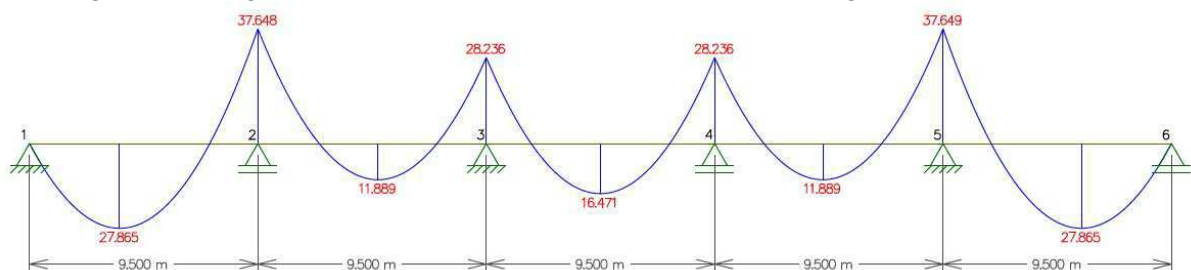
$$F_{d,ser} = 3,963 \text{ kN/m/nervura}$$

Figura 27 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CQP



Fonte: Autoria própria.

Figura 28 - Diagrama de momentos fletores com  $F_{d,ser}$  CQP da viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

As características da seção transversal no Estádio I foram obtidas considerando a seção homogeneizada composta por aço e concreto. Então se obteve a inércia da seção no Estádio II puro ( $I_{x,II_0}$ ) onde todo o concreto da região fissurada é desprezado. Os resultados encontrados para a seção onde atuam os momentos positivos são apresentados na Tabela 19. Para as seções onde atuam os momentos negativos os resultados estão na Tabela 20.

Tabela 19 - Características da seção transversal da viga com largura bf e vãos de 9,500 m

Tramo	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
1	1034,585	14,242	166300,107	6,543	36867,228
2	1018,340	13,881	157863,100	5,556	18709,611
3	1025,135	14,045	162004,730	6,003	27384,620
4	1018,340	13,881	157863,100	5,556	18709,611
5	1034,585	14,242	166300,107	6,543	36867,228

Fonte: Autoria própria.

Tabela 20 - Características da seção transversal da viga com largura bw e vãos de 9,500 m

Apoio	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
2	569,028	22,420	90920,446	13,234	37722,447
3	559,585	22,142	88320,608	11,781	30316,432
4	559,585	22,142	88320,608	11,781	30316,432
5	569,028	22,420	90920,446	13,234	37722,447

Fonte: Autoria própria.

Como nem toda a viga vai estar fissurada com o carregamento de serviço calcula-se o momento de fissuração da seção onde atua o momento positivo ( $M_{rp}$ ) e da seção onde atua o momento negativo ( $M_{rn}$ ) para assim determinar a inércia equivalente ( $I_{eq}$ ) do trecho considerando o momento atuante. Os resultados encontrados estão na Tabela 21.

Tabela 21 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 9,500 m

	$M_1$ (kNm)	$M_v$ (kNm)	$M_2$ (kNm)	$a_1$ (m)	$a_v$ (m)	$a_2$ (m)	$M_{rp}$ (kNm)	$M_{rn}$ (kNm)
1	0,000	27,865	37,648	0,000	7,500	2,000	18,114	
2	37,648	11,889	28,236	2,550	4,900	2,050	16,978	13,937
3	28,236	16,471	28,236	1,870	5,760	1,870	17,524	13,354
4	28,236	11,889	37,648	2,050	4,900	2,550	16,978	13,354
5	37,648	27,865	0,000	2,000	7,500	0,000	18,114	13,937

Fonte: Autoria própria.

Com a inércia equivalente de cada trecho se obtém a inércia equivalente ponderada ( $I_{eq}$ ) de cada tramo da viga considerando a variação dos momentos positivos e negativos. Os resultados estão na Tabela 22.



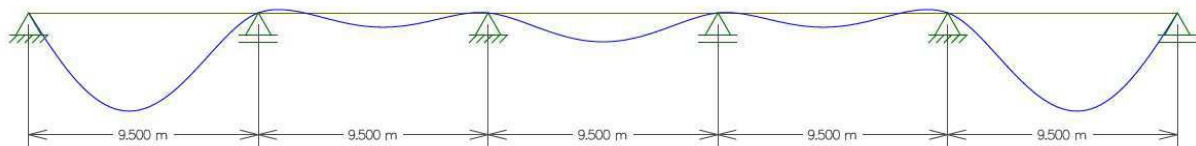
Tabela 22 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 9,500 m

Tramo	$I_{m1}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{mv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{m2}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{eq}$ (cm <sup>4</sup> )
1	0,000	72424,124	40421,174	65686,661
2	40421,174	157863,100	36451,904	100139,957
3	36451,904	162004,730	36451,904	112576,565
4	36451,904	157863,100	40421,174	100139,957
5	40421,174	72424,124	0,000	65686,661

Fonte: Autoria própria.

Com a inércia equivalente resultante a flecha imediata foi obtida com o uso do programa de análise plana *Ftool* (2015). As deformações na viga podem ser vistas na Figura 29. Nos tramos 2, 3 e 4 a viga possui fissuras apenas próximas aos apoios onde o momento negativo atuante é maior do que o momento de fissuração, logo nesses tramos a deformação é bem menor que nos tramos 1 e 5, onde há mais trechos fissurados.

Figura 29- Deformações na viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

A flecha total é determinada multiplicando a flecha imediata por um fator  $\alpha_f$  calculado abaixo, considerando que a viga terá um escoramento de 14 dias, pode-se obter  $\xi(t_0)$  e calcular  $\alpha_f$ , onde  $\rho'$  é zero, pois a viga não possui armadura comprimida.

$$\xi(t) = 0,68 \cdot 0,996^{14/30} \cdot 14/30^{0,32}$$

$$\xi(t) = 0,532$$

$$\alpha_f = 2 - 0,532 = 1,468$$

Os valores de flechas encontrados para cada tramo estão apresentados na Tabela 19. A flecha limite é dada por  $l/250$  e é igual a 38 mm. Como pode ser observado, todas as flechas totais ficaram abaixo desse limite.

Tabela 23 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 9,500 m

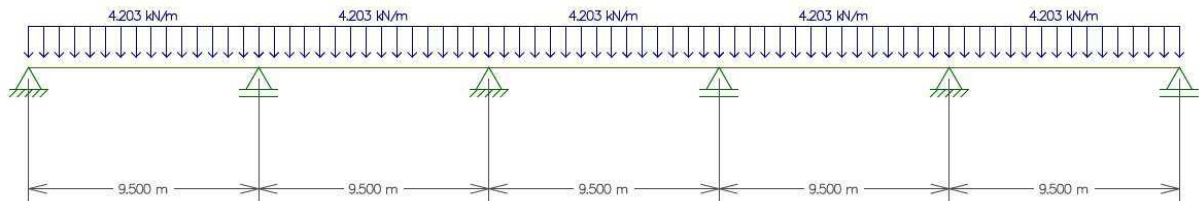
Tramo	Flecha imediata (mm)	$\alpha_f$	Flecha total (mm)
1	11,470	1,468	28,310
2	1,598	1,468	3,944
3	3,505	1,468	8,651
4	1,598	1,468	3,944
5	11,470	1,468	28,310

Fonte: Autoria própria.

#### 4.3.1.4 ELS-W

Para o estado limite de serviço de abertura de fissuras deve ser utilizada a combinação frequente de serviço (CF) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 30.

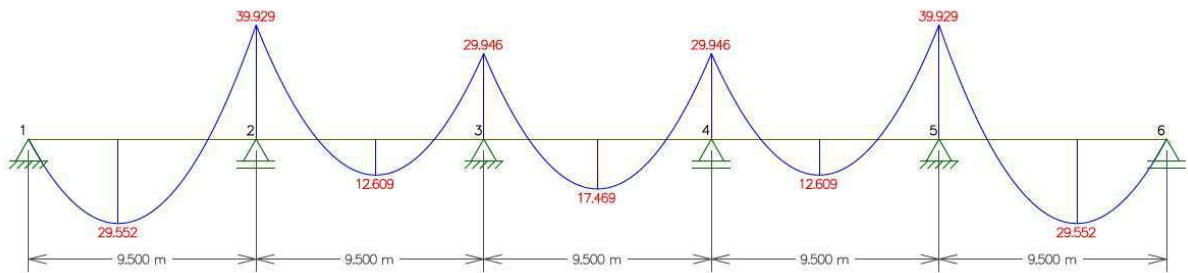
Figura 30 - Viga com vãos de 9,500 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CF



Fonte: Autoria própria.

Com a combinação frequente se obtém o diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 31. O momento máximo atuante em cada tramo e em cada apoio é considerado na determinação da abertura de fissuras.

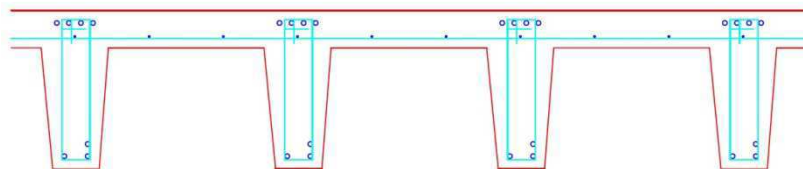
Figura 31 - Diagrama de momentos fletores com  $F_{d,ser}$  CF da viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

A área crítica é obtida considerando o detalhamento da armadura na seção transversal. Para os tramos 1 e 5 a seção é apresentada na Figura 32.

Figura 32 - Seção transversal da viga com vãos de 9,500 m



Fonte: Autoria própria.

Calcula-se a abertura de fissuras utilizando as duas fórmulas apresentadas no capítulo 3 com a quantidade de armadura resultante do cálculo do ELU de flexão, sendo válido o menor valor entre os dois encontrados. A Tabela 24 apresenta os resultados encontrados para os momentos positivos máximos nos tramos.

Tabela 24 - Abertura de fissuras nos tramos da viga com vãos de 9,500 m

Tramo	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
1	29,552	12,5	3,682	176,038	0,021	6,543	256,843	0,163	<b>0,128</b>
2	12,609	10,0	1,571	137,500	0,011	5,556	239,984	<b>0,114</b>	0,161
3	17,469	12,5	2,454	162,500	0,015	6,003	216,552	<b>0,116</b>	0,142
4	12,609	10,0	1,571	137,500	0,011	5,556	239,984	<b>0,114</b>	0,161
5	29,552	12,5	3,682	176,038	0,021	6,543	256,843	0,163	<b>0,128</b>

Fonte: Autoria própria.

Com os momentos máximos atuantes nos apoios também devem ser verificadas as aberturas de fissuras nos apoios. Nesse caso, a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  de 0,125 m e a área crítica é determinada considerando o posicionamento das barras na mesa de concreto. Os resultados são apresentados na Tabela 25.

Tabela 25- Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 9,500 m

Apoio	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
2	39,929	12,5	4,909	372,156	0,013	13,234	317,215	0,249	<b>0,234</b>
3	29,946	12,5	3,682	372,156	0,010	11,781	300,182	<b>0,223</b>	0,285
4	29,946	12,5	3,682	372,156	0,010	11,781	300,182	<b>0,223</b>	0,285
5	39,929	12,5	4,909	372,156	0,013	13,234	317,215	0,249	<b>0,234</b>

Fonte: Autoria própria.

Segundo a NBR 6118:2014 para concreto armado com classe de agressividade ambiental a abertura de fissuras deve ser menor ao igual a 0,3 mm com a combinação frequente de ações, logo todos os tramos apresentam valor menor que o limite.

#### 4.3.1.5 Detalhamento da armadura

A armadura longitudinal deve ser detalhada respeitando as distâncias efetivas utilizadas nos cálculos anteriores. Foi considerado que todas as armaduras positivas cheguem até o apoio e que as armaduras negativas estarão dispostas em uma única camada ao longo da mesa. Os comprimentos adotados foram iguais ou maiores que os comprimentos mínimos em todos os casos. O detalhamento completo das armaduras pode ser verificado no Desenho 04 do apêndice.

Para as armaduras de flexão positivas considerou-se a utilização de ganchos nos apoios extremos e nos apoios intermediários uma ancoragem de  $10 \Phi$ . O comprimento das barras nos tramos 2 e 4 final adotado foi de 9,600 m, respeitando o comprimento mínimo de  $9,500 \text{ m} = 0,100 + 9,300 + 0,100$ . Para o tramo 3 o comprimento adotado foi de 9,600 m,

respeitando o comprimento mínimo de  $9,550 \text{ m} = 0,125 + 9,300 + 0,125$ . Para o comprimento de ancoragem nos apoios das barras dos tramos 1 e 5 os resultados são apresentados na Tabela 26.

Tabela 26 - Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 9,500 m

Tramo	$l_b$ (m)	$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b,nec}$ (m)	$l_{b,mín}$ (m)	$l_{gancho}$ (m)	$l_{ef}$ (m)	$l_{total}$ (m)
1	0,471	1,227	3,682	0,110	0,141	0,159	0,256	9,681
5	0,471	1,227	3,682	0,110	0,141	0,159	0,256	9,681

Fonte: Autoria própria.

Para as armaduras de flexão negativas considerou-se o comprimento de um ponto de momento fletor nulo ao outro, acrescido da decalagem do diagrama  $a_l$  e do  $l_{b,nec}$ . Os comprimentos adotados estão na Tabela 27.

Tabela 27 - Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 9,500 m

Apoio	$\Phi$ (cm)	$a_l$ (m)	$l_b$ (m)	$A_{s,cal}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b,nec}$ (m)	$l_0$ (m)	$l_{total}$ (m)
2	1,25	0,204	0,471	4,206	4,909	0,404	4,550	5,764
3	1,25	0,204	0,471	3,035	3,682	0,388	3,920	5,104
4	1,25	0,204	0,471	3,035	3,682	0,388	3,920	5,104
5	1,25	0,204	0,471	4,206	4,909	0,404	4,550	5,764

Fonte: Autoria própria.

Para melhorar o funcionamento da laje, na mesa será acrescentada uma armadura de distribuição nas duas direções, com valor de  $0,9 \text{ cm}^2/\text{m}$  em cada direção, sendo composta por barras de  $\Phi 5.0$  com espaçamento de  $0,200 \text{ m}$ . Além disso, nas nervuras transversais serão utilizados  $2 \Phi 12.5$  por nervura.

#### 4.3.1 Vãos de 11,200 m

Para o vão efetivo de  $11,200 \text{ m}$  escolheu-se manter a seção transversal utilizada anteriormente para o vão de  $9,500 \text{ m}$  com a altura total de  $0,425 \text{ m}$ , sendo a altura da mesa  $h_f$  de  $0,100 \text{ m}$  e a altura da nervura de  $0,325 \text{ m}$  e as demais dimensões apresentadas na Figura 13. A largura colaborante  $b_f$  da seção é determinada segundo a Figura 6 e é de  $0,600 \text{ m}$ .

As cargas atuantes na laje do edifício comercial são a carga permanente e a carga accidental. A carga permanente inclui o peso da laje, obtido com as dimensões da seção transversal com valor característico de  $4,805 \text{ kN/m}^2$ , e o peso do revestimento, considerado com valor característico de  $1,000 \text{ kN/m}^2$ . A carga accidental é considerada como  $2,000 \text{ kN/m}^2$  em seu valor característico.

Para o projeto foi utilizado concreto com  $f_{ck}$  de 25 MPa, aço CA-50, com cobrimento de 2,5 cm para a armadura, cimento CP IV, brita 1 e tempo de escoramento de 14 dias após a concretagem.

#### 4.3.1.1 ELU de Flexão

Inicialmente será calculada a armadura necessária através do ELU de flexão da viga, com a combinação de ações últimas normais e os coeficientes obtidos da Tabela 11.1 em anexo:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{qk}$$

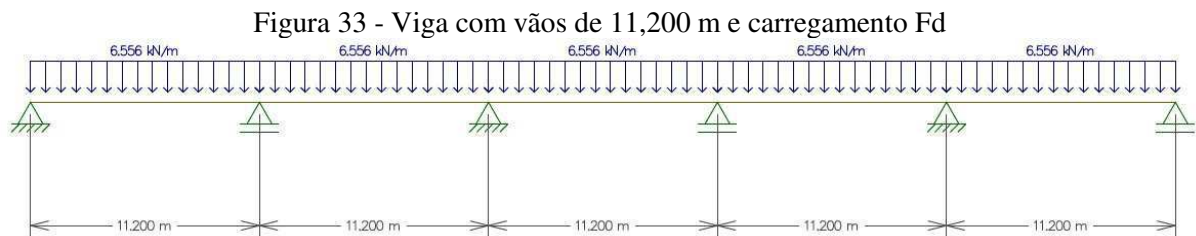
$$F_d = 1,4 \cdot (4,805 + 1,000) + 1,4 \cdot 2,000$$

$$F_d = 10,927 \text{ kN/m}^2$$

Como o valor de cálculo das ações para combinação última ( $F_d$ ) está em  $\text{kN/m}^2$ , multiplicando esse valor pela distância entre eixos das nervuras resulta no valor de cálculo das ações por nervura. A viga com o carregamento  $F_d$  é mostrada na Figura 33.

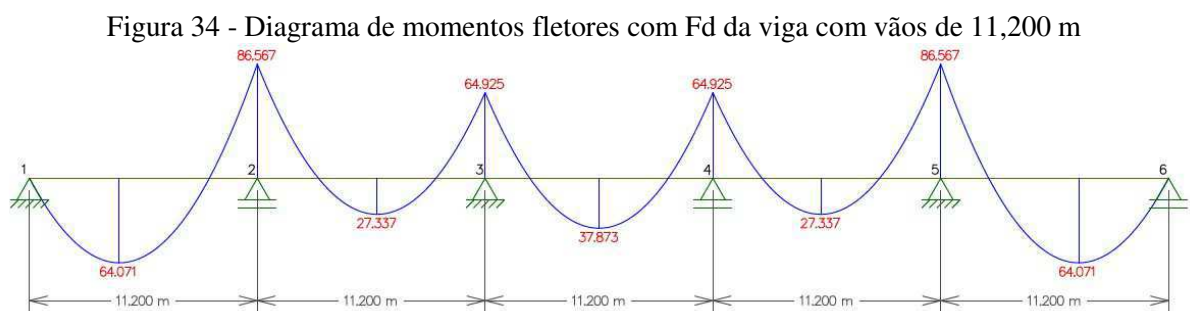
$$F_d = 10,927 \cdot 0,600$$

$$F_d = 6,556 \text{ kN/m/nervura}$$



Fonte: Autoria própria.

Os esforços solicitantes obtidos são os esforços cortantes e momentos fletores. O diagrama de momentos fletores está na Figura 34, que são os esforços solicitantes para a verificação do ELU de flexão, para momentos positivos e negativos.



Fonte: Autoria própria.

Para o dimensionamento dessa viga no ELU se optou por realizar uma análise linear com redistribuição dos esforços, pois os momentos atuantes nos apoios 2 e 5 são maiores do que o momento resistido pela seção considerando a zona de boa ductilidade. Para o ELS as verificações de combinações de carregamentos serão baseadas na análise linear sem redistribuição. A seguir são apresentadas algumas considerações feitas para a análise.

Segundo LEONHARDT (1979) nas estruturas hiperestáticas, diferente das estruturas isostáticas, a capacidade resistente não é esgotada se uma única seção transversal atinge o limite de escoamento do aço ou deformação limite do concreto. A deformação plástica em tais pontos gera uma redistribuição dos esforços nas zonas adjacentes. Somente se perde a capacidade resistente quando se inicia o escoamento em um vão e nas zonas dos apoios que a ele estão ligadas.

Quando na seção do apoio em que há o máximo momento negativo o aço atingir o limite de escoamento, com a contínua aplicação da solicitação a curvatura rapidamente aumenta nessa seção, em um pequeno trecho, formando uma rótula plástica. A capacidade de rotação dos elementos é determinada a partir da posição da linha neutra (*LN*) no ELU, por isso a NBR 6118:2014 apresenta limites para a redistribuição considerando a posição da *LN*.

Na análise linear com redistribuição de vigas contínuas os momentos negativos máximos nos apoios são reduzidos e os momentos positivos nos apoios são aumentados, de maneira a manter o equilíbrio da estrutura. A redistribuição é realizada multiplicando-se o momento máximo do apoio por um coeficiente de redistribuição  $\delta$  e os demais momentos são corrigidos. O coeficiente de redistribuição  $\delta$  deve ser maior ou igual a 0,90 para estruturas de nós móveis e maior ou igual a 0,75 para qualquer outro caso.

Nas seções em que o momento for reduzido a profundidade da *LN* nessa seção  $x/d$  deve ser limitada para concretos com  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  por:

$$x/d \leq (\delta - 0,44)/1,25$$

Quando a posição da *LN* for limitada também em  $x/d \leq 0,25$ , se  $f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}$  é dispensada a verificação explícita da capacidade de rotação plástica.

Considerando um coeficiente de redistribuição  $\delta = 0,25$  para os momentos nos apoios 2 e 5 e equilibrando os momentos da demais seções tem-se para os momentos positivos nos

tramos os resultados apresentados na Tabela 28. Em todos os tramos as seções possuem a  $LN$  na mesa e são calculadas como uma seção retangular de largura  $b_f$ . As seções encontram-se no domínio 2 de deformações.

Tabela 28 - Resultados do ELU de flexão positivo da viga com vãos de 11,200 m

Tramo	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S1,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S1,ef}$ (cm <sup>2</sup> )
1	72,897	0,373	0,028	0,074	4,639	4 $\Phi$ 12.5	4,909
2	35,185	0,389	0,013	0,032	2,109	2 $\Phi$ 12.5	2,454
3	32,464	0,389	0,012	0,030	1,944	2 $\Phi$ 12.5	2,454
4	35,185	0,389	0,013	0,032	2,109	2 $\Phi$ 12.5	2,454
5	72,897	0,373	0,028	0,074	4,639	4 $\Phi$ 12.5	4,909

Fonte: Autoria própria.

Para os momentos negativos nos apoios a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  igual a 0,125 m. Nos apoios 2 e 5 se utilizou armadura dupla para manter o  $x/d \leq 0,248$  e respeitar as condições apresentadas na Norma para a redistribuição. Os resultados para os apoios com armadura dupla são apresentados na Tabela 29. Para funcionar como armadura comprimida as barras da armadura de flexão positiva possuem ancoragem no apoio com o comprimento de traspasse das barras.

Tabela 29 - Resultados do ELU de flexão negativo dos apoios 2 e 5 da viga com vãos de 11,200 m

Apoio	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	$A_{S,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A'_{S,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$x_{ef}$ (m)	$x_{ef}/d_{ef}$
2	64,928	0,389	4,909	4 $\Phi$ 12.5	2,454	2 $\phi$ 12.5	0,070	0,181
5	64,928	0,389	4,909	4 $\Phi$ 12.5	2,454	2 $\phi$ 12.5	0,070	0,181

Fonte: Autoria própria.

Para os apoios 3 e 4 os momentos solicitantes foram determinados considerando o equilíbrio da viga. Os resultados obtidos estão na Tabela 30. As seções encontram-se no domínio 3 de deformações, dentro da zona de boa ductilidade.

Tabela 30 - Resultados do ELU de flexão negativo dos apoios 3 e 4 da viga com vãos de 11,200 m

Apoio	$M_{Sd}$ (kNm)	d (m)	x (m)	x/d	$A_{S,nec}$ (cm <sup>2</sup> )	Armadura	$A_{S,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$x_{ef}$ (m)	$x_{ef}/d_{ef}$
3	70,334	0,389	0,139	0,358	4,856	4 $\Phi$ 12.5	4,909	0,141	0,362
4	70,334	0,389	0,139	0,358	4,856	4 $\Phi$ 12.5	4,909	0,141	0,362

Fonte: Autoria própria.

#### 4.3.1.2 ELU de Cisalhamento

Para o estado limite último de cisalhamento se utiliza os valores obtidos da redistribuição dos momentos, considerando o equilíbrio da seção.

Com o uso do modelo II, adotou-se o ângulo de inclinação de  $\alpha = 90^\circ$ , pois se houver necessidade de estribos, estes estarão na vertical. Além disso, as diagonais de compressão estarão inclinadas com o ângulo  $\theta$  de  $30^\circ$  em relação ao eixo longitudinal.

Para considerar se a armadura transversal pode ser dispensada ou não se considera o esforço cortante solicitante  $V_{Sd}$  a uma distância  $d$  da face do apoio e nesse caso será considerado o esforço solicitante à esquerda e à direita do tramo, que pode ser diferente. Os valores de  $V_{Rd1}$  e  $V_{Sd}$  estão apresentados na Tabela 31.

Tabela 31 - Resultados do ELU de cisalhamento da viga com vãos de 11,200 m

Tramo	As1 (cm <sup>2</sup> )	$\rho_1$	d (cm)	$\kappa$	$V_{Rd1}$ (kN)	$V_{Sd,esq}$ (kN)	$V_{Sd,dir}$ (kN)
<b>1</b>	4,909	0,011	37,250	1,228	29,718	28,468	<b>40,070</b>
<b>2</b>	2,454	0,005	38,875	1,211	26,458	<b>33,683</b>	<b>34,647</b>
<b>3</b>	2,454	0,005	38,875	1,211	26,458	<b>34,163</b>	<b>34,163</b>
<b>4</b>	2,454	0,005	38,875	1,211	26,458	<b>34,647</b>	<b>33,683</b>
<b>5</b>	4,909	0,011	37,250	1,228	29,718	<b>40,070</b>	28,468

Fonte: Autoria própria.

Nas seções em que houver necessidade de armadura transversal, esta estará disposta numa faixa a partir da face do apoio até o ponto em que o  $V_{Sd}$  seja igual ao  $V_{Rd1}$  e a armadura possa ser dispensada. Nas seções em que  $V_{Sd}$  é menor do que  $V_{c0}$ ,  $V_c$  é igual a  $V_{c0}$ , nas seções em que  $V_{Sd}$  é maior do que  $V_{c0}$ ,  $V_c$  é igual a  $V_{c1}$ . Nas seções em que  $V_{Sd}$  é menor do que  $V_{c0}$  a parcela dos mecanismos complementares é suficiente para resistir aos esforços solicitantes, porém, nesse caso deve ser utilizada a armadura mínima nessas seções. O resultado pode ser observado na Tabela 32.

Tabela 32 - Armadura transversal da viga de 11,200 m

Tramo	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_{c0}$ (kN)	$V_{Sw}$ (kN)	$A_{Sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{Sw,mín}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	Faixa (m)
<b>2<sub>esq</sub></b>	33,683	182,612	37,392	-3,709	-0,024	1,069	1,391
<b>2<sub>dir</sub></b>	34,647	182,612	37,392	-2,745	-0,018	1,069	1,532
<b>3<sub>esq</sub></b>	34,163	182,612	37,392	-3,229	-0,021	1,069	1,464
<b>3<sub>dir</sub></b>	34,163	182,612	37,392	-3,229	-0,021	1,069	1,464
<b>4<sub>esq</sub></b>	34,647	182,612	37,392	-2,745	-0,018	1,069	1,532
<b>4<sub>dir</sub></b>	33,683	182,612	37,392	-3,709	-0,024	1,069	1,392

Fonte: Autoria própria.

Para os esforços solicitante no tramo 1 à esquerda e no tramo 5 à direita o  $V_{Sd}$  é maior do que  $V_{c0}$ , e  $V_c$  é igual a  $V_{c1}$ . Nesses dois casos os resultados obtidos estão na Tabela 33. Como  $A_{Sw}/s$  é menor do que  $A_{Sw,mín}/s$  essas faixas terão armadura mínima.



Tabela 33 - Armadura transversal

Tramo	$V_{Sd}$ (kN)	$V_{Rd2}$ (kN)	$V_{c1}$ (kN)	$V_{Sw}$ (kN)	$A_{Sw}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	$A_{Sw,min}/s$ (cm <sup>2</sup> /m)	Faixa (m)
1 <sub>dir</sub>	40,070	174,979	34,737	5,333	0,037	1,069	1,852
5 <sub>esq</sub>	40,070	174,979	34,737	5,333	0,037	1,069	1,852

Fonte: Autoria própria.

Para a armadura mínima optou-se por utilizar  $\Phi$  5.0, para o espaçamento deve ser observado que a NBR 6118:2014 também apresenta os espaçamentos mínimos e máximos em que a armadura transversal deve ser disposta. Nesse caso, o espaçamento máximo deve atender as seguintes condições:

$$- \text{ se } V_d \leq 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,6 d \leq 300 \text{ mm};$$

$$- \text{ se } V_d > 0,67 V_{Rd2}, \text{ então } s_{m\acute{a}x} = 0,3 d \leq 200 \text{ mm}.$$

#### 4.3.1.3 ELS-DEF

Para o estado limite de serviço de deformação excessiva deve ser utilizada a combinação quase permanente de serviço (CQP) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A redistribuição de momentos não é aplicada nesse caso. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 35.

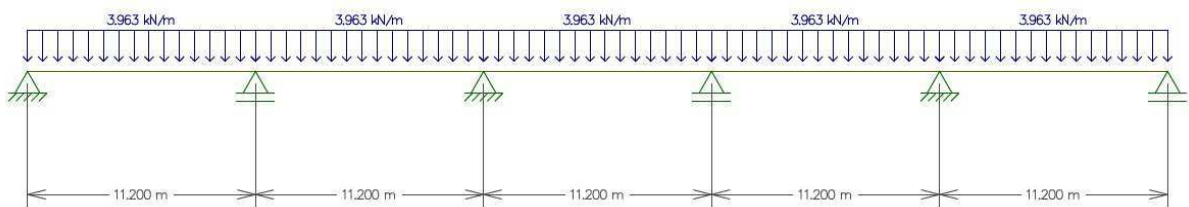
$$F_{d,ser} = (4,805 + 1,000) + 0,4 \cdot 2,000$$

$$F_{d,ser} = 6,605 \text{ kN/m}^2$$

$$F_{d,ser} = 6,605 \cdot 0,6$$

$$F_{d,ser} = 3,963 \text{ kN/m/nervura}$$

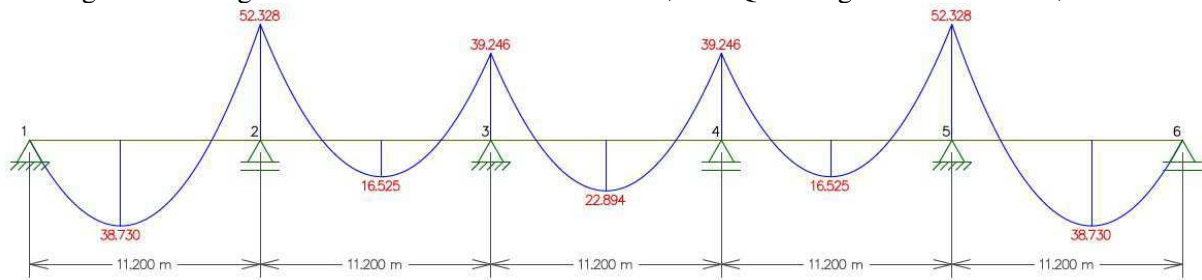
Figura 35 - Viga com vãos de 11,200 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CQP



Fonte: Autoria própria.

Para o estado limite de serviço o esforço solicitante utilizado na verificação é o diagrama de momentos fletores, que é apresentado na Figura 36.

Figura 36 - Diagrama de momentos fletores com Fd, ser CQP da viga com vãos de 11,200 m



Fonte: Autoria própria.

As características da seção transversal no Estádio I foram obtidas considerando a seção homogeneizada composta por aço e concreto, considerando a seção resistente aos momentos positivos com largura  $b_f$  e aos momentos negativos com largura  $b_w$ . Então se obteve a inércia da seção no Estádio II puro ( $I_{x,II_0}$ ) onde todo o concreto da região fissurada é desprezado. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 34 e Tabela 35.

Tabela 34 - Características da seção transversal da viga com largura  $b_f$  e vãos de 11,200 m

Tramo	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
1	1044,028	14,436	170544,493	7,058	45943,463
2	1025,135	14,045	162004,730	6,003	27384,620
3	1025,135	14,045	162004,730	6,003	27384,620
4	1025,135	14,045	162004,730	6,003	27384,620
5	1044,028	14,436	170544,493	7,058	45943,463

Fonte: Autoria própria.

Tabela 35 - Características da seção transversal da viga com largura  $b_w$  e vãos de 11,200 m

Apoio	$A_h$ (cm <sup>2</sup> )	$y_h$ (cm)	$I_h$ (cm <sup>4</sup> )	$x_{II}$ (cm)	$I_{x,II_0}$ (cm <sup>4</sup> )
2	569,026	22,420	90919,901	12,100	37982,265
3	569,028	22,420	90920,446	13,234	37722,447
4	569,028	22,420	90920,446	13,234	37722,447
5	569,026	22,420	90919,901	12,100	37982,265

Fonte: Autoria própria.

Como nem toda a viga vai estar fissurada com o carregamento de serviço calcula-se o momento de fissuração para os momentos positivos ( $M_{rp}$ ) e negativos ( $M_{rn}$ ) da seção. Os resultados encontrados estão na Tabela 36.

Tabela 36 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 11,200 m

	$M_1$ (kNm)	$M_v$ (kNm)	$M_2$ (kNm)	$a_1$ (m)	$a_v$ (m)	$a_2$ (m)	$M_{rp}$ (kNm)	$M_{rn}$ (kNm)
1	0,000	38,730	52,328	0,000	8,840	2,360	18,705	
2	52,328	16,525	39,246	3,010	5,770	2,420	17,524	13,937
3	39,246	22,894	39,246	2,200	6,800	2,200	17,524	13,937
4	39,246	16,525	52,328	2,420	5,770	3,010	17,524	13,937
5	52,328	38,730	0,000	2,360	8,840	0,000	18,705	13,937

Fonte: Autoria própria.

Com a inércia equivalente de cada trecho se obtém a inércia equivalente ponderada ( $I_{eq}$ ) de cada tramo da viga considerando a variação dos momentos positivos e negativos. Os resultados estão na Tabela 37.

Tabela 37 - Inércia equivalente de cada tramo da viga com vãos de 11,200 m

Tramo	$I_{m1}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{mv}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{m2}$ (cm <sup>4</sup> )	$I_{eq}$ (cm <sup>4</sup> )
1	0,000	59978,640	38982,358	55554,423
2	38982,358	162004,730	40104,759	102603,366
3	40104,759	87758,436	40104,759	69037,349
4	40104,759	162004,730	38982,358	102603,366
5	38982,358	59978,640	0,000	55554,423

Fonte: Autoria própria.

Com a inércia equivalente ponderada a flecha imediata foi obtida com o uso do programa de análise plana *Ftool* (2015). A flecha total é determinada multiplicando a flecha imediata por um fator  $\alpha_f$ . Os valores de flechas encontrados para cada tramo estão apresentados na Tabela 38. A flecha limite é dada por  $l/250$  e é igual a 44,8 mm. Como nem todas as flechas totais ficaram abaixo desse limite, nos tramos 1 e 5 será aplicada uma contraflecha no valor de 32 mm que é igual a  $l/350$ .

Tabela 38 - Valor da flecha para cada tramo da viga de 11,200 m

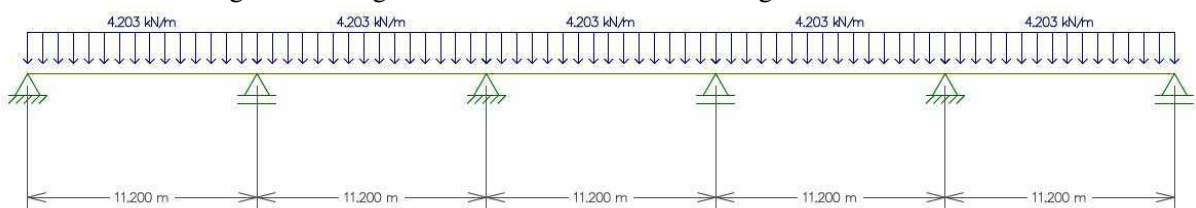
Tramo	Flecha imediata (mm)	$\alpha_f$	Flecha diferida (mm)	Contra-flecha (mm)	Flecha total (mm)
1	28,940	1,468	71,429	32,000	39,429
2	2,934	1,468	7,242		
3	11,750	1,468	29,001		
4	2,934	1,468	7,242		
5	28,940	1,468	71,429	32,000	39,429

Fonte: Autoria própria.

#### 4.3.1.4 ELS-W

Para o estado limite de serviço de abertura de fissuras deve ser utilizada a combinação frequente de serviço (CF) com o coeficiente obtido da Tabela 11.2 em anexo. A viga com o carregamento  $F_{d,ser}$  é mostrada na Figura 37.

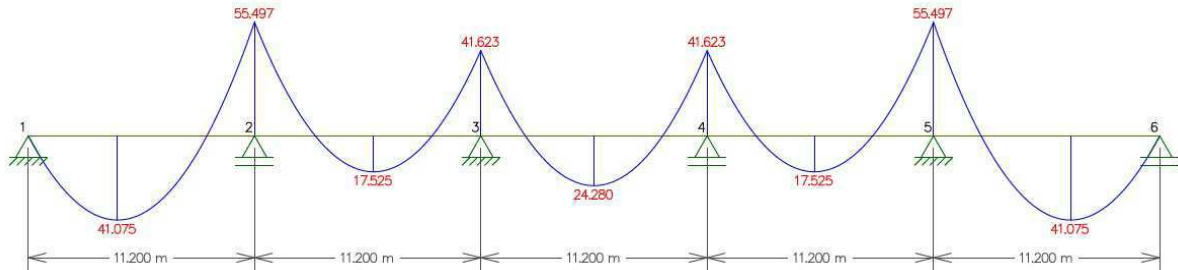
Figura 37 - Viga com vãos de 11,200 m e carregamento  $F_{d,ser}$  CF



Fonte: Autoria própria.

Com a combinação frequente se obtém o diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 38. O momento máximo atuante em cada tramo e em cada apoio é considerado na determinação da abertura de fissuras.

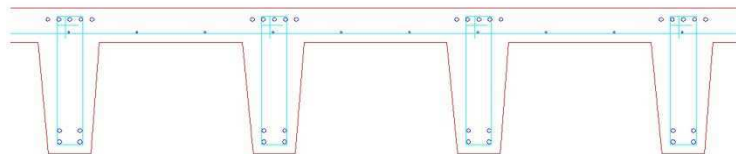
Figura 38 - Diagrama de momentos fletores com  $F_d$ , ser CF da viga com vãos de 11,200 m



Fonte: Autoria própria.

A Figura 39 apresenta a configuração da seção transversal após o detalhamento da armadura nos tramos 1 e 5, utilizada para calcular a área crítica.

Figura 39 - Seção transversal da viga com vãos de 11,200 m



Fonte: Autoria própria.

Calcula-se a abertura de fissuras utilizando as duas fórmulas apresentadas no capítulo 3 com a quantidade de armadura resultante do cálculo do ELU de flexão, sendo válido o menor valor entre os dois encontrados. A Tabela 39 apresenta os resultados encontrados para os momentos positivos máximos nos tramos.

Tabela 39 - Abertura de fissuras na viga com vãos de 11,200 m

Tramo	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
1	41,075	12,5	4,909	182,813	0,027	7,058	277,134	0,190	<b>0,114</b>
2	17,525	12,5	2,454	162,500	0,015	6,003	217,247	<b>0,117</b>	0,142
3	24,280	12,5	2,454	162,500	0,015	6,003	300,984	0,224	<b>0,197</b>
4	17,525	12,5	2,454	162,500	0,015	6,003	217,247	<b>0,117</b>	0,142
5	41,075	12,5	4,909	182,813	0,027	7,058	277,134	0,190	<b>0,114</b>

Fonte: Autoria própria.

Com os momentos máximos atuantes nos apoios também devem ser verificadas as aberturas de fissuras nos apoios. Nesse caso, a seção transversal é considerada retangular com largura  $b_w$  de 0,125 m e a área crítica é determinada considerando o posicionamento das

barras na mesa de concreto. Os resultados são apresentados na Tabela 40. Nos apoios 2 e 5 a armadura comprimida também é considerada no cálculo do  $x_{II}$ .

Tabela 40 - Abertura de fissuras nos apoios da viga com vãos de 11,200 m

Apoio	$M_a$ (kNm)	$\Phi$ (mm)	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{cr}$ (cm <sup>2</sup> )	$\rho_r$	$x_{II}$ (cm)	$\sigma_{si}$ (MPa)	$w_k$ (mm)	$w_k$ (mm)
2	55,497	12,5	4,909	339,583	0,014	12,100	422,248	0,441	<b>0,288</b>
3	41,623	12,5	4,909	339,583	0,014	13,234	330,673	0,271	<b>0,225</b>
4	41,623	12,5	4,909	339,583	0,014	13,234	330,673	0,271	<b>0,225</b>
5	55,497	12,5	4,909	339,583	0,014	12,100	422,248	0,441	<b>0,288</b>

Fonte: Autoria própria.

Segundo a NBR 6118:2014 para concreto armado com classe de agressividade ambiental a abertura de fissuras deve ser menor ao igual a 0,3 mm com a combinação frequente de ações, logo todos os tramos e apoios apresentam valor menor que o limite.

#### 4.3.1.5 Detalhamento da armadura

A armadura longitudinal deve ser detalhada respeitando as distâncias efetivas utilizadas nos cálculos anteriores. Foi considerado que todas as armaduras positivas cheguem até o apoio e que as armaduras negativas estarão dispostas em uma única camada ao longo da mesa. Os comprimentos adotados foram iguais ou maiores que os comprimentos mínimos em todos os casos. O detalhamento completo das armaduras pode ser verificado no Desenho 06 do apêndice.

Para as armaduras de flexão positivas considerou-se a utilização de ganchos nos apoios extremos, nos apoios intermediários 2 e 4 o comprimento de traspasse entre as barras e no apoio 3 uma ancoragem de  $10 \Phi$ . O comprimento das barras nos tramos 2 e 4 final adotado foi de 11,600 m, respeitando o comprimento mínimo de  $11,596 \text{ m} = 0,471 + 11,000 + 0,125$ . Para o tramo 3 o comprimento adotado foi de 11,300 m, respeitando o comprimento mínimo de  $11,250 \text{ m} = 0,125 + 11,000 + 0,125$ .

Para o comprimento de ancoragem nos apoios das barras dos tramos 1 e 5 os resultados são apresentados na Tabela 41.

Tabela 41- Comprimento de ancoragem nos apoios da viga com vãos de 11,200 m

Tramo	$l_b$ (m)	$A_{s,apoio}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s,ef}$ (cm <sup>2</sup> )	$l_{b,nec}$ (m)	$l_{b,mín}$ (m)	$l_{gancho}$ (m)	$l_{ef}$ (m)	$l_{total}$ (m)
1	0,471	1,636	4,909	0,110	0,141	0,159	0,256	11,728
5	0,471	1,636	4,909	0,110	0,141	0,159	0,256	11,728

Fonte: Autoria própria.

Para as armaduras de flexão negativas considerou-se o comprimento de um ponto de momento fletor nulo ao outro, acrescido da decalagem do diagrama  $a_l$  e do  $l_{b,nec}$ . Os comprimentos adotados estão na Tabela 42.

Tabela 42- Comprimento das armaduras negativas da viga com vãos de 11,200 m

<b>Apoio</b>	<b><math>\Phi</math> (cm)</b>	<b><math>a_l</math> (m)</b>	<b><math>l_b</math> (m)</b>	<b><math>A_{s,cal}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>A_{s,ef}</math> (cm<sup>2</sup>)</b>	<b><math>l_{b,nec}</math> (m)</b>	<b><math>l_0</math> (m)</b>	<b><math>l_{total}</math> (m)</b>
<b>2</b>	1,25	0,204	0,471	4,256	4,909	0,408	5,370	6,719
<b>3</b>	1,25	0,204	0,471	4,856	4,909	0,466	4,620	5,969
<b>4</b>	1,25	0,204	0,471	4,856	4,909	0,466	4,620	5,969
<b>5</b>	1,25	0,204	0,471	4,256	4,909	0,408	5,370	6,719

Fonte: Autoria própria.

Para melhorar o funcionamento da laje, na mesa será acrescentada uma armadura de distribuição nas duas direções, com valor de 0,9 cm<sup>2</sup>/m em cada direção, sendo composta por barras de  $\Phi$  5.0 com espaçamento de 0,200 m. Além disso, nas nervuras transversais serão utilizados 2  $\Phi$  12.5 por nervura.

## 5 CONCLUSÃO

A escolha da laje nervurada unidirecional se mostrou interessante, pois assim foi possível aproveitar melhor os materiais e apresentar uma estrutura segura aos usuários. Para cada vão escolhido se procurou dimensionar a laje nervurada com a melhor solução para a situação apresentada.

Como já era esperado para uma viga com seção T, em todos os vãos os momentos positivos foram resistidos com as seções dentro do domínio 2 de deformações. Com isso a seção apresenta uma deformação no concreto abaixo da ruptura e o aço apresenta grandes deformações. Ao considerar a continuidade das lajes em todos os apoios intermediários foram necessárias armaduras negativas para resistir aos esforços solicitantes. Com isso houve a redução dos momentos positivos no meio dos vãos.

Para a laje com vãos efetivos de 7,200 m há apenas uma pequena faixa nos tramos 1 e 5 que possuem armadura transversal. Para as demais verificações a viga apresentou um comportamento dentro dos limites estabelecidos pela Norma e pode ser considerada segura.

Para a laje com vãos efetivos de 9,500 m a armadura transversal foi colocada nas faixas em que havia necessidade de armadura para resistir aos esforços cortantes. Para as outras verificações a viga também apresentou um bom comportamento. Com o desenvolvimento do projeto para esse vão, pode-se concluir que o fator determinante para o dimensionamento foi o estado limite de serviço de deformações excessivas. Mesmo com a consideração da continuidade das vigas e a utilização da seção homogeneizada de concreto e aço para os Estádios I e II ainda foi necessário aumentar a seção transversal para a viga possuir resistência adequada.

Quando o vão efetivo considerado foi de 11,200 m dois apoios apresentaram momentos negativos maiores do que o momento resistente da seção na zona de boa ductilidade, com isso se optou por utilizar a análise linear com redistribuição de esforços para o ELU. Os momentos nos apoios 2 e 5 foram reduzidos e conseqüentemente as solicitações nas seções adjacentes aumentaram. Para o ELS foi necessário aplicar uma contra-flecha nos tramos 1 e 5, que apresentaram deformações acima dos limites estabelecidos pela NBR 6118:2014. Para as aberturas de fissuras os valores de aberturas são maiores nos apoios mais solicitados, porém a viga apresentou um resultado adequado ao considerar a armadura dupla nesse apoio, que foi dimensionada para o ELU de flexão.

Ao considerar partes da seção fissuradas para as verificações de serviço pode-se notar uma redução na rigidez das seções, que gerou um aumento dos valores de deformações e aberturas de fissuras apresentados. Como as fissuras no concreto realmente acontecem para esforços solicitantes mais altos notou-se a importância de fazer tais considerações para as verificações.

As recomendações da NBR 6118 são de grande importância para o projeto estrutural e servem como base para o dimensionamento, pois apresentam as verificações necessárias para cada esforço considerado, as combinações de ações a serem utilizadas e os limites máximos e mínimos que devem ser considerados para que o resultado final seja uma estrutura segura.



## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – especificação. Rio de Janeiro, 2007. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASIELIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8953**: Concreto para fins estruturais – classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. Rio de Janeiro, 2015. 3 p.

ATEX. **ATEX Brasil – a fôrma da laje nervurada: produtos - unidirecional**. Disponível em: <<http://www.atex.com.br/Produtos/Unidirecional>>. Acesso em: 28 fev 2016.

BOCCHI JUNIOR, Carlos Fernando; GIONGO, José Samuel. **Concreto armado**: projeto e construção de lajes nervuradas. São Carlos: Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2007. 53 p.

CARVALHO, Roberto Chust; FIGUEIREDO FILHO, Jasson Rodrigues de. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: segundo a NBR 6118:2003. 3 ed. São Carlos: EdUFSCar, 2007. 367 p.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**: volume 2. São Paulo: Pini, 2009. 589 p.

Isoares Soluções em EPS. **Produtos – Blocos em EPS para lajes nervuradas**. Disponível em: <<http://www.isoares.com.br/eps/produto.php?id=6>>. Acesso em: 23 jun 2016.

LEONHARDT, F. **Construções de concreto, vol. 4**: verificação da capacidade de utilização. Rio de Janeiro: Interciência, 1979. 310 p.

MARCELLINO, Narbal Ataliba. **Tipos de lajes de concreto**. Apostila, UFSC. Florianópolis, 2014.

MARCELLINO, Narbal Ataliba. **Dimensionamento à flexão simples de elementos de concreto armado**. Apostila, UFSC. Florianópolis, 2015.

MARTHA, Luiz Fernando. **Ftool – Two-Dimensional Frame Anaysis Tool**. Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2015.

SCANDAROLI, Marcelo. **OBRAS: Lajes Nervuradas. Equipe de Obra**, São Paulo, Edição 38, jul. 2011.

Vários autores. **ABNT NBR 6118:2014 Comentários e exemplos de aplicação**. 1 ed. São Paulo: IBRACON, 2015. 480 p.

**BIBLIOGRAFIA RECOMENDADA**

KNOTH, Adalberto. **Contribuições ao estudo das lajes de nervuras pré-fabricadas**. Trabalho de conclusão de curso de graduação em engenharia civil, UFSC. Florianópolis, 2013. 148 p.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Notas de aula de estruturas de concreto armado I – ECV 5261**. Apostila, UFSC. Florianópolis, 2014.

LORIGGIO, Daniel Domingues. **Notas de aula de análise computacional de estruturas – ECV 5225**. Apostila, UFSC. Florianópolis, 2015.

MACHADO, Thaise Fernandes. Estudo da continuidade de lajes de nervuras pré fabricadas. Trabalho de conclusão de curso de graduação em engenharia civil, UFSC. Florianópolis, 2015. 102 p.

## ANEXO A – Tabelas de auxílio da NBR 6118:2014

Tabela 6.1 – Classe de agressividade ambiental (CAA)

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito do projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
II	Moderada	Submersa	Pequeno
III	Forte	Urbana <sup>a b</sup>	Grande
IV	Muito forte	Marinha <sup>a</sup>	Elevado
		Industrial <sup>a b</sup>	
		Industrial <sup>a c</sup>	
		Respingos de maré	

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

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

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

Tabela 7.1 – Correspondência entre a classe de agressividade e a qualidade do concreto

Concreto <sup>a</sup>	Tipo <sup>b c</sup>	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	CA	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45
	CP	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,50	≤ 0,45
Classe de concreto (ABNT NBR 8953)	CA	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40
	CP	≥ C25	≥ C30	≥ C35	≥ C40

<sup>a</sup> O concreto empregado na execução das estruturas deve cumprir com os requisitos estabelecidos na ABNT NBR 12655.

<sup>b</sup> CA corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto armado.

<sup>c</sup> CP corresponde a componentes e elementos estruturais de concreto protendido.

**Tabela 7.2 – Correspondência entre a classe de agressividade e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

**Tabela 11.1 – Coeficiente  $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$**

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
<b>Normais</b>	1,4 <sup>a</sup>	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
<b>Especiais ou de construção</b>	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
<b>Excepcionais</b>	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

onde  
D é desfavorável, F é favorável, G representa as cargas variáveis em geral e T é a temperatura.

<sup>a</sup> Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

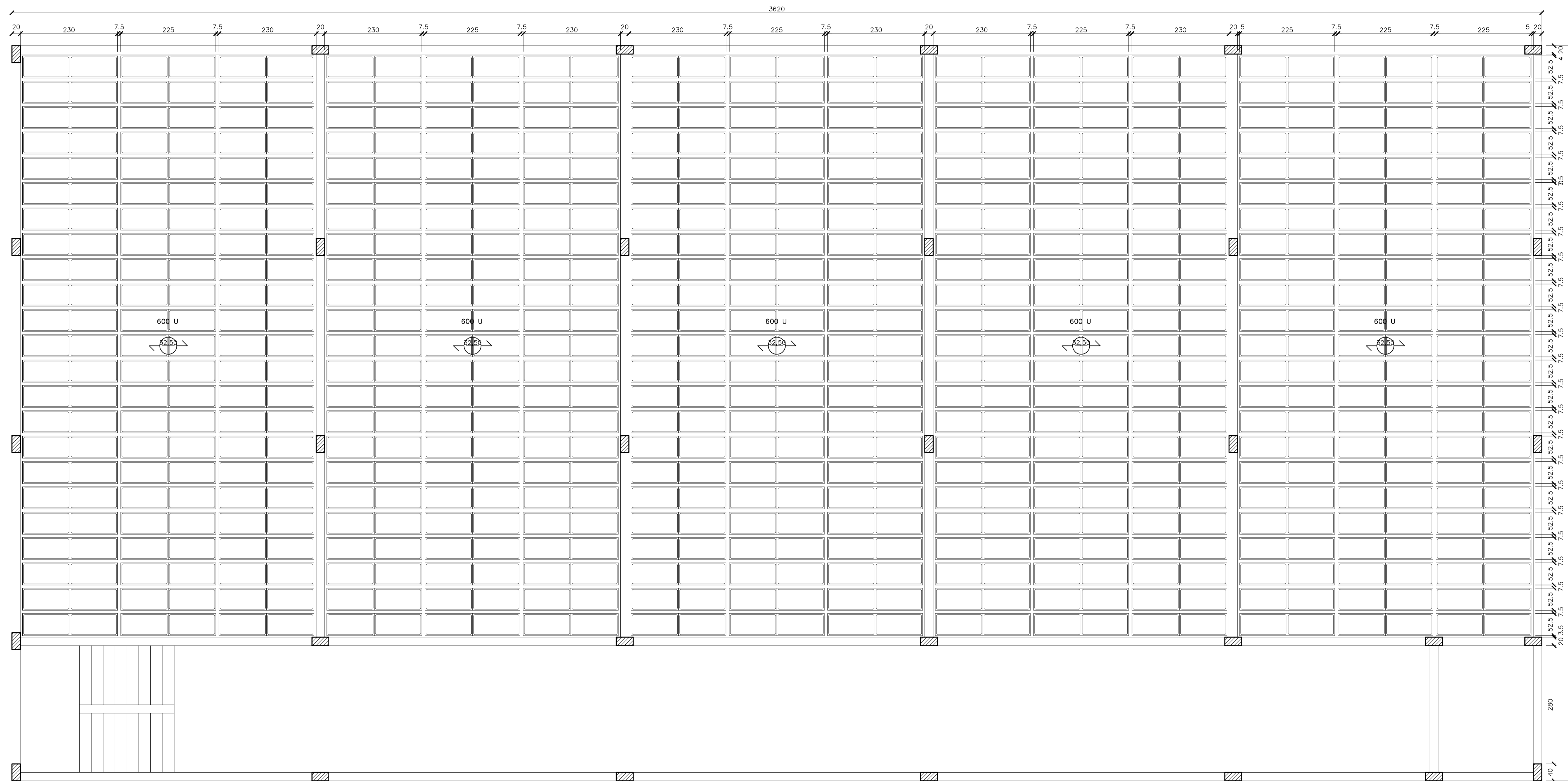
Tabela 11.2 – Valores do coeficiente  $\gamma_{f2}$ 

Ações		$\gamma_{f2}$		
		$\psi_0$	$\psi_1^a$	$\psi_2$
<b>Cargas acidentais em edifícios</b>	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas <sup>b</sup>	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevadas concentrações de pessoas <sup>c</sup>	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
<b>Vento</b>	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
<b>Temperatura</b>	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

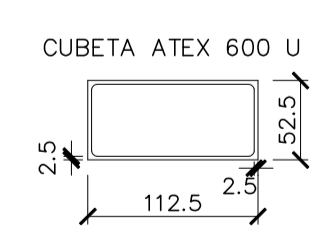
<sup>a</sup> Para os valores de  $\psi_1$  relativos às pontes e principalmente para os problemas de fadiga, ver Seção 23.

<sup>b</sup> Edifícios residenciais.


<sup>c</sup> Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

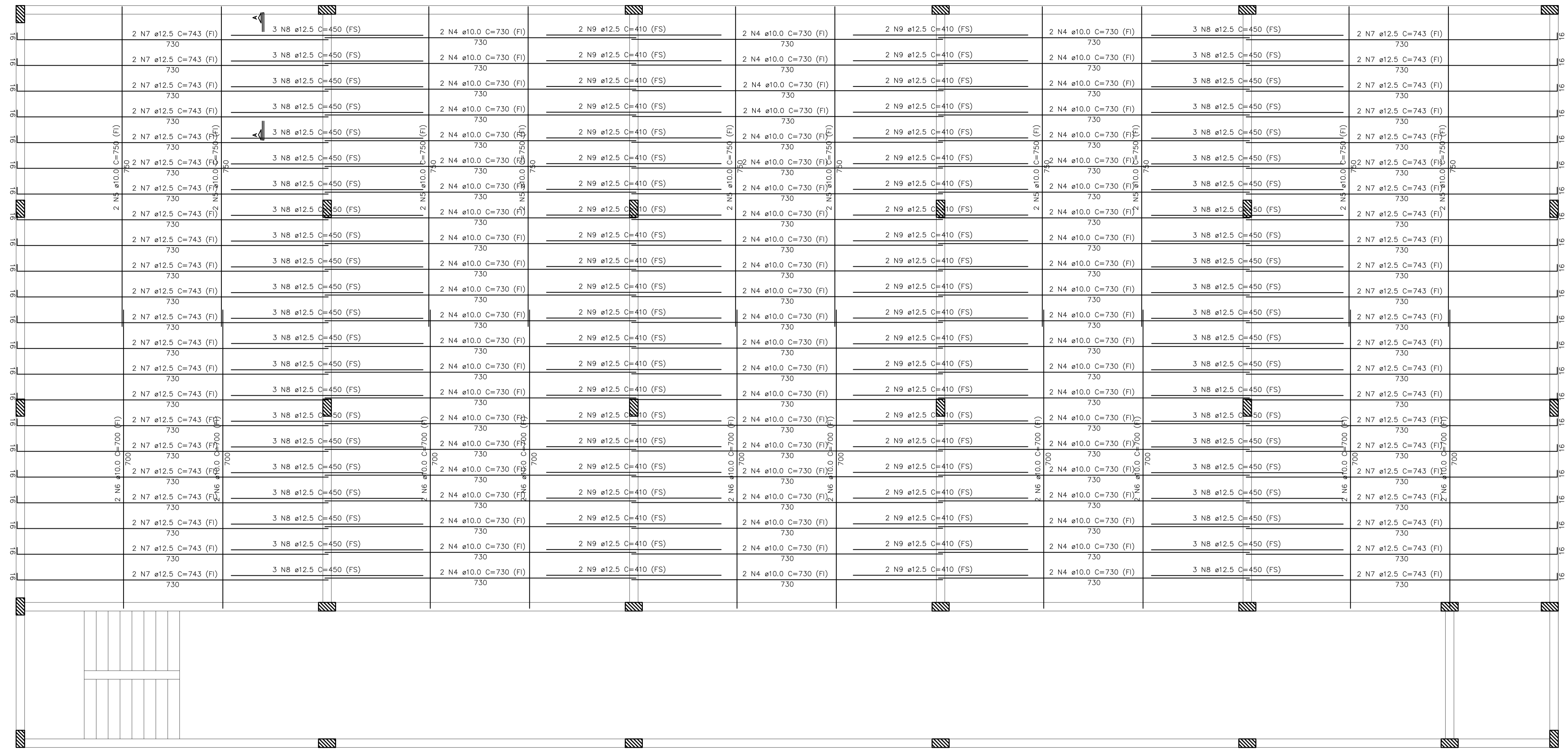


PLANTA DE FORMA  
ESCALA 1:50



QUANTIDADE DE CUBETAS:  
690

	UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA CENTRO TECNOLÓGICO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL CURSO DE GRADUAÇÃO		
	PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL ESTRUTURA COM VÃO DE 7,20 M PLANTA DE FORMAS		
	REGIANE FRANCIELI GONÇALVES		
DESENHO Nº: 01	FOLHA: 01/01	DATA: 23/06/2016	ESCALA: 1/50



DATALHAMENTO DE ARMADURAS  
ESCALA 1:50

Relação do aço

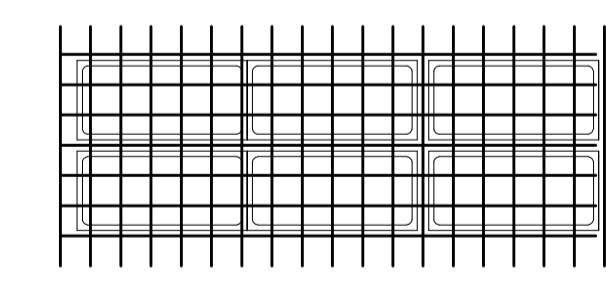
AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5.0	345	730	251850
	2	5.0	175	742	129850
	3	5.0	175	692	121100
CA50	4	10.0	132	730	96360
	5	10.0	20	750	15000
	6	10.0	20	700	14000
	7	12.5	88	743	65384
	8	12.5	132	450	59400
	9	12.5	88	410	36080

Resumo do aço

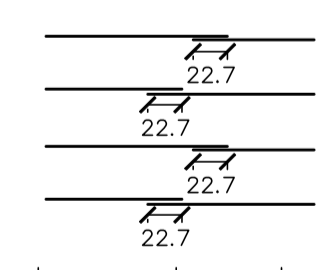
AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	10.0	1253.6	772.9
CA60	12.5	1608.7	1549.7
CA60	5.0	5028	775

PESO TOTAL (kg)	
CA50	772.9
CA60	1549.7
<b>TOTAL</b>	<b>2322.6</b>

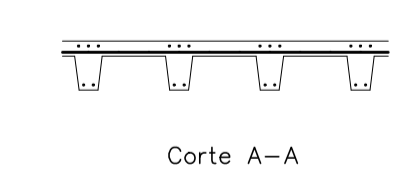
Volume de concreto: 81,6 m<sup>3</sup>



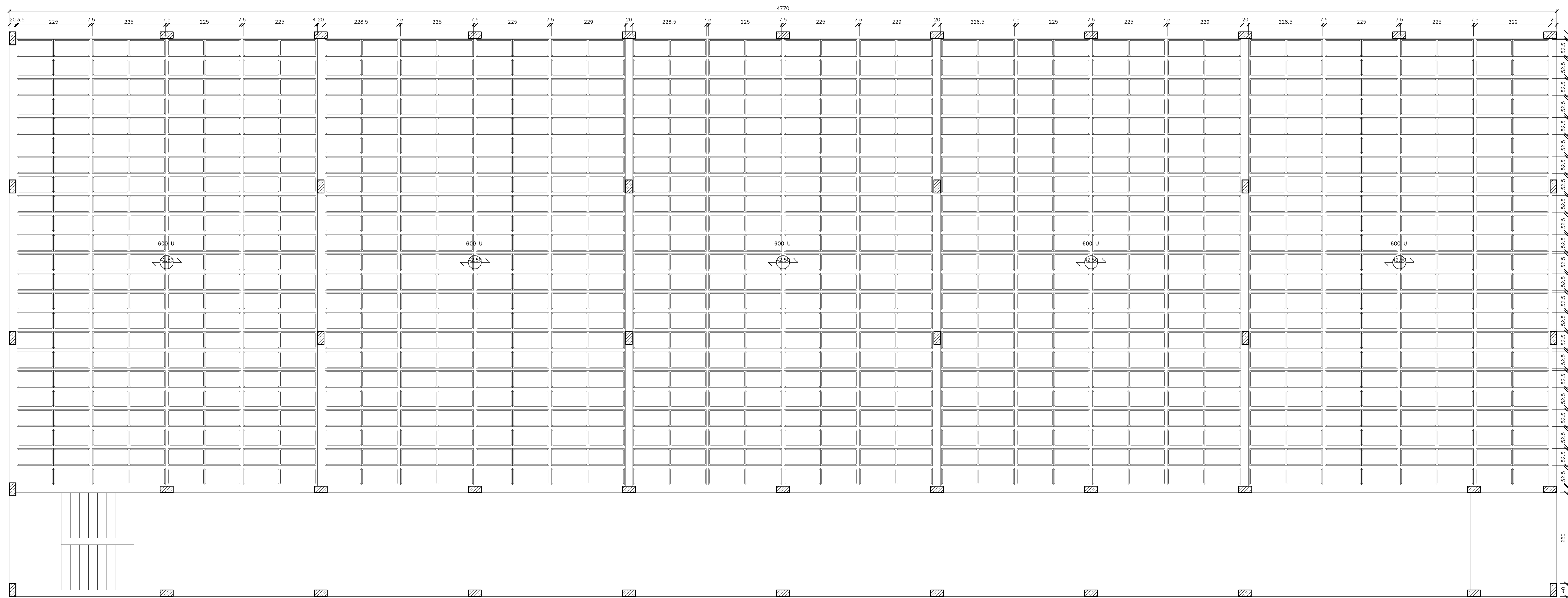
Detalhe armadura de distribuição na mesa



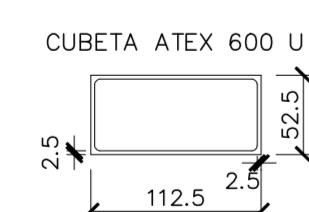
Detalhe traspasse da armadura de distribuição



LEGENDA  
FI - FACE INFERIOR DA NERVURA  
FS - FACE SUPERIOR

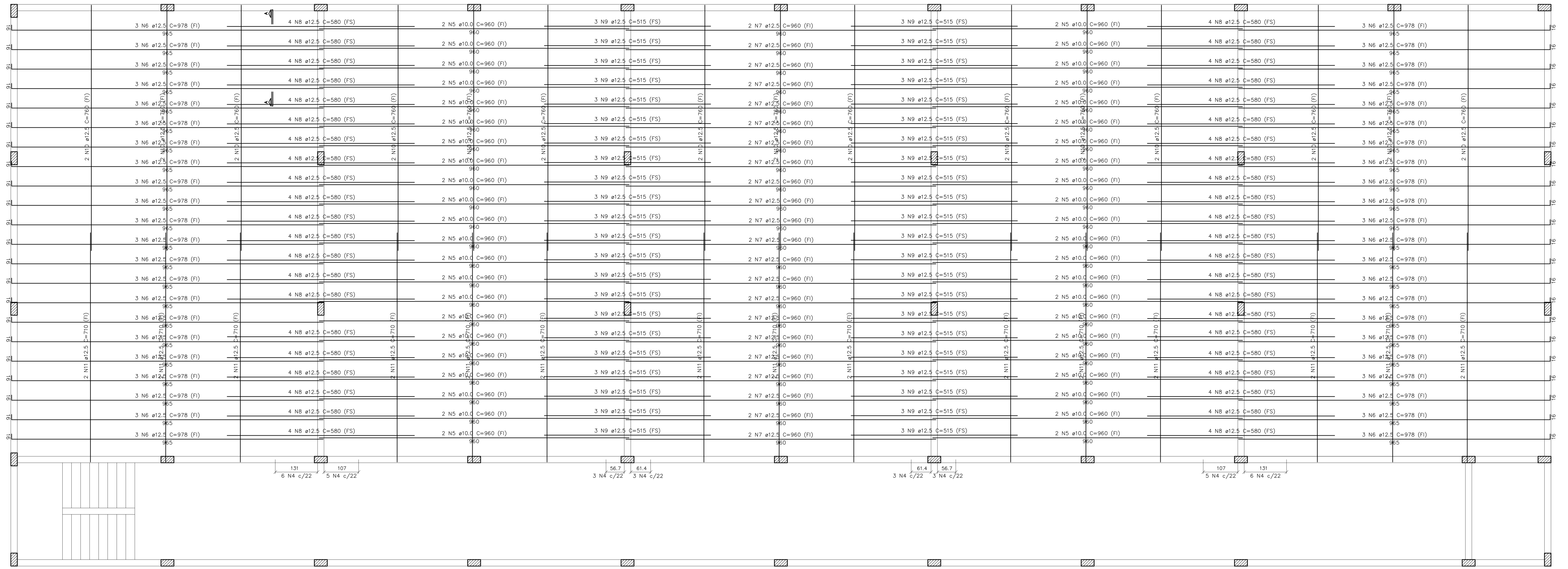


PLANTA DE FORMA  
ESCALA 1:50



QUANTIDADE DE CUBETAS:  
920





DATALHAMENTO DE ARMADURAS  
ESCALA 1:50

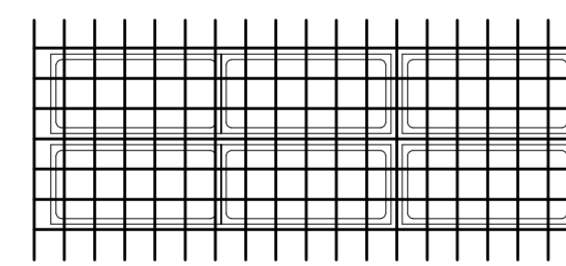
Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA60	1	5,0	345	960	331200
	2	5,0	235	742	174370
	3	5,0	235	692	162620
	4	5,0	748	104	77792
CA50	5	10,0	88	960	84480
	6	12,5	132	978	129096
	7	12,5	44	960	42240
	8	12,5	176	580	102080
	9	12,5	132	515	67980
	10	12,5	30	760	22800
	11	12,5	30	710	21300

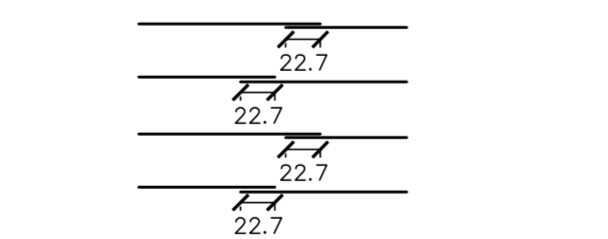
Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	10,0	844,8	520,9
CA60	5,0	3855	3713,6
PESO TOTAL (kg)			
CA50	4234,5		
CA60	1149,8		

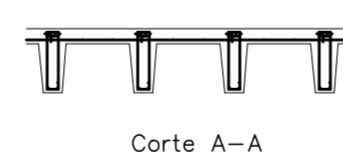
Volume de concreto: 134.1 m<sup>3</sup>



Detalhe armadura de distribuição na mesa



Detalhe traspasse da armadura de distribuição



Corte A-A  
22x34 N4 ø5.0 c/14 C=104

LEGENDA  
FI - FACE INFERIOR DA NERVURA  
FS - FACE SUPERIOR

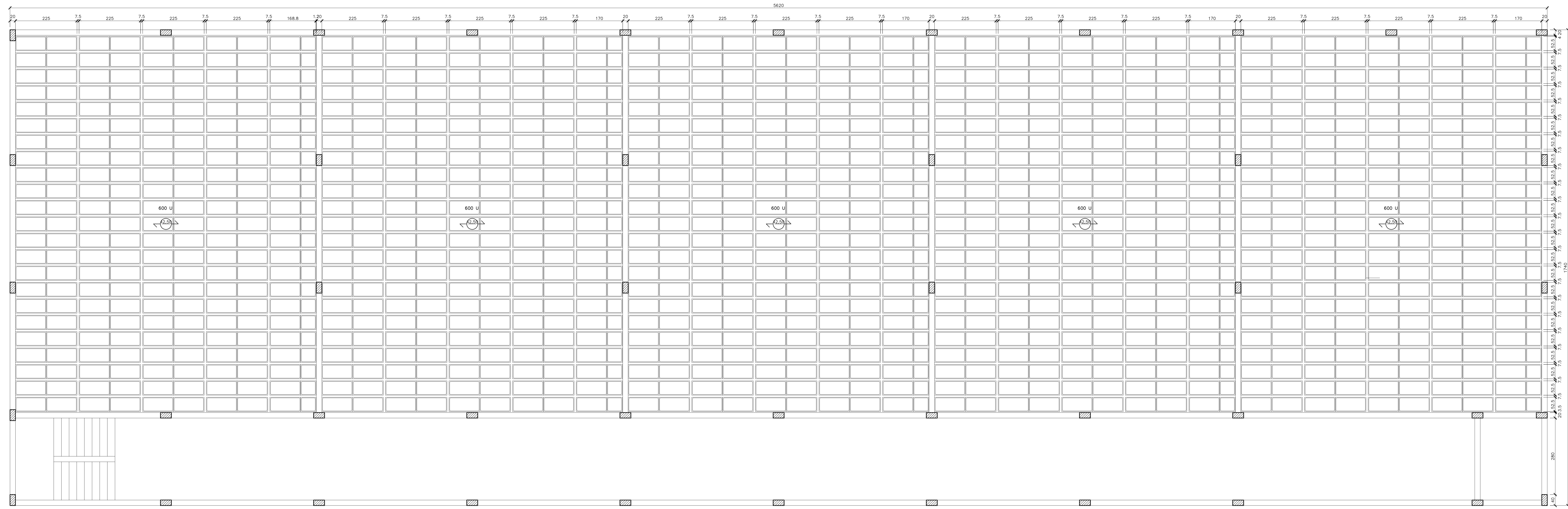


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE GRADUAÇÃO

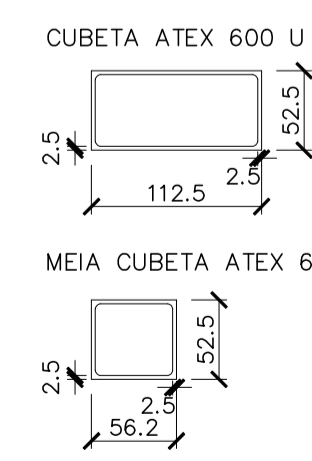
PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL  
ESTRUTURA COM VÃO DE 9,50 M  
DETALHAMENTO DA ARMADURA

REGIANE FRANCIELI GONÇALVES

DESENHO Nº: 04 FOLHA: 01/01 DATA: 23/06/2016 ESCALA: 1/50

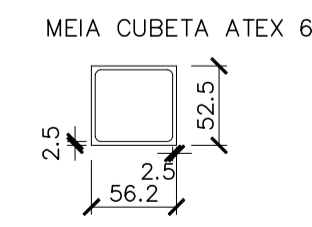


PLANTA DE FORMA  
ESCALA 1:50



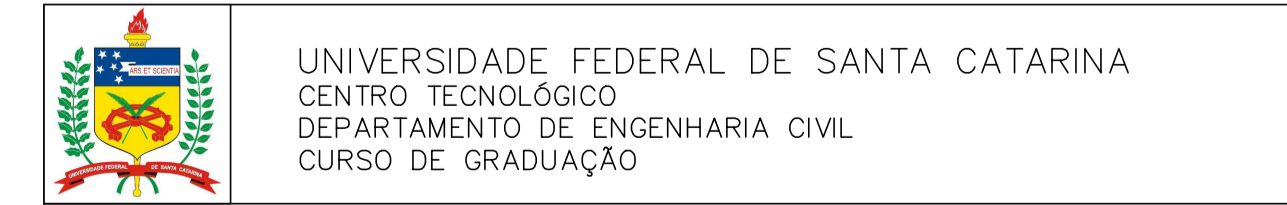
CUBETA ATEX 600 U  
QUANTIDADE DE CUBETAS:

1035



MEIA CUBETA ATEX 600 U  
QUANTIDADE DE CUBETAS:

115

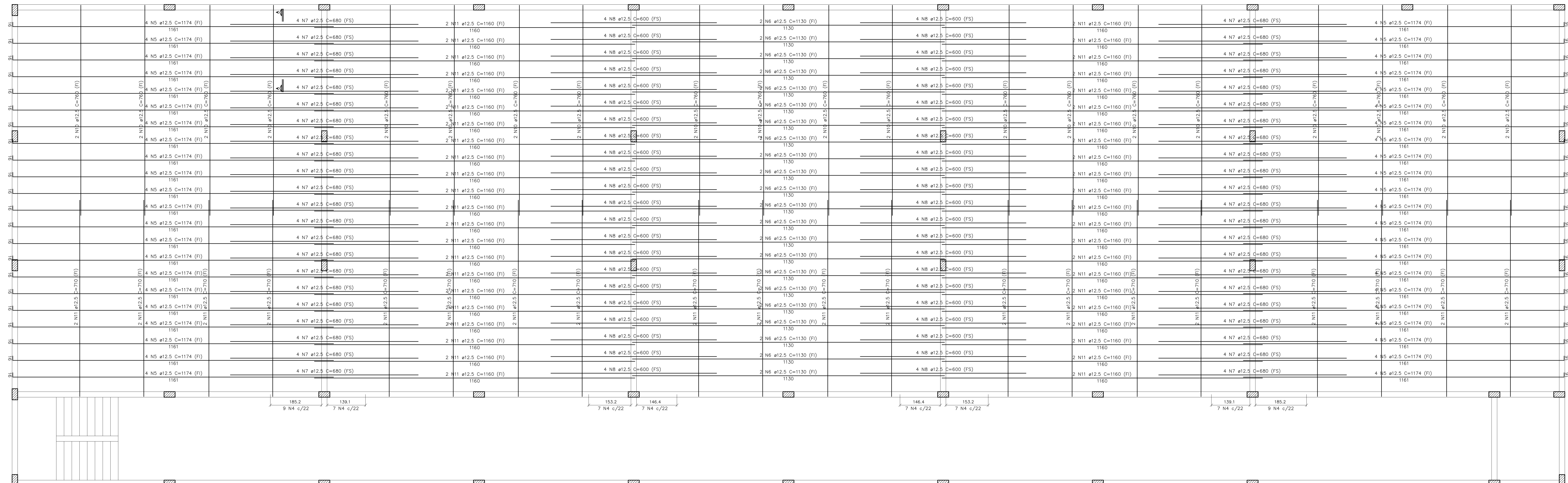


UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE GRADUAÇÃO

PROJETO DE LAJE NERVURADA UNIDIRECIONAL  
ESTRUTURA COM VÃO DE 11,20 M  
PLANTA DE FORMAS

REGIANE FRANCIELI GONÇALVES

DESENHO Nº: 05 FOLHA: 01/01 DATA: 23/06/2016 ESCALA: 1/50



DATALHAMENTO DE ARMADURAS  
ESCALA 1:50

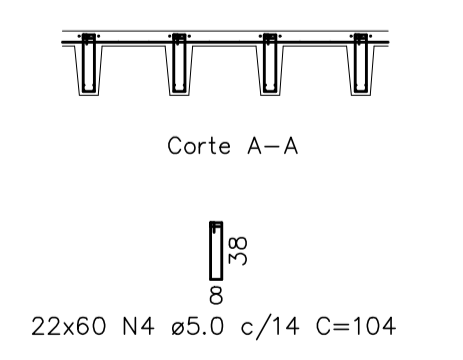
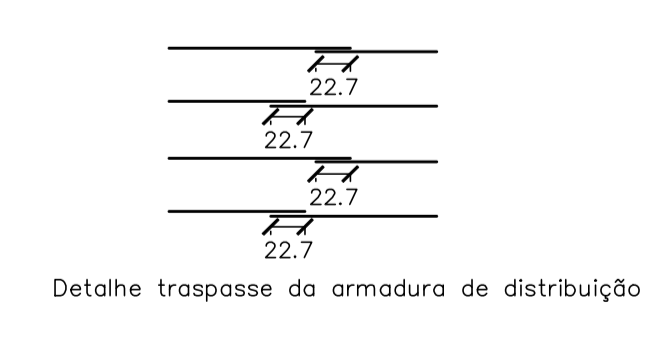
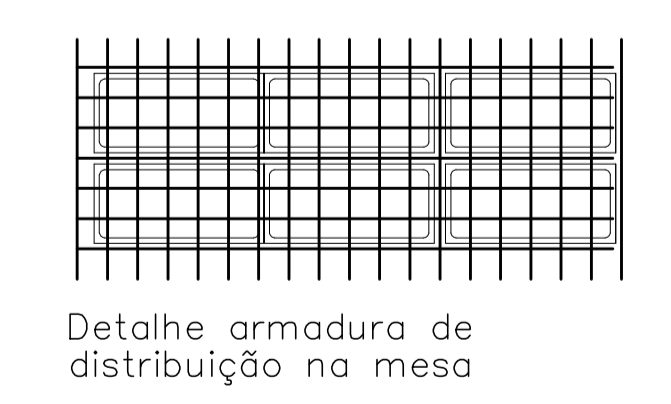
Relação do aço

AÇO	N	DIAM (mm)	QUANT (Barras)	UNIT (cm)	C.TOTAL (cm)
CA50	1	5.0	343	1130	389850
	2	5.0	275	742	204050
	3	5.0	275	692	190300
	4	5.0	1320	104	137280
	5	12.5	176	1174	206624
	6	12.5	44	1130	49720
	7	12.5	176	680	119680
	8	12.5	176	600	105600
	9	12.5	40	760	30400
	10	12.5	40	710	28400
	11	12.5	88	1160	102080

Resumo do aço

AÇO	DIAM (mm)	C.TOTAL (m)	PESO (kg)
CA50	12.5	6425.1	6189.5
CA60	5.0	9214.8	1420.3
PESO TOTAL (kg)			7609.8
CA50			6189.5
CA60			1420.3

Volume de concreto: 158.6 m<sup>3</sup>



LEGENDA  
FI - FACE INFERIOR DA NERVURA  
FS - FACE SUPERIOR