



**ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE
LAJES FUNGIFORMES COM A NORMA BRASILEIRA
NBR 6118/2014 E A NORMA PORTUGUESA NP EN 1992-1-
1:2010**

Roberto Batista de Sousa Neto

Dissertação Apresentado à
**Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança**

Para a Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia da Construção

Fevereiro 2019



**ESTUDO COMPARATIVO DE DIMENSIONAMENTO DE
LAJES FUNGIFORMES COM A NORMA BRASILEIRA
NBR 6118/2014 E A NORMA PORTUGUESA NP EN 1992-1-
1:2010**

Roberto Batista de Sousa Neto

Dissertação Apresentado à
Escola Superior de Tecnologia e Gestão
Instituto Politécnico de Bragança

Para a Obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia da Construção
No âmbito da Dupla Diplomação com a UTFPR

Orientador: Prof. Dr. Manuel Teixeira Braz César

Coorientador: Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias

Fevereiro 2019

AGRADECIMENTOS

Meus agradecimentos a toda minha família, principalmente aos meus pais, José e Fernanda, por todo o apoio na minha caminhada acadêmica durante esses anos, aos amigos que fiz nesse período, que me deram todo o apoio quando estive longe de casa, sem vocês nada disso teria sido possível.

Ao meu professor orientador Prof. Dr. Manuel Teixeira Braz César por todo apoio, dedicação e paciência durante este período de elaboração do trabalho, ao Instituto Politécnico de Bragança pela assistência e auxílio na realização da Dupla Diplomação.

Ao Prof. Dr. Gustavo Lacerda Dias como coorientador do trabalho, aos meus demais professores da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, que contribuíram para a minha formação durante esta jornada acadêmica, e a Universidade Tecnológica Federal do Paraná pelo apoio no programa de Dupla Diplomação.

RESUMO

No intuito de analisar as principais diferenças entre códigos de procedimento de dimensionamento de estruturas em concreto armado, o trabalho apresentará um comparativo entre a norma brasileira NBR 6118/2014 e a norma portuguesa NP EN 1992-1-1:2010 (Eurocódigo 2 Parte 1-1). Para isso será realizado o dimensionamento à flexão de uma laje fungiforme ou laje lisa em betão armado através do método dos pórticos equivalentes e, será estudado o efeito do punçoamento nos pilares. Foi verificado que existe uma grande semelhança entre as duas normas quanto ao dimensionamento à flexão das lajes fungiformes. Porém, no punçoamento observaram diferentes critérios para o cálculo dos esforços atuantes sobre os pilares, sendo este o principal ponto observado. Assim, o Eurocódigo demonstrou-se mais conservador sendo necessário uma maior taxa de aço para garantir a segurança.

Palavras chaves: lajes fungiformes, lajes lisas, punçoamento, NBR 6118/2014, NP EN 1992-1-1:2010.

ABSTRACT

In order to study the main differences between the procedure codes for the design of structures in reinforced concrete, the dissertation will present a comparison between the standard NBR 6118/2014 and the Eurocode NP EN 1992-1-1 2010. This way, a design of the flat slabs in reinforced concrete using the equivalent frame analysis will be done and, in addition, the design of the punching in the columns of the project. As results, it was verified that there is a great similarity enters the two standards when it comes about the design of the flat slabs in the flexural reinforcement, however in the punching, it was observed different methods to calculation the operating tensions on the columns, being this the main point observed. Thus, the Eurocode demonstrated to be more conservative, demanding a higher steel rate to guarantee the security of the project.

Palavras chaves: flat slabs, punching, NBR 6118/2014, NP EN 1992-1-1 2010.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Objetivos	2
1.1.1	Objetivo geral	2
1.1.2	Objetivo específico	3
1.2	Justificativa	3
2	NORMATIVA BRASILEIRA E EUROPEIA PARA O DIMENSIONAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES	5
2.1	Eurocódigo 2 – NP EN 1992-1-1:2010	5
2.1.1	Descrição	5
2.1.2	Histórico do Eurocódigo	6
2.2	NBR 6118/2014	9
2.2.1	Descrição	9
2.2.2	Histórico das Normas Brasileiras	10
2.3	Lajes fungiformes ou lisas	12
2.3.1	Descrição	12
2.3.2	Punçoamento	14
3	ESTUDO COMPARATIVO	17
3.1	NP EN 1992-1-1:2010	17
3.1.1	Betão	17
3.1.2	Aço	19
3.1.3	Classes ambientais	19
3.1.4	Recobrimento	20
3.1.5	Disposições construtivas	22
3.1.6	Lajes fungiformes	24
3.1.7	Punçoamento	28
3.2	NBR 6118/2014	39
3.2.1	Betão	39
3.2.2	Aço	40

3.2.3	Classe ambiental.....	41
3.2.4	Recobrimento	42
3.2.5	Disposições construtivas	43
3.2.6	Lajes fungiformes.....	45
3.2.7	Punçoamento	48
4	DIMENSIONAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES.....	57
4.1	Dimensionamento seguindo a NP EN 1992-1-1:2010.....	59
4.1.1	Flexão.....	60
4.1.2	Punçoamento	66
4.2	Dimensionamento seguindo a NBR 6118/2014.....	81
4.2.1	Flexão.....	82
4.2.2	Punçoamento	87
5	RESULTADOS	105
5.1	Flexão.....	105
5.2	Punçoamento.....	108
6	CONCLUSÃO	111
6.1	Trabalhos futuros	118
	REFERÊNCIAS	119
	ANEXOS.....	122

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1 - Classe estrutural recomendada	20
Quadro 2 - Recobrimento nominal e mínimo	21
Quadro 3 - Distribuição dos momentos fletores	25
Quadro 4 - Valores de k para áreas carregadas retangulares	32
Quadro 5 - Classes de condição ambiental	41
Quadro 6 - Relação entre a classe ambiental e a qualidade do betão	42
Quadro 7 - Relação da classe ambiental com o recobrimento	42
Quadro 8 - Valores mínimos para as armaduras	46
Quadro 9 - Valores de $\rho_{\text{mín}}$	47
Quadro 10- Distribuição dos esforços nos pórticos na direção X	59
Quadro 11 - Distribuição dos esforços nos pórticos na direção Y	59
Quadro 12 - Armaduras finais pilar P5	74
Quadro 13 - Armaduras finais do pilar P2	78
Quadro 14 - Armadura de punçoamento do pilar central P5	93
Quadro 15 - Armadura de punçoamento do pilar de borda P2	100
Quadro 16 - Momentos máximos e mínimos	106
Quadro 17 - Quantidade de metro por diâmetro das barras	108
Quadro 18 - Comparação das armaduras	108
Quadro 19 - Dados das armaduras de flexão pela NBR 6118/2014	115
Quadro 20 - Dados das armaduras de flexão pela NP EN 1992-1-1:2010	115
Quadro 22 - Tensões pelas duas normas	116
Quadro 23 - Resultados das armaduras de punçoamento de cada norma	117
Quadro 24 - Classes ambientais	122
Quadro 25 - Valores dos coeficientes α	124
Quadro 26 - Distribuição dos momentos na faixas na direção X pela NP EN 1992-1-1:2010	134
Quadro 27 - Distribuição dos momentos na faixas na direção Y pela NP EN 1992-1-1:2010	134
Quadro 28 - Armaduras de flexão na direção X pela NP EN 1992-1-1:2010 ..	136
Quadro 29 - Armaduras de flexão na direção Y pela NP EN 1992-1-1:2010 ..	136

Quadro 30 - Dados pilar central.....	141
Quadro 31 - Dados dos pilares de borda.....	142
Quadro 32 - Dados dos pilares de canto	143
Quadro 33 - Armaduras de punçoamento pela NP EN 1992-1-1:2010	144
Quadro 34 - Repartição dos momentos na direção X pela NBR 6118/2014	147
Quadro 35 - Repartição dos momentos na direção Y pela NBR 6118/2014	147
Quadro 36- Valores da taxa de aço na direção X	149
Quadro 37 - Valores da taxa de aço na direção Y	149
Quadro 38 - Armadura contra colapso progressivo	154
Quadro 39 - Dados do pilar central NBR 6118/2014	155
Quadro 40 - Dados dos pilares de borda NBR 6118/2014	156
Quadro 41 - Dados dos pilares de canto NBR 6118/2014.....	157
Quadro 42 - Dados das armaduras de punçoamento dos pilares NBR 6118/2014	158

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Pilar sobre o efeito do punçoamento.....	15
Figura 2 - Diferentes situações de punçoamento em lajes fungiformes de betão armado	16
Figura 3 – Diagrama parábola-retângulo de tensão-extensão à compressão	18
Figura 4 - Distribuição retangular de tensões	18
Figura 5 - Diagrama de tensão-extensão do aço	19
Figura 6 - Condições de aderência.....	22
Figura 7 - Valores para os recobrimentos	23
Figura 8- Divisão dos painéis para laje fungiforme.....	25
Figura 9 - Definição do b_e para pilar de canto e borda	26
Figura 10 - Representação da interrupção da armadura longitudinal	28
Figura 11 - Primeiros perímetros de controle típicos	29
Figura 12 - Perímetros de controle junto a borda livre ou a um canto.	30
Figura 13 - Perímetro de controle reduzido para pilar de borda.....	33
Figura 14- Perímetro de controle reduzido para pilar de canto	34
Figura 15 - Valores recomendados para β	35
Figura 16 - Perímetro de controle $u_{out,ef}$ para pilares interiores.....	37
Figura 17 - Armaduras de punçoamento	38
Figura 18 - Diagrama tensão-deformação	40
Figura 19 - Diagrama tensão-extensão para aço em betão armado	41
Figura 20 - Classificação das condições de aderência.....	43
Figura 21 - Distribuição de faixas nas lajes.....	45
Figura 22 - Lajes sem vigas	48
Figura 23 - Superfície crítica para pilares internos.....	49
Figura 24 - Superfície crítica para pilares de borda.....	49
Figura 25 - Superfície crítica para pilares de canto	50
Figura 26 - Disposição da armadura de punçoamento em planta	54
Figura 27 - Disposição da armadura de punçoamento em corte.....	54
Figura 28 - Armadura contra colapso progressivo	55
Figura 29 - Armadura de punçoamento	56

Figura 30 - Laje na direção X	57
Figura 31 - Pilar Central	67
Figura 32 - Disposição das armaduras para o pilar P5	74
Figura 33 - Pilar de borda	75
Figura 34 - Disposição das armaduras para o pilar P2	78
Figura 35 - Definição do perímetro C''	93
Figura 36 - Excentricidade do perímetro crítico reduzido para pilares de borda	96
Figura 37 - Definição do perímetro crítico C'' para o pilar de borda.....	100
Figura 38 - Comparativo entre classes ambientais	112
Figura 39 - Comparativo entre as normas.....	112
Figura 40 - Comparação do dimensionamento da laje à flexão.....	113
Figura 41 - Comparação das normas quanto ao punçoamento	114
Figura 42 - Valores de K para vigas e lajes	125
Figura 43 - Divisão das lajes em pórticos na direção X	126
Figura 44- Divisão das faixas da laje na direção X	127
Figura 45 - Divisão das lajes em pórticos na direção Y	128
Figura 46 - Divisão das faixas da laje na direção Y	129
Figura 47 - Pórticos 1 e 3 na direção X – momento fletor [KN.m].....	130
Figura 48 - Pórticos 1 e 3 direção X – esforço cortante [KN].....	130
Figura 49 - Pórtico 2 direção X – momento fletor [KN.m].....	131
Figura 50 - Pórtico 2 direção X – esforço cortante [KN]	131
Figura 51 - Pórticos 4 e 6 direção Y – momento fletor [KN.m].....	131
Figura 52 - Pórticos 4 e 6 direção Y – esforço cortante [KN].....	132
Figura 53 - Pórtico 5 direção Y – momento fletor [KN.m].....	132
Figura 54 - Pórtico 5 direção Y – esforço cortante [KN]	133
Figura 55 - Tabela de Flexão simples.....	135
Figura 56 - Armaduras superiores na direção X.....	137
Figura 57 - Armaduras inferiores na direção X	138
Figura 58 - Armaduras superiores na direção Y	139
Figura 59 - Armaduras inferiores na direção Y	140
Figura 60 - Detalhamento dos pilares pela NP EN 1992-1-1:2010	145

Figura 61 - Detalhamento dos pilares na laje pela NP EN 1992-1-1:2010	146
Figura 62 - Tabela KMD	148
Figura 63 - Armaduras superiores na direção X pela NBR 6118/2014.....	150
Figura 64 - Armaduras inferiores na direção X pela NBR 6118/2014	151
Figura 65 - Armaduras superiores na direção Y pela NBR 6118/2014	152
Figura 66 - Armaduras inferiores na direção Y pela NBR 6118/2014.....	153
Figura 67 - Detalhamento da armadura de punçoamento NBR 6118/2014.....	159
Figura 68 - Laje com a armadura de punçoamento NBR 6118/2014.....	160

1 INTRODUÇÃO

A combinação de betão com aço forma o betão armado, material utilizado em grande escala em inúmeras obras ao redor do mundo, sendo um dos sistemas estruturais mais empregados na América e na Europa. A principal função de um sistema estrutural é resistir as ações sobre ele submetidas, porém não somente resistir aos esforços é o que se espera de um sistema estrutural, mas também que a quantidade de ações sobre ele seja satisfatória dada a situação, além de trabalhar da melhor forma os materiais utilizados, e atender as exigências arquitetônicas e funcionais da edificação, com um custo aceitável (FILHO, 1989).

Visando uniformização e segurança foram criadas as normas que prescrevem os principais aspectos e fatores que devem ser levados em consideração quando se elabora um projeto de um elemento estrutural em betão armado. Segundo Schutz (2014), as principais normas que existem ao redor do mundo são: ACI-318-14: Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (Estados Unidos); CEB-FIP Model Code (Comite Europa-Internacional du Beton); EUROCODE 2 – Projeto de estruturas de betão armado (Europa). Já no Brasil, a norma que estabelece critérios para projeto de estruturas em betão armado é a NBR-6118/2014 – Projeto de estruturas de concreto (Brasil).

As normas objeto de estudo deste trabalho serão a norma brasileira NBR-6118/2014, que estabelece e regulamenta todos os projetos de betão armado para edifícios, pontes, obras hidráulicas, portos ou aeroportos, etc, no qual prever o uso de betão armado simples, sem critérios para uso de betão leve, pesado ou outros especiais, e a norma portuguesa NP EN2 1992-1-1:2010, que estabelece os procedimentos para a elaboração de projetos de betão armado abrangendo todos os requisitos gerais a serem atendidos por um projeto como um todo.

Com o avanço da tecnologia e estudo de novas metodologias foram desenvolvidas diferentes formas e composição de lajes (DONIN, 2007). Uma dessas composições são as lajes lisas, ou lajes fungiformes, como é designado pelo NP EN2 1992-1-1:2010. Segundo Carvalho (2008), as lajes fungiformes são lajes contínuas que não possuem vigas

e que são apoiadas diretamente sobre pilares, podendo essas lajes terem capiteis sobre os pilares. Conforme Filho (1989) as lajes fungiformes surgiram no Estados Unidos no início do século XX, e desde estão sendo estudadas e ganhando uma evolução nos seus métodos de cálculo quanto à flexão e ao punçoamento, sendo esta última um dos maiores problemas a serem analisados no dimensionamento de uma laje sem vigas.

Alguns estudos já foram realizados no que diz respeito a comparação das normas brasileira e portuguesa, como o de Silva (2013), que fez o estudo contrapondo as normas dimensionando alguns exemplos de vigas, porém com a NBR 6118/2003. Além desse, foram realizados estudos visando principalmente as diferenças entres o punçoamento em lajes, como o realizado por Trigo (2017), Sufiatti (2018) e Rabelo (2010). Ainda, Costa *et al.* (2012) realizou ensaios em lajes fungiformes para verificar o efeito da retangularidade de pilares quanto ao efeito do punçoamento. Contudo, o presente estudo visa uma comparação do dimensionamento tanto à flexão quanto ao punçoamento nas lajes sem vigas.

Este trabalho está dividido em alguns capítulos, sendo que o primeiro terá a introdução do assunto com os seus objetivos e justificativa, o segundo traz um levantamento bibliográfico e o histórico das normas. Em seguida são apresentadas as principais equações utilizadas para o dimensionamento do projeto deste trabalho e posteriormente é realizado o dimensionamento à flexão e ao punçoamento de uma laje fungiforme seguindo as normas. Por fim, são analisados e discutidos os resultados, obtendo as devidas conclusões.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

O objetivo geral consiste em realizar o comparativo entre a Norma Brasileira 6118/2014 – Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento e o Eurocódigo 2 – Parte

de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras Gerais e Regras Para Edifício, por meio do dimensionamento de uma laje fungiforme.

1.1.2 Objetivo específico

- Estudar e interpretar as normas NBR 6118/14 e NP EN 1992-1-1:2010;
- Identificar as principais diferenças entre as normas quanto a dimensionamento da estrutura e o detalhamento das armaduras;
- Dimensionar uma laje fungiforme utilizando as duas normas;
- Comparar os resultados obtidos através do dimensionamento da laje à flexão e ao punçoamento;

1.2 Justificativa

O betão armado é um dos principais materiais utilizados nas construções civis atualmente, sendo ele o responsável pela garantia de segurança dos elementos estruturais, indicando assim a importância da utilização de maneira precisa desse material nas obras de construção civil. Sabendo desta importância, foram criadas diversas normas para regularizar e garantir a segurança e estabilidade das estruturas. No Brasil, a NBR 6118/2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, define os critérios para a elaboração de projetos estruturais, enquanto em Portugal é utilizado o NP EN 1992-1-1:2010 – Projeto de Estruturas de Betão, que estabelece fundamentos de base para um projeto de estrutura de betão armado.

Como cita Walvren (2004), as normas devem ser claras e cientificamente embasadas em teorias consistentes e coerentes, para se ter uma boa representação do real comportamento da estrutural. Os códigos devem ser elaborados pensando em quem irá usá-lo posteriormente, além disso devem ter novos incrementos, mas sem inclusão de teorias muito complexas. Segundo Lima (2001), com a modernidade no uso de novas tecnologias e metodologias na construção civil, deve-se sempre estar verificando e

analisando as normas vigentes pelo fato de poderem estar ultrapassadas, não estando mais de acordo com as estruturas que estão sendo construídas. Além disso, apesar da NBR 6118/2014 e o NP EN 1992-1-1:2010 tratarem do mesmo assunto e tentarem seguir um padrão, existem algumas diferenças nos apontamentos apresentados por ela, tanto na parte de estudos teóricos ou elementos construtivos.

Conforme afirma Frazão (2015), os pavimentos formados por lajes fungiformes estão sendo cada vez mais escolhidos em consequência da flexibilidade e da fácil adaptação no espaço. Oliveira (2013) ainda afirma que as lajes sem vigas são muito utilizadas na Europa e na América do Norte e se tornando nos últimos anos cada vez mais habitual nas construções no Brasil. Apesar das várias vantagens, que serão discutidas no capítulo 2, as lajes sem vigas podem colapsar quando não são bem dimensionadas. De acordo com Melo (1990) alguns casos de colapso de laje por punçoamento já foram registrados como o caso do edifício Prest-o-Lite, na cidade de Indianápolis (Estados Unidos), em 1991 e o edifício Pipers Row Car Park, localizado na cidade de Wolverhampton (Inglaterra).

Neste trabalho e no intuito de realizar uma comparação ampla e efetiva das normas, foi escolhido estudar mais especificamente as lajes sem vigas. Assim, o presente estudo tem a importância de realizar um comparativo e apresentar as principais diferenças realizando o dimensionamento de um exemplo de laje fungiforme. Esta comparação ajudará no entendimento das principais características, critérios e filosofias de estudo de cada norma, possibilitando assim entender como funciona em cada país o processo de dimensionamento das lajes fungiformes.

Com isso o trabalho realizado poderá auxiliar em escolhas futuras de dimensionamento de elementos estruturais baseando nas normas. Além disso, poderá ajudar a comparar os critérios utilizados em cada norma, podendo futuramente contribuir em um processo de uniformização mundial das normas de betão armado, facilitando e homogeneizando o estudo sobre as estruturas de todos os países.

2 NORMATIVA BRASILEIRA E EUROPEIA PARA O DIMENSIONAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES

2.1 Eurocódigo 2 – NP EN 1992-1-1:2010

2.1.1 Descrição

Os Eurocódigos Estruturais são um grupo de Normas Europeias (EN) que tratam sobre projetos de estruturas de edifícios e outras obras relacionadas com a engenharia civil, podendo ser estas obras de betão, aço, madeira ou alvenaria. Estes Eurocódigos são utilizados por diversos países na Europa, tanto os países que fazem parte da União Europeia, como os que não participam do grupo. Devido ao fato dessa grande amplitude de utilização, essas normas estão cada vez ganhando mais importância, assim fazendo crescer a quantidade de publicações sobre o tema, e a criação de diversos *softwares* que utilizam o Eurocódigo para o dimensionamento de estruturas (LNEC, 2018).

O Eurocódigo 2: Projeto de estruturas de betão armado, foi elaborado pelo Comitê Técnico CEN/TC 250, órgão responsável pelas normas estruturais na Europa, sendo que é dividida em 4 partes:

- Parte 1.1 – Regras gerais
- Parte 1.2 – Dimensionamento de Estruturas para a Acção do Fogo
- Parte 2 – Pontes de Betão Armado e Pré-Esforçado
- Parte 3 – Estruturas para Armazenamento de Líquidos ou outros Produtos

Sendo o foco deste trabalho, a norma europeia EN 1992-1-1:2010, que é propriamente a Parte 1.1 do Eurocódigo 2.

O CEN (Comitê Técnico de Normalização) permite cada país adicionar um Anexo Nacional a norma europeia, criando assim as normas nacionais. Os Anexos Nacionais prescrevem condições chamadas de Parâmetros Determinados a Nível Nacional (NDP), que são parâmetros deixados em aberto no Eurocódigo, no qual dependendo da escolha

nacional pode ser adicionado itens, como por exemplo: valores ou classes, em casos que são permitidos adotar dados alternativos no Eurocódigo e dados geográficos ou climáticos específicos de cada país. Ou seja, embora o Eurocódigo propõe valor ou procedimento a ser adotado em determinadas situações de projeto, os países, por meio do seu Anexo Nacional, podem recomendar valores ou procedimentos diferentes a serem seguidos que possam garantir maior segurança e durabilidade para um elemento estrutural, além de propor informações adicionais que não sejam contraditórias com o Eurocódigo (LNEC, 2018).

Em Portugal, a versão que inclui o Anexo Nacional é a NP EN 1992-1-1:2010, que é equivalente da Norma Europeia EN 1992-1-1:2004 + AC:2008, sendo que esta norma faz parte do Eurocódigo 2 Parte 1-1, e trata das regras gerais de projetos de edifícios e outros tipos de obras de engenharia civil com o betão armado. Além disso, a norma prescreve os princípios e exigências de segurança e durabilidade dos elementos estruturais em betão, baseando sempre no conceito de estado limite. E ainda, a presente norma deve ser utilizada em conjunto com as demais partes do Eurocódigo 2, além de outros Eurocódigos, como o EN 1990, EN 1991, EN 1997 e EN 1998.

A NP EN 1992-1-1:2010 foi elaborada para ser utilizada por donos de obras, projetistas e construtores, mas além disso, ela pode ser utilizada como base para comissões na elaboração de novas normas de cálculo estrutural, ou normas sobre produtos, ensaios e execução relacionada a ela (NP EN 1992-1-1:2010).

2.1.2 Histórico do Eurocódigo

Segundo Viseu (1993) uma das primeiras atividades relacionadas com o desenvolvimento de técnicas de betão armado em Portugal, foi no ano de 1844 quando o professor Luís da Silva Mouzinho de Albuquerque apresenta a ideia de criação de um laboratório para estudar os materiais de construção. No fim do século XIX, foram realizadas experiências com betão e argamassas em algumas obras em Lisboa, Figueira da Foz e Leixões. No entanto, ainda conforme Viseu (1993, apud QUINTELA, 1989) as primeiras obras em betão armado realizadas em Portugal aconteceram em 1898, que

consistia em um edifício para moagem, no Caramujo, e um pavimento na Escola Médica de Lisboa, em 1899.

Conforme Appleton (2005) o desenvolvimento da tecnologia do betão armado passou a ser mais disseminada após a criação da Universidade de Porto e Lisboa em 1911. De acordo com Viseu (1993), em 1918 foi publicado o primeiro Regulamento Português de Betão Armado, que tinha como base, prioritariamente, a regulamentação alemã de 1904 e também a francesa de 1906. Em 1935 é lançado o segundo Regulamento Português de Betão Armado, esse sendo respaldado nos regulamentos do Estados Unidos (1924), no da Alemanha (1932), no da Bélgica (1929) e no da Itália (1932).

Quanto ao desenvolvimento técnico, em 1953, foi criado o CEB (Comité Européen du Béton), como uma associação formada por vinte países europeus, que tinha como objetivo discutir estudos e experimentos realizados por cada país. O CEB tornou-se uma das principais organizações europeias de betão, logo tornando-se responsável pela criação de várias recomendações com a intenção de uniformização dos princípios e normas de cálculo do betão armado na Europa (VISEU, 1993).

Em Portugal, no ano de 1952, foi criado o LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) em Lisboa, sendo este laboratório um dos principais responsáveis pelo desenvolvimento da ciência do betão armado em Portugal (VISEU, 1993).

Em 1967, um novo regulamento foi publicado, chamado de Regulamento de Betão Armado (REBA), que seguiu as recomendações do CEB de 1963. A principal atualização sofrida no regulamento foi na filosofia de dimensionamento do betão armado, nos primeiros regulamentos (1918 e 1935), o betão era dimensionado considerando o chamado cálculo elástico que resultava em aplicações das teorias de Resistência dos Materiais do período. Porém esse cálculo elástico não era seguido por todos os estudiosos da época. Após anos de estudos, foi criada outra filosofia de cálculo, chamada de cálculo à rotura. No regulamento de 1967, as verificações de segurança eram realizadas por meio de três estados de ruína: rotura, fendilhação e deformação excessiva (VISEU, 1993).

Somente no ano de 1983, com a criação do REBAP (Regulamento de Betão Armado e Pré-Esforçado), que agora abrangia o betão pré-esforçado, as verificações de segurança

passaram a serem feitas conformes as atuais filosofias de verificação em estados limites último e utilização. (VISEU, 1993).

Em 1975, a Comissão da Comunidade Europeia criou um programa que visava unificar e harmonizar os aspectos técnicos na construção civil, para isso era necessário excluir entraves técnicos. Com isso foi criada uma série de prescrições técnicas harmonizadas para projetos de construção de obras, que seria para auxiliar as regras nacionais existentes nos países. Em um período de 15 anos a Comissão da Comunidade Europeia em conjunto com membros dos países da Europa desenvolveu os Eurocódigos.

Mais tarde, em 1989, foi feito um acordo entre a Comissão da Comunidade Europeia e os Estados-Membros da União Europeia, o qual previa que a criação, atualização e publicação dos Eurocódigos seria de responsabilidade do CEN, para que a partir deste acordo o Eurocódigo pudesse se tornar uma Norma Europeia (EN).

A partir disto, foi elaborado um programa de Eurocódigos Estruturais, que são constituídos pelas seguintes partes:

- EN 1990 – EUROCÓDIGO 0: relativo às bases para o projeto de estruturas;
- EN 1991 - EUROCÓDIGO 1: relativo às ações em estruturas;
- EN 1992 - EUROCÓDIGO 2: relativo ao projeto de estruturas de betão;
- EN 1993 - EUROCÓDIGO 3: relativo ao projeto de estruturas de aço;
- EN 1994 - EUROCÓDIGO 4: relativo ao projeto de estruturas mistas aço-betão;
- EN 1995 – EUROCÓDIGO 5: relativo ao projeto de estruturas de madeira;
- EN 1996 - EUROCÓDIGO 6: relativo ao projeto de estruturas de alvenaria;
- EN 1997 - EUROCÓDIGO 7: relativo ao projeto geotécnico;
- EN 1998 - EUROCÓDIGO 8: relativo ao projeto de estruturas para resistência aos sismos;
- EN 1999 - EUROCÓDIGO 9: relativo ao projeto de estruturas de alumínio.

Esses Eurocódigo são utilizados por diversos países no âmbito de projetos de estruturas de edifício, porém quando se trata de obras especiais (barragens, usinas

nucleares, obras offshore e etc.) a norma não abrange este tipo de estruturas (LNEC, 2018).

2.2 NBR 6118/2014

2.2.1 Descrição

No Brasil, as NBR (Normas Brasileiras) são elaboradas pela ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas), em que, assim como em outros países, são reunidos profissionais do ramo envolvido (universidades, laboratórios, produtores, consumidores e etc.) e por meio de uma Comissão de Estudo (CE) são elaboradas as NBR. A NBR 6118 foi desenvolvida e vem sendo estudada pelo Comitê Brasileiro da Construção Civil (ABNT/CB-02) e pela Comissão de Estudo de Estrutura de Concreto – Projeto e Execução (CE-02:124.15).

Conforme a NBR 6118 (2014), a norma foi confeccionada tendo como base as filosofias de edições anteriores (NB-1) e de outras NBR como 7197, 6119 e NB-49. No qual a norma define parâmetros para projetos de estruturas de betão, como edifícios, pontes, obras hidráulicas, etc., sendo necessário a complementação de outras normas para casos especiais ou específicos, como: elementos pré-moldados, arcos, silos, chaminés, torres, estruturas *off-shore*, obras sujeitas a sismos, situações de incêndio, ou com técnicas construtivas não-convencionais.

No item 1 da NBR 6118/2014, são apresentados os pressupostos básicos da norma, em que a NBR 6118 é considerada apenas para estruturas de betões simples, armado e protendido, não sendo considerados betão leve, pesado ou outros. Além disso, o betão considerado pela norma deve ter uma massa específica entre 2000kg/m³ e 2400kg/m³, com resistência à compressão entre 20 e 90 MPa.

Conforme Bastos (2014), é importante salientar que a NBR 6118/2014 trata apenas do projeto de uma estrutura de betão, e que a execução do projeto é especificada por outra norma (a NBR 14931/2004 - Execução de estruturas de concreto - Procedimento).

2.2.2 Histórico das Normas Brasileiras

Segundo Bastos (2014), as primeiras construções em betão armado no Brasil aconteceram em 1901, e que foram galerias de água, a partir disto muitas obras foram feitas utilizando o betão como o material principal. Porém, conforme Vasconcellos (2016), a maioria destas obras eram dimensionados por engenheiros europeus, e com mão de obra basicamente europeia, somente a partir de 1924 que os cálculos passaram a ser realizados no Brasil. Apesar de uma escola europeia, o betão armado brasileiro desenvolveu-se conforme as características locais, tanto em questão cultural, econômica, geográfica, como em aspectos tecnológicos. Portanto, desde o início já era possível observar diferentes aspectos no dimensionamento de elementos estruturais entre Brasil e Europa.

Ainda de acordo com Vasconcellos (2016), as primeiras ideias para a criação de uma normatização no Brasil começaram no ano de 1929, em São Paulo, com o “Código de Obras de Arthur Saboya”. Em 1930, foi criada a revista “Cimento Armado” a primeira publicação brasileira especializada. Em 1931, a Associação Brasileira de Concreto cria um regulamento nos quais todas as construções brasileiras estavam submetidas. Em 1936, a Associação Brasileira de Cimento Portland, percebeu a existência de divergências entre os estados no país, e decidiu reunir em um só documento todos os regulamentos de cada estado, e partir disto foi criado o primeiro documento que pode ser considerado uma normatização de betão armado no Brasil.

A primeira norma oficial foi a NB1 – Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, criada pela ABNT, em 1943. Posteriormente, foram criadas mais 5 regulamentações para cálculo e execução de concreto: NB2 – Cálculo e Construção de Pontes em Concreto Armado; NB4 – Cálculo e Construção de Lajes Combinadas; NB5 – Carregamentos para o Cálculo de Estruturas de Edifícios; NB6 – Carregamentos Dinâmicos em Pontes de Autoestradas; e NB7 – Carregamentos Dinâmicos em Pontes de Estradas de Ferro. Essas normas foram elaboradas com uma grande influência das regulamentações alemãs (VASCONCELLOS, 2016).

Somente em 1980, a NB1 passou por um longo processo de estudo e reavaliação, e tornou-se a NBR 6118. Durante 33 anos, a NBR 6118 ficou sem sofrer atualização, e apenas em 2003 a NBR 6118 sofreu sua primeira atualização. Uma das principais mudanças na versão de 1980 foi que, a mesma, tratava do processo de execução e dimensionamento do betão armado, e então a nova versão (2003) passaria a tratar somente do dimensionamento. Logo, foi feita uma nova norma para tratar especificamente da execução do betão armado, a NBR 14931/2004 - Execução de estruturas de concreto (SILVA, 2008). A partir desta mudança separando os temas, as normas passaram a ser mais específicas e com mais detalhes acerca de cada assunto. Além disso, de acordo com Silva (2008), a versão de 1980 tratava dos elementos estruturais de forma isolada, e com o avanço das tecnologias em *softwares* de dimensionamento de estruturas, no qual considera o trabalho de uma estrutura em conjunto, foi necessário fazer alterações na norma para acompanhar as novas tendências de cálculos da época. E ainda, alguns processos de cálculos sofreram modificações, principalmente, o cálculo do esforço transversal em vigas e o dimensionamento de pilares. Outro ponto relevante destacado por Silva (2008) foi o fato que durante os anos sem revisão da norma, foram criadas normas mais específicas que tratavam de temas, como por exemplo, da ação do vento. Logo, na atualização de 2003 foi obrigatório a consideração da ação do vento no dimensionamento, o que não acontecia na versão anterior.

Em 2007, a norma de 2003 foi revisada e alterada, entre os principais pontos modificados, de acordo com Botelho e Marchetti (2011), foram: tratar de forma integrada o betão comum, betão armado e protendido; a resistência mínima do betão passava a ser 20MPa para superestrutura, e 15MPa para fundações; alteração no cálculo do módulo de elasticidade, agora prevendo o estudo das flechas e outras deformações; introdução de critérios de projetos para análise de fadiga e vibrações; exigências de limitações de relação água/cimento e teor mínimo de cimento por metro cúbico de betão.

Na atualização sofrida em 2014, conforme Júnior (2017), as principais mudanças que ocorreram foram: acréscimo de um novo grupo de resistência do betão, o grupo II, betão com resistência à compressão de 55MPa a 90MPa; um aumento no valor do recobrimento das armaduras para elementos em contato com o solo, e elementos em superfícies

expostas a ambientes agressivos; uma mudança na composição química do betão a base de cloretos; adição dos parâmetros para o cálculo do módulo de elasticidade de acordo com o agregado utilizado no betão; mudança no valor do comprimento de ancoragem mínimo; além disso, limitou dimensões de alguns elementos estruturais com lajes, pilares e vigas. Com a entrada da ABNT na ISO (International Organization for Standardization), as revisões e alterações nas normas passaram a serem mais constantes, de 5 em 5 anos.

2.3 Lajes fungiformes ou lisas

2.3.1 Descrição

Filho (1989) classifica as lajes sem vigas que se apoiam diretamente nos pilares como lajes fungiformes, além disso, diz que os pilares nos quais as lajes estão apoiadas podem ter ou não um engrossamento na seção próxima da ligação entre eles, esse engrossamento é chamado de capitel. A função destes capiteis é melhorar a ligação entre a laje e o pilar, e assim garantir a segurança na transmissão dos esforços e do efeito de punçoamento que ocorre neste tipo de laje.

A NP EN 1992-1-1 define no item 5.11, como sendo as lajes fungiformes aquelas lajes nos quais estão apoiadas sobre os pilares. A NBR 6118/2014 define no item 14.7.8, como as lajes lisas sendo as lajes que são apoiadas em pilares sem capiteis, enquanto as lajes que são apoiadas em pilares com capiteis são denominadas como lajes-cogumelo, podendo essas lajes também serem nervuradas ou aligeiradas.

Carvalho (2008) classifica as lajes de diferentes maneiras, podendo elas serem:

- Lajes fungiformes maciças de espessura constante;
- Lajes fungiformes maciças com capitéis;
- Lajes fungiformes maciças com espessamento (capiteis com espessura constante);
- Lajes fungiformes aligeiradas de espessura constante;

- Lajes fungiformes aligeiradas com blocos de aligeiramento perdido;

- Lajes fungiformes aligeiradas com moldes recuperáveis.

Segundo Filho (1989), as principais vantagens apresentadas por esse tipo de sistema estrutural são:

- Adaptabilidade a diversas formas, como são formadas com tetos lisos o sistema apresenta uma ampla variabilidade de modificações no ambiente, sendo possível mudar os lugares das divisórias internas;

- Simplificação das formas, é uma consequência direta na ausência de vigas do sistema, pois sem a utilização de vigas diminui a quantidade de formas a serem executadas na estrutura, logo diminuindo também os custos com esse material que seria utilizado com as vigas;

- Simplificação das armaduras, com a ausência das vigas diminui a quantidade de armadura, abaixando os custos e conseqüentemente diminuindo o tempo de execução. Mesmo quando necessário colocar armadura de punçoamento as mesmas são utilizadas somente nas regiões próxima aos pilares, sem grandes dificuldades de execução;

- Simplificação na concretagem, devido a ter pouco recorte na estrutura, no qual dificulta o adensamento do betão;

- Melhoria nas condições de habitabilidade, um sistema estrutural sem vigas facilita a ventilação e insolação do ambiente, diminuindo a umidade e tornando mais fácil o controle de temperatura dentro do ambiente;

- Diminuição na altura total do edifício como consequência da diminuição do pé direito do edifício;

- Redução do tempo de execução, pela simplificação das formas e armaduras, conseqüentemente se tem uma diminuição na execução;

Porém, o sistema de lajes fungiformes também apresenta algumas desvantagens, Henrichs (2003) cita algumas destas desvantagens:

- Punçoamento das lajes: é a principal desvantagem do sistema, sendo necessário fazer análise cuidadosa em relação a esse esforço, e alguns casos utilização de armaduras para garantir a segurança da estrutura;

- Deslocamentos transversais da laje: possui um descolamento maior que o sistema convencional que utiliza vigas;

- Estabilidade global do edifício: devido à ausência das vigas no sistema, em edifícios muito altos a estabilidade pode ficar comprometida sendo necessário adotar paredes estruturais.

Costa (2014) ainda cita algumas outras desvantagens apresentadas por esse sistema, nos quais são: concentração de esforços de flexão nos apoios, além do punçoamento; e o comportamento sísmico.

2.3.2 Punçoamento

O esforço de punçoamento pode ser caracterizado pela concentração de carga em um ponto aplicado causando um esforço de cisalhamento em grande escala em uma pequena região de uma estrutura (OLIVEIRA, 2013). A NP EN 1991-1:2010, define no item 6.4 que este esforço é chamado de punçoamento, enquanto a NBR 6118/2014 no item 19.5 define como punção. Geralmente este tipo de modo de ruptura pode ocorrer em elementos lineares comprimidos (pilares) com elementos planos (lajes), ou seja, na ligação laje-pilar (BAVARESCO, 2010). A ruptura por punçoamento ocorre de maneira brusca e frágil, sem um aviso prévio do rompimento, causando assim quase sempre tragédias (TESORO, 2003).

Em lajes, a ruptura por punçoamento ocorre através do rompimento do betão ao redor do pilar em que está apoiado. Este rompimento ocorre em uma forma de tronco piramidal ou tronco cônico, dependendo se é um pilar retangular ou circular. Esse rompimento ocorre com uma inclinação entre 30° e 45° , sendo chamado de superfície crítica de punçoamento, conforme a Figura 1. As superfícies críticas de punçoamento, ou

superfícies de ruínas serão apresentadas nos capítulos posteriores de acordo com cada norma.

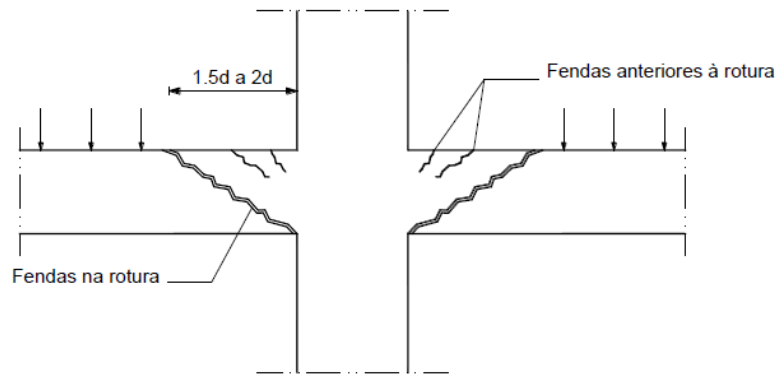


Figura 1 - Pilar sobre o efeito do punçoamento

Fonte – Costa, 2014.

Oliveira (2013) classifica o punçoamento de duas maneiras: punçoamento simétrico e não simétrico, ou assimétrico. Punçoamento simétrico é aquela no qual a geometria, o carregamento, as condições de contorno e a distribuição e constituição da armadura de flexão são simétricas em relação aos eixos de simetria da ligação pilar-laje, assim com apresentado na Figura 2 (a) e (b). Caso, algum destes aspectos não sejam satisfeitos, o punçoamento que acontece é assimétrico, sendo este dividido em dois: punçoamento sem excentricidade ou centrado, ver Figura 2 (c); punçoamento com excentricidade ou excêntrico, apresentada na Figura 2 (d), que se caracteriza por gerar uma diferença de intensidade do momento fletor na ligação que é transferida da laje para o pilar por torção, flexão e cisalhamento.

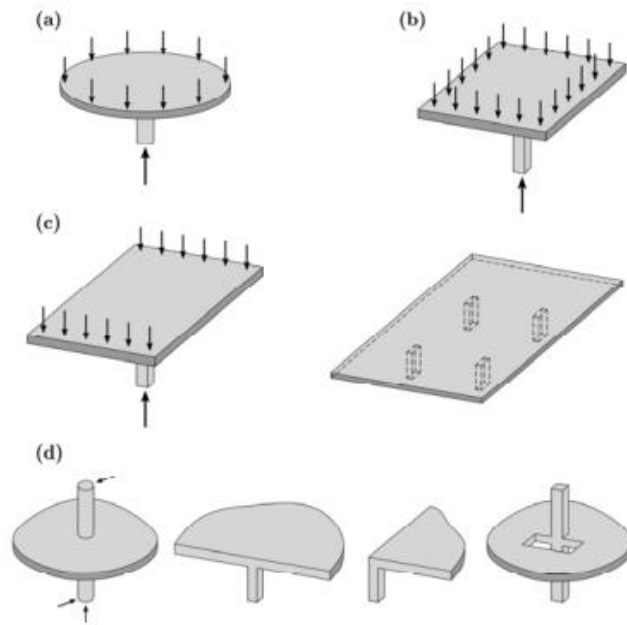


Figura 2 - Diferentes situações de punção em lajes fungiformes de betão armado

Fonte – Tassinari, 2011.

3 ESTUDO COMPARATIVO

Neste capítulo será apresentado as recomendações que estão na NBR 6118/2014 e no NP EN 1992-1-1:2010 que foram necessárias para o dimensionamento da laje fungiforme realizada no capítulo 4 deste trabalho. Que são: os modelos de cálculo do betão e do aço, classes ambientais, recobrimento, disposições construtivas das lajes e modelos de cálculo para à flexão e punçoamento.

3.1 NP EN 1992-1-1:2010

3.1.1 Betão

A NP EN 1992-1-1:2010 apresenta no item 3.1.3, um quadro com as características de resistência e de deformação do betão utilizado para o dimensionamento de estrutura com esse material.

No item 3.1.6, o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão é dado pela equação:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (1)$$

Em que:

f_{ck} é a resistência características do betão à compressão;

γ_c é o coeficiente parcial de segurança relativo ao betão, com valor de 1,5;

α_{cc} é o coeficiente que tem em conta os efeitos de longo prazo na resistência à compressão do concreto, com valor recomendado de 1,0.

A norma portuguesa apresenta um modelo teórico de relação tensões-extensões para a análise estrutural não linear para o betão, no item 3.1.5, é permite a partir deste modelo teórico a aplicação de outros modelos idealizados para a relação tensão-extensões. Esses

modelos são: diagrama parábola-retângulo, diagrama bilinear e distribuição retangular das tensões.

No item 3.1.7 do Eurocódigo, é apresentado o gráfico de tensão-extensão parábola-retângulo a ser considerado para o betão no cálculo a compressão, como pode se observar na Figura 3 a seguir. Onde os valores de ϵ_{c2} e ϵ_{cu2} estão no quadro 3.1 na NP EN 1992-1-1:2010, p. 36.

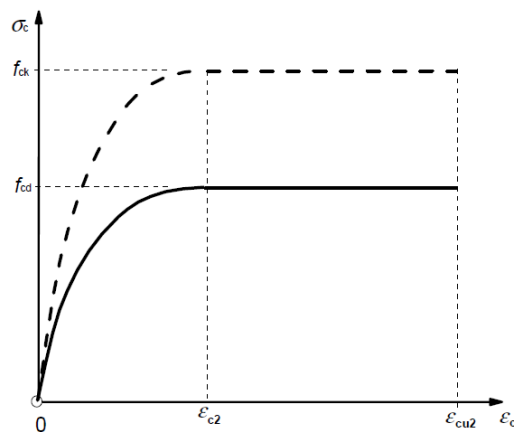


Figura 3 – Diagrama parábola-retângulo de tensão-extensão à compressão
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

Além disso, é permitido considerar uma distribuição retangular das tensões conforme a Figura 4. Em que:

$\lambda = 0,8$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa;

$\eta = 1,0$, para $f_{ck} \leq 50$ MPa.

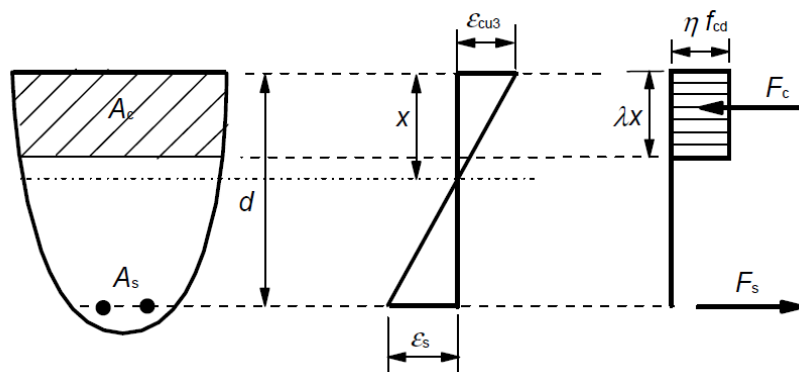


Figura 4 - Distribuição retangular de tensões
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

3.1.2 Aço

Para o aço, a NP EN 1991-1:2010 no item 3.2.7, apresenta as hipóteses que devem ser considerados para cálculo de aço no betão armado, nos quais são: um ramo superior inclinado com uma extensão limite de ϵ_{ud} e uma tensão máxima de kf_{yk}/γ_s para ϵ_{uk} ; ou, um ramo superior horizontal sem necessidade de verificação do limite de extensão, conforme a figura, em que:

γ_s é o coeficiente parcial do aço, com valor de 1,15;

f_{yk} é o valor tensão de cedência do aço, nesta norma somente entre 400MPa a 600 MPa para betão armado;

$k = (f_t f_y)_k$ parâmetro apresentado pela norma.

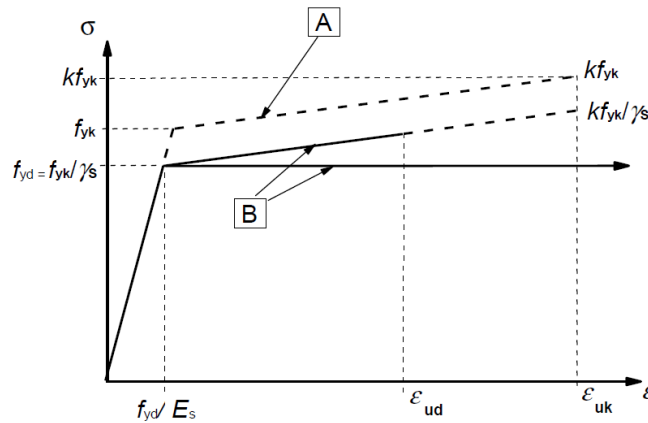


Figura 5 - Diagrama de tensão-extensão do aço
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

3.1.3 Classes ambientais

A NP EN 1991-1:2010 apresenta no item 4.2 diferentes classificações para as condições ambientais em uma estrutura de betão armado. Segundo a norma existem 17 classes de exposição das estruturas de acordo com o local em que será construído. Essas

condições são apresentadas no Quadro 23 no anexo do trabalho, com uma descrição do ambiente e um exemplo de uma situação de acordo com o ambiente.

A classe X0 é classificado como nenhum risco de corrosão, enquanto as outras classes são diferentes de acordo com a letra e número. A letra refere-se ao tipo de ataque possível para cada classe, sendo *C* por carbonatação, *D* corrosão induzida por cloreto, *S* por cloretos presentes na água do mar, *F* ataque de gelo e degelo e *A* são os ataques químicos, e o número refere-se ao grau de intensidade de cada ataque ao qual cada classe é referida.

Além disso, no item NA-E.1(2) da norma, é apresentado o Quadro 1 com algumas considerações que podem serem feitas de acordo com a classe ambiental e vida útil do projeto.

Quadro 1 - Classe estrutural recomendada

Classe Estrutural							
Critério	Classe ambiental						
	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1	XD2/XS1	XD3 / XS2 / XS3
100 anos de vida útil	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes	aumentar 2 classes
Classe de resistência	≥ C30/37 reduzir 1 classe	≥ C30/37 reduzir 1 classe	≥ C35/45 reduzir 1 classe	≥ C40/50 reduzir 1 classe	≥ C40/50 reduzir 1 classe	≥ C40/50 reduzir 1 classe	≥ C45/55 reduzir 1 classe
Elemento com geometria de laje	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe
Garantia especial do controle de qualidade de produção do betão	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe	reduzir 1 classe

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010), adaptada.

3.1.4 Recobrimento

Quanto ao recobrimento das armaduras a NP EN 1991-1-1:2010 estabelece alguns critérios no item 4.4.1, para adotar um valor de recobrimento com garantias de

durabilidade adequada. O recobrimento nominal deverá ser o recobrimento mínimo mais uma tolerância de execução na obra.

Segundo a norma, o valor de tolerância poderá variar de 5mm a 10mm de acordo com o processo de fabrico da estrutura, porém a norma recomendar adotar um valor de 10mm.

Quanto ao recobrimento mínimo, é definido como o maior valor dentre a expressão abaixo.

$$c_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10mm\} \quad (2)$$

Nesta equação o $c_{min,b}$ é o recobrimento mínimo para os requisitos de aderência, no qual serve para garantir a transmissão dos esforços e a compactação do betão. Sendo que, para barra isoladas, o $c_{min,b}$ deverá ser o valor do diâmetro da barra, e para barras agrupadas, o valor deverá ser no mínimo o diâmetro equivalente das barras.

O $c_{min,dur}$ é relativo ao recobrimento mínimo de acordo com as classes ambientais, o NP EN 1991-1-1:2010 apresenta no anexo nacional no item NA.4.3 valores para se adotar, para projeto com vida útil de 50 a 100 anos, apresentado no Quadro 2.

Quadro 2 - Recobrimento nominal e mínimo

Vida útil	Recobrimento	X0	XC1	XC2/XC3	XC4	XD1/XS1	XD2/XS2	XD3 / XS3
Classe S4 - 50 anos	Mínimo (mm)	10	15	25	30	35	40	45
	Nominal (mm)	20	25	35	40	45	50	55
Classe S6 - 100 anos	Mínimo (mm)	20	25	35	40	45	50	55
	Nominal (mm)	30	35	45	50	55	60	65

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

Enquanto $\Delta c_{dur,\gamma}$ é um recobrimento referente a uma margem de segurança, o $\Delta c_{dur,st}$ é um valor relacionado ao uso de aço inoxidável no betão, porém só é usado aço inoxidável em situação especiais, o $\Delta c_{dur,add}$ é relativo a betão com proteção adicional de revestimento, porém o NP EN 1991-1-1:2010 recomenda utilizar o valor de 0 (zero) para todos esses parâmetros.

3.1.5 Disposições construtivas

3.1.5.1 Ancoragem

Segundo a NP EN 1991-1-1:2010, item 8.4.2, a ancoragem deve ser calculada seguindo algumas especificações. Primeiramente é necessário verificar a resistência de aderência entre a barra de aço e o betão, para isso é utilizado a seguinte equação:

$$f_{bd} = 2,25n_1n_2f_{ctd} \quad (3)$$

Em que:

f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência do betão à tração, sendo limitado até a classe C60/75, devido ao crescimento da fragilidade do betão com o aumento da resistência.

n_1 é o coeficiente relacionado com as condições de aderência do betão de acordo com a posição e o ângulo da armadura dentro do elemento estrutural. Quando apresentar condições de “boa” aderência $n_1 = 1$, quando não adotar 0,7. Pode ser adotado os seguintes valores de acordo com a Figura 6 para classificação de “boa” aderência. Onde as partes em branco na figura são regiões de “boa” aderência e tracejadas são de “fraca” aderência.

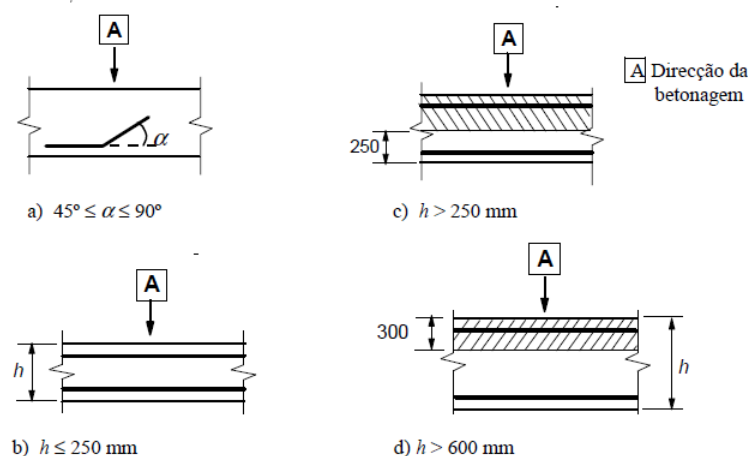


Figura 6 - Condições de aderência
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

n_2 é o coeficiente relacionado ao diâmetro da barra, quando $\phi \leq 32$ mm, $n_2 = 1$, e quando $\phi \geq 32$ mm fazer $n_2 = \frac{132-\phi}{100}$.

Após verificar a resistência de ancoragem a NP EN 1991-1-1:2010, no item 8.4.3, determina que é preciso fazer o cálculo do comprimento de ancoragem necessário ou de referência como é chamado na norma ($l_{b,rqd}$).

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} \quad (4)$$

Onde σ_{sd} é o valor de cálculo da tensão na seção da armadura.

Em seguida, a norma no item 8.4.4 recomenda a determinação do comprimento de ancoragem de cálculo, a equação utilizada é a seguinte:

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min} \quad (5)$$

Em que (os valores para os coeficientes são apresentados no Quadro 24, no anexo do trabalho):

α_1 é a consideração do efeito da forma das armaduras admitindo um recobrimento adequado, podendo ser com gancho, sem gancho, reto, ou por laço;

α_2 é o efeito do recobrimento mínimo do betão, conforme a Figura 7;

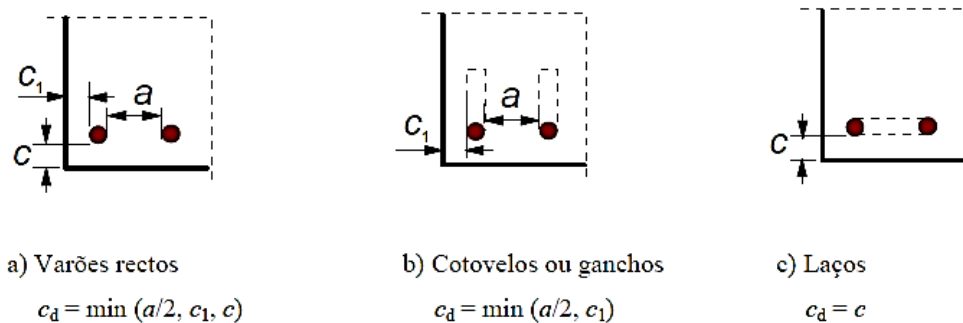


Figura 7 - Valores para os recobrimentos
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

α_3 é o efeito da cintagem das armaduras transversais;

α_4 é o efeito que leva em conta a influência de um ou mais varões transversais soldados ao longo do comprimento de amarração de cálculo l_{bd} ;

α_5 é o efeito da pressão ortogonal ao plano de fendimento longo do comprimento de ancoragem de cálculo;

$l_{b,min}$ é o valor de ancoragem mínimo, para armaduras tracionadas é o maior entre $0,3l_{b,rqd}$, 10ϕ e 100mm , para armaduras comprimidas é o maior valor entre $0,6l_{b,rqd}$, 10ϕ e 100mm .

3.1.6 Lajes fungiformes

Conforme o Anexo I do NP EN 1991-1-1:2010, as lajes fungiformes podem ser dimensionadas de diferentes maneiras. A norma recomenda a utilização de métodos que já são validados ou comprovados. No Anexo I, é sugerido a aplicação do método das grelhas, em que a laje é idealizada como elementos discretos interligados, ou o método dos elementos finitos, o das charneiras plásticas ou o do pórtico equivalente. Entretanto, as recomendações que aparecem no anexo são somente para a análise por pórticos equivalentes. No item I.1.2, é proposto a divisão da estrutura longitudinal e transversalmente em pórticos formados por pilares e por faixas de lajes. Além disso, é feita uma consideração a respeito das cargas a serem consideradas no dimensionamento. No item é indicado que se pode considerar 100% da largura dos painéis, enquanto para cargas horizontais recomenda-se a utilização de apenas 40% da largura efetiva da faixa de laje para que seja considerado a maior flexibilidade das ligações existente entre lajes-pilares em comparação com as ligações pilares-vigas. Os painéis deverão ser divididos em diferentes faixas, uma faixa sobre o pilar e outra faixa central, a Figura 8 a seguir sintetiza a divisão de painéis.

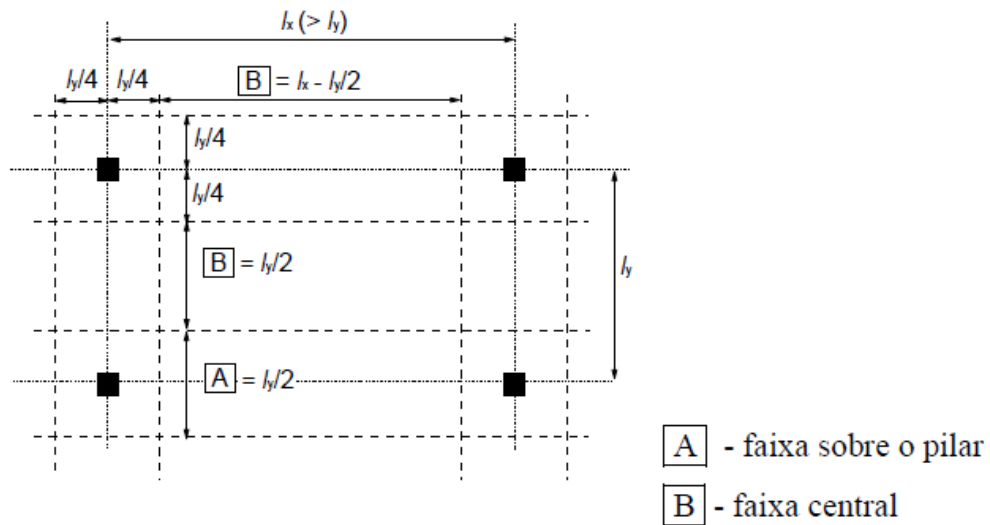


Figura 8- Divisão dos painéis para laje fungiforme
 Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010) , adaptado.

Além disso, tem-se a prescrição para a divisão dos momentos fletores de acordo com as faixas divididas. O Quadro 3 explica a divisão dos momentos de acordo com sua classificação como positivo ou negativo.

Quadro 3 - Distribuição dos momentos fletores

	Momentos negativos	Momentos positivos
Faixa sobre os pilares	60% - 80%	50% - 70%
Faixa central	40% - 20%	50% - 30%

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010) , adaptado.

Sendo que sempre a soma total dos momentos fletores negativos e positivos devem ser 100% para garantir que todo o esforço será resistido pelas duas faixas e consequentemente por toda a laje.

Para garantir que os momentos transferidos das lajes para os pilares, os pilares de canto ou de borda deverão ter uma limitação quanto aos momentos resistentes de uma seção retangular no valor de $0,17b_e d^2 f_{ck}$, sendo b_e conforme a Figura 9 a seguir, apresentada no item 9.4.2 do NP EN 1991-1-1:2010.

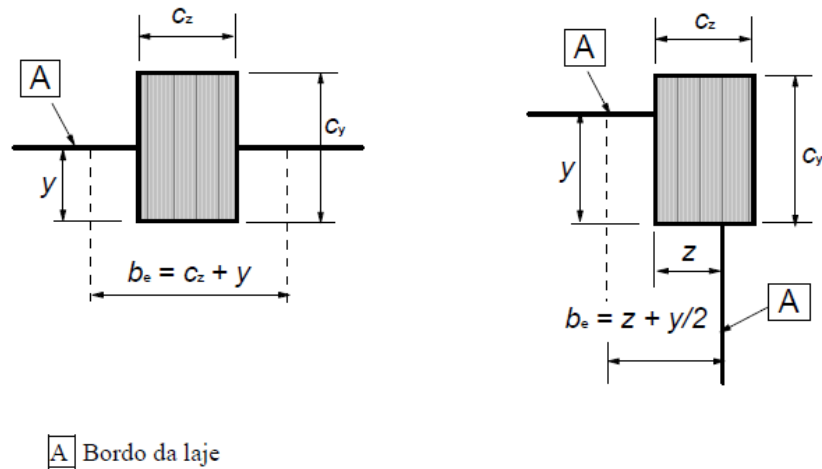


Figura 9 - Definição do b_e para pilar de canto e borda
 Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.6.1 Armadura

A norma faz indicações para as armaduras necessárias nas lajes fungiformes, no item 9.4, é tratado especificamente sobre as lajes fungiformes. No item 9.4.1 é prescrito recomendações para os pilares interiores nas quais diz que:

- A disposição das armaduras deverá seguir o comportamento real da estrutura da laje em serviço, sendo assim gerando uma concentração de armaduras nos pilares.
- Deverá ser colocado uma armadura superior a área de $0,5 A_t$ distribuída numa largura de cada lado do pilar igual a $0,125$ vezes a largura da laje. A_t representa a armadura que é necessária para resistir aos esforços dos momentos negativos totais resultantes da soma dos dois semi-painéis de cada lado do pilar.
- Deverá adotar nos pilares interiores uma armadura inferior (≥ 2 varões) em cada direção ortogonal, e esta armadura deverá passar pelo pilar.

No item 9.4.2, a NP EN 1991-1-1:2010 trata dos pilares de bordo e canto, no qual diz que as armaduras perpendiculares a um bordo livre que transmite os momentos fletores das lajes para os pilares, deverão ser colocadas na largura efetiva b_e , conforme a Figura 9.

3.1.6.1.1 Área máxima da armadura principal

Segundo o item 9.2.1.1 da NP EN 1991-1-1:2010, a armadura máxima deverá ser limitada a:

$$A_{s,max} = 0,04 A_c \quad (6)$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal de betão.

3.1.6.1.2 Área mínima da armadura principal

Ainda no item 9.2.1.1 a armadura longitudinal de tração não deverá ser inferior a $A_{s,min}$.

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (7)$$

Em que:

b_t é a largura média da zona tracionada;

f_{yk} é o valor tensão de cedência do aço;

f_{ctm} é a resistência a tração do betão;

d é a altura útil da seção analisada.

3.1.6.1.3 Espaçamento das barras

Os valores recomendados para a norma de espaçamento entre barras são apresentados no item 9.3.1.1, e são os seguintes:

- Para as armaduras principais: $s \leq \min(3h, 400\text{mm})$, sendo h é a altura da laje;
- Para as armaduras de distribuição: $s \leq \min(3,5h, 450\text{mm})$.

Para locais onde existe uma grande concentração de cargas ou momentos máximos, os espaçamentos deverão ser:

- Para as armaduras principais: $s \leq \min(2h, 250\text{mm})$;

- Para as armaduras de distribuição: $s \leq \min(3h, 400\text{mm})$.

3.1.6.1.4 Comprimento das barras

No caso de elementos sem armadura de esforço transverso, deverá ser considerado uma translação no diagrama de momento em uma distância de $a_l = d$. Com isso, os comprimentos das barras a serem calculados para resistir aos momentos translacionados deverão seguir a Figura 10, apresentada no item 9.2.1.3 da NP EN 1991-1-1:2010.

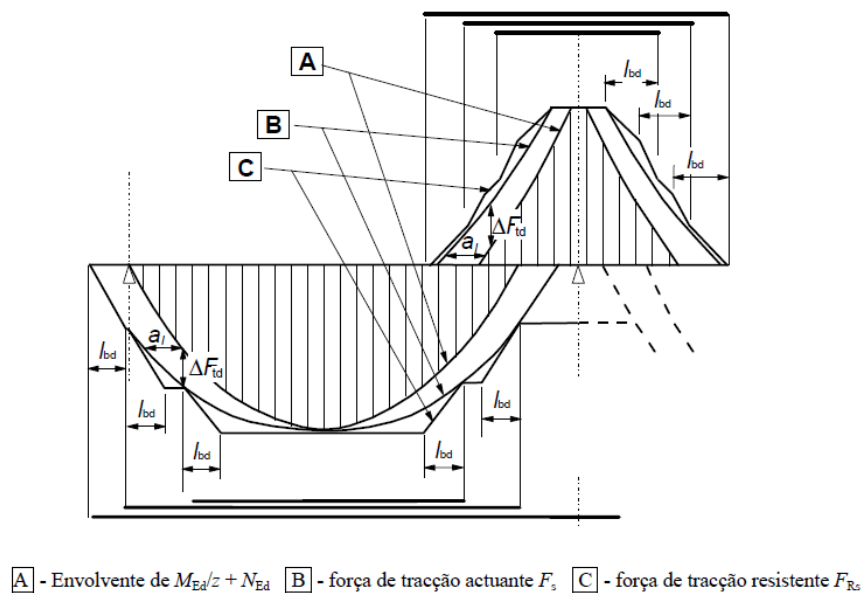


Figura 10 - Representação da interrupção da armadura longitudinal
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.7 Punçoamento

A NP EN 1991-1-1:2010 no item 6.4 trata do punçoamento das lajes maciças e aligeiradas. A norma define que o esforço do punçoamento resulta de uma carga concentrada ou de uma reação aplicada a uma pequena área, chamada de área carregada, em uma laje ou fundação.

3.1.7.1 Perímetro de controle

A verificação ao punçoamento deverá ser feita na face do pilar e uma região do perímetro de controle u_1 . Quando for necessário a utilização da armadura de punçoamento, deverá ser analisada uma segunda região de perímetro de controle $u_{out,ef}$, a partir do qual não seja mais necessária a utilização de armadura. A Figura 11 mostra os perímetros de controle geral para um pilar.

Geralmente o perímetro de controle u_1 encontra-se a uma distância de $2d$ da face do pilar analisado, e seu contorno deverá ser analisado como apresentado na Figura 11, apresentada no item 6.4.2.

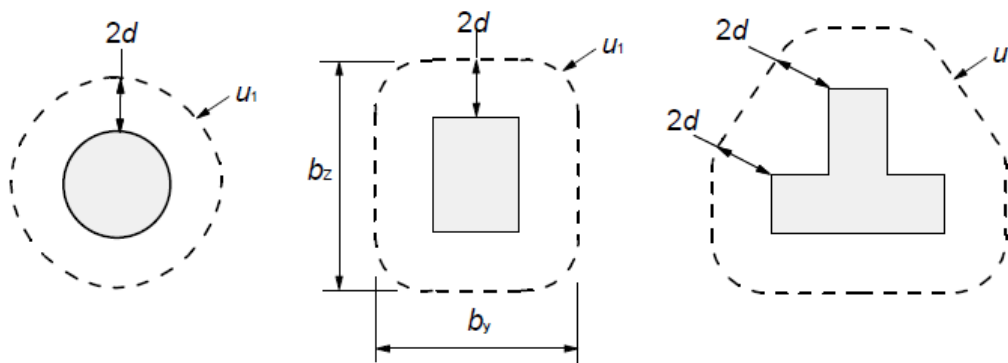


Figura 11 - Primeiros perímetros de controle típicos
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

Considera-se a altura útil da laje (d) como:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (8)$$

Em que d_x e d_y correspondem as alturas úteis das armaduras em duas direções ortogonais.

Locais onde as áreas carregadas localizam-se perto de uma borda livre ou um canto, o perímetro de controle deverá ser efetivamente descontado, desde que o valor do

perímetro encontrado seja menor dos que o apresentado acima. A Figura 12 seguir exemplifica os perímetros de controles para essas situações.

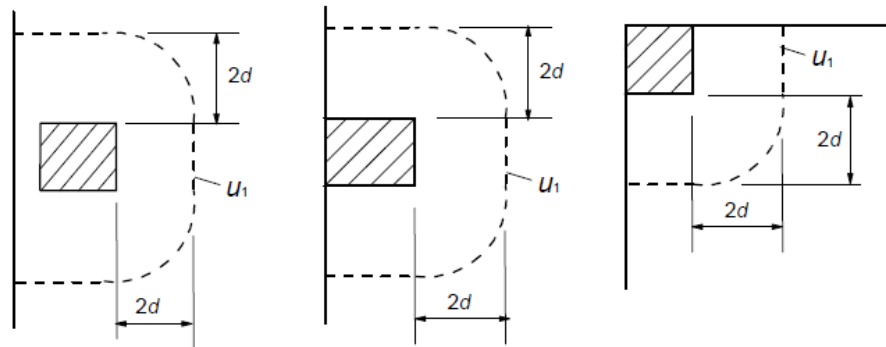


Figura 12 - Perímetros de controle junto a borda livre ou a um canto.
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.7.2 Verificação da resistência ao punçoamento

No item 6.4.3 da NP EN 1991-1-1:2010 são apresentadas as verificações de tensões na face do pilar, no perímetro de controle u_1 , e quando necessário, no perímetro de controle $u_{out,ef}$. A norma define alguns valores de cálculos de tensão de punçoamento ao longo das seções de controle:

- $v_{Rd,c}$ é o valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje sem armadura de punçoamento, em toda a seção de controle;
- $v_{Rd,cs}$ é o valor de cálculo da resistência ao punçoamento de uma laje com armadura, em toda a seção de controle;
- $v_{Rd,máx}$ é o valor de cálculo da resistência máxima ao punçoamento, ao longo da seção de controle.

Portanto, a norma recomenda que seja verificada as seguintes situações:

- $v_{Ed} \leq v_{Rd,máx}$, no perímetro do pilar, não deverá ser excedido o valor máximo de tensão de punçoamento.
- Se, $v_{Ed} \leq v_{Rd,c}$, não é necessário utilizar armadura de punçoamento, caso contrário ($v_{Ed} \geq v_{Rd,c}$), é necessário dimensionar uma armadura de punçoamento.

3.1.7.2.1 Tensão Atuante na face do pilar

No item 6.4.5 da NP EN 1991-1-1:2010, é indicada que o valor da tensão atuante na face do pilar deve ser calculado pela seguinte equação:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_0 d} \quad (9)$$

Em que:

u_0 para o pilar é perímetro de controle do pilar;

V_{Ed} é a força atuante na área do perímetro de controle do pilar;

d é a altura média da laje, nas duas direções.

3.1.7.2.2 Tensão Atuante no perímetro de controle para carga centrada

Para as cargas centradas os valores de v_{Ed} , pode ser encontrado através da seguinte equação:

$$v_{Ed} = \frac{V_{Ed}}{u_1 d} \quad (10)$$

Em que:

u_1 é o perímetro do primeiro perímetro de controle.

3.1.7.2.3 Carga excêntrica

Quando as cargas aplicadas no pilar forem excêntricas em relação ao perímetro de controle, a tensão de punçoamento deverá ser obtido por:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{Ed}}{u_i d} \quad (11)$$

Sendo, u_i o perímetro de controle a ser considerado, e β será apresentado a seguir para cada situação de pilar.

3.1.7.2.4 Pilar Interior

- Pilar retangular com excentricidade em uma direção:

$$\beta = 1 + k \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \frac{u_1}{W_1} \quad (12)$$

Onde:

k é o coeficiente que relaciona as dimensões do pilar c_1 e c_2 , sendo o seu valor função da proporção do momento não equilibrado por forças de corte não uniformes e por flexão e torção, apresentado no Quadro 4.

Quadro 4 - Valores de k para áreas carregadas retangulares

$c_1/c_2,$	$\leq 0,5$	1,0	2,0	$\geq 3,0$
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010), adaptado.

W_1 é a função do perímetro básico de controle u_1 , e para pilares interiores retangulares podendo ser encontrado pela seguinte equação:

$$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + c_1 c_2 + 4c_2 d + 16d^2 + 2\pi d c_1 \quad (13)$$

Onde:

c_1 e c_2 representa as dimensões dos pilares nas direções paralela e perpendicular a excentricidade da carga, respectivamente.

- Pilar retangular com excentricidade em duas direções

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2} \quad (14)$$

Onde:

e_y e e_z representam as excentricidades M_{Ed}/V_{Ed} , nos seus respectivos eixos;

b_z e b_y são as dimensões do perímetro de controle.

- Pilar circular

$$\beta = 1 + 0,6\pi \frac{e}{D + 4d} \quad (15)$$

Em que:

D é o diâmetro do pilar.

3.1.7.2.5 Pilares de bordo

- Excentricidade para o interior (na direção perpendicular ao bordo da laje)
1. Em uma direção

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (16)$$

Sendo u_1^* , representado na Figura 13:

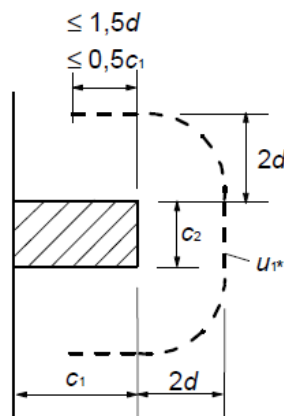


Figura 13 - Perímetro de controle reduzido para pilar de borda
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

2. Em duas direções

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} + k \frac{u_1}{W_1} e_{par} \quad (17)$$

Em que:

e_{par} é a excentricidade na direção paralela a borda da laje resultante de um momento em torno de um eixo perpendicular a borda da laje;

k é o valor apresentado no Quadro 4.

W_1 para pilares retangulares sendo calculado pela seguinte equação:

$$W_1 = \frac{c_2^2}{4} + c_1 c_2 + 4c_1 d + 8d^2 + \pi d c_2 \quad (18)$$

- Excentricidade para o exterior (na direção perpendicular à borda da laje) igual a Equação (12)

3.1.7.2.6 Pilares de canto

- Excentricidade para o interior

Sendo u_1^* , representado na Figura 14:

$$\beta = \frac{u_1}{u_1^*} \quad (19)$$

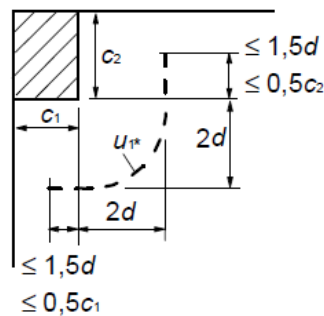


Figura 14- Perímetro de controle reduzido para pilar de canto
Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

- Excentricidade para o exterior, igual a Equação (12)

No item 6.4.3, a norma diz que em estruturas que a estabilidade lateral não tem dependência dos pórticos constituídos pelas lajes e pilares, e que os vãos adjacentes não diferem em 25% um do outro, pode ser adotar valores aproximado de β , de acordo com o anexo nacional de cada país, na NP EN é apresentado os valores na Figura 15, de acordo com a localização do pilar:

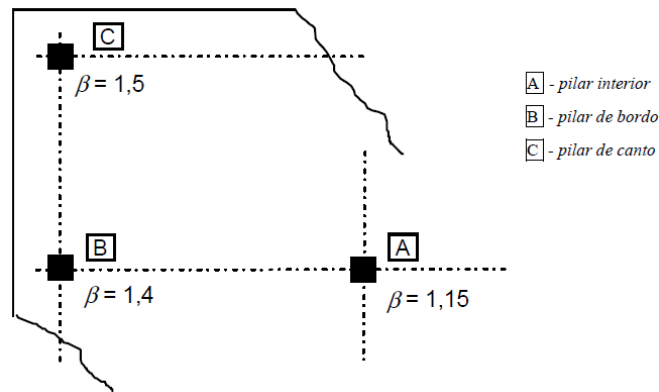


Figura 15 - Valores recomendados para β
 Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.7.3 Verificação na face do pilar

Na face do pilar deverá ser calculado o valor de $v_{Rd,máx}$, em que deverá ser seguido a seguinte equação conforme o item 6.4.5 da NP EN 1991-1-1:2010:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 * v * f_{cd} \quad (20)$$

Onde v é um fator de redução da resistência ao corte do betão fendilhado:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \quad (21)$$

3.1.7.4 Verificação de lajes sem armaduras de punçoamento

A resistência das lajes em armadura de punçoamento deverá ser verificada seguindo a seguinte equação, apresentada no item 6.4.4 da NP EN 1991-1-1 2010:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + K_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (22)$$

Onde:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0, \text{ d em mm};$$

$\rho_l = \sqrt{\rho_{ly} \cdot \rho_{lz}} \leq 0,02$, em que ρ_{ly} e ρ_{lz} , são referentes às armaduras de tração nas direções y e z , devendo ser calculados como valores médios numa largura de laje igual à largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado;

$\sigma_{cp} = \frac{\sigma_{cy} + \sigma_{cz}}{2}$, em que σ_{cy} e σ_{cz} , são as tensões normais no betão na seção crítica nas direções y e z;

$k_1 = 0,1$, valor recomendado;

$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}$, valor recomendado;

$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$.

3.1.7.5 Verificação de lajes com armaduras de punçoamento

Quando é necessário a utilização de armaduras de punçoamento, a mesma deverá ser calculada da seguinte forma, item 6.4.5 NP EN 1991-1-1 2010:

$$V_{Rd,cs} = 0,75 v_{Rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_r} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \text{sen} \alpha \quad (23)$$

Sendo que:

A_{sw} é área de um perímetro de armaduras de punçoamento em torno de pilar [mm^2];

s_r é o espaçamento radial dos perímetros de armaduras de punçoamento [mm];

$f_{ywd,ef}$ é o valor de cálculo da tensão efetiva de cedência das armaduras de punçoamento, em que $f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 d \leq f_{ywd}$ [MPa];

d é a média das alturas úteis nas direções ortogonais [mm];

α é o ângulo formado entre as armaduras e a laje;

O perímetro de controle que é preciso verificar para onde não é mais necessário armadura de punçoamento, o $u_{out,ef}$, deverá ser calculado pela expressão a seguir:

$$u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d} \quad (24)$$

Em que o perímetro exterior da armadura de punçoamento deverá ser colocado a uma distância menor que kd ($k=1,5$, valor recomendado), dentro do perímetro $u_{out,ef}$, conforme a Figura 16.

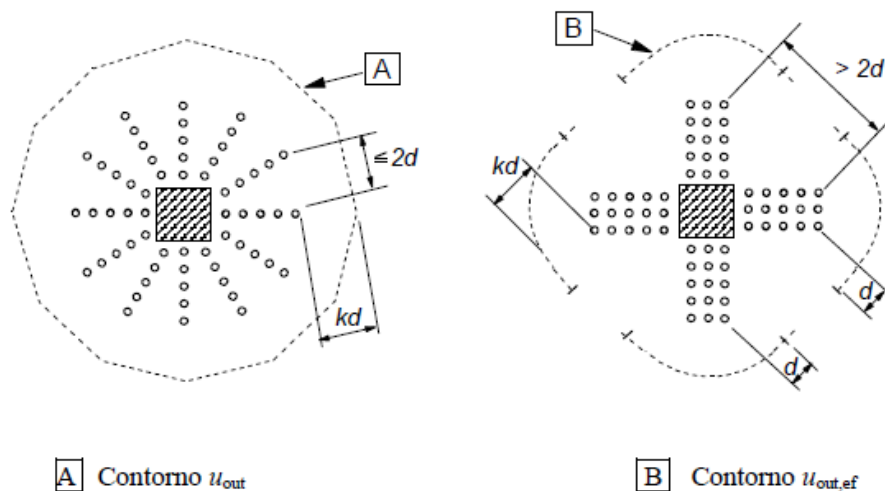


Figura 16 - Perímetro de controle $u_{out,ef}$ para pilares interiores
 Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

3.1.7.6 Armaduras de punçamento

Quando a armadura for dimensionada, a mesma deverá estar situada entre área do pilar e kd , onde a armadura de punçamento passar não ser mais necessária. Ainda, deverão ser constituídas de no mínimo dois perímetros de estribos, de espaçamento menor que $0,75d$ (ver Figura 17), item 9.4.3 da NP EN 1991-1-1:2010.

O espaçamento máximo que poderá ocorrer entre os ramos de estribos deverá ser $1,5d$ no interior do primeiro perímetro de controle (localizado a menos de $2d$ da área carregada) e ainda, de $2d$ para os perímetros exteriores ao primeiro perímetro de controle na extensão que se considera contribuir para a capacidade resistente de punçamento.

Para varões inclinados, conforme a Figura 17, poderá ser considerado apenas um perímetro.

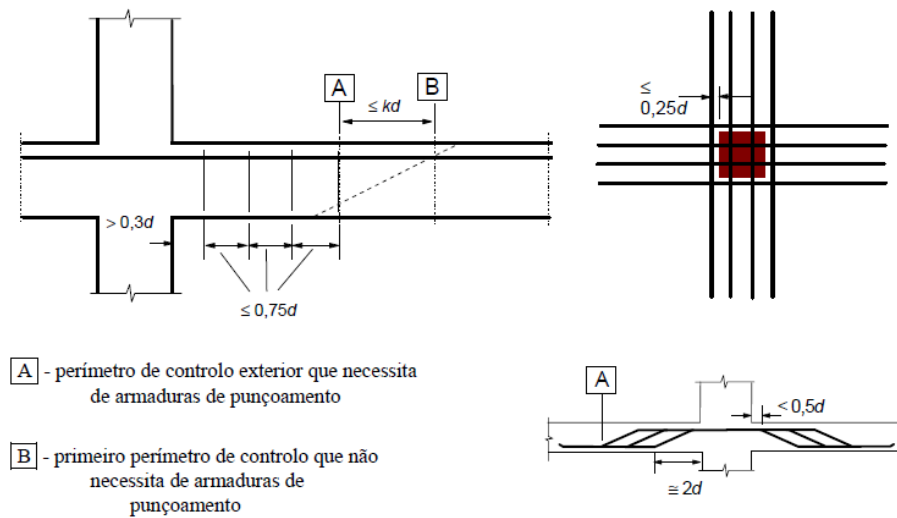


Figura 17 - Armaduras de punçoamento

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010)

O valor da área de um ramo para as armaduras de punçoamento pode ser calculada por:

$$A_{sw,min} \cdot \frac{1,5 \operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha}{s_r s_t} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_y k} \quad (25)$$

α é o ângulo formado entre as armaduras de punçoamento e principal;

s_r é o espaçamento dos estribos na direção radial;

s_t é o espaçamento dos estribos na direção tangencial;

As barras inclinadas que passam pela área carregada e se encontram a uma distância menor que $0,25d$ poderão ser consideradas como armaduras punçoamento.

A distância entre a face de um pilar e as armaduras de punçoamento mais próxima deverão ser no máximo igual a $d/2$.

3.1.7.7 Armadura de colapso progressivo

No anexo nacional no item NA.4.3, a norma portuguesa estabelece que deverá ter uma armadura contra o colapso progressivo da estrutura, sendo ela calculada pela seguinte equação:

$$A_s f_{yd} + A_p f_{pd} \geq V_{sd} \quad (26)$$

Em que:

A_s é área da armadura ordinária inferior que passa pelo pilar;

f_{yd} é a tensão de cálculo da armadura ordinária;

A_p é a área da armadura de pré-esforço que passa no pilar;

f_{pd} é a tensão de cálculo da armadura de pré-esforço;

V_{sd} é a tensão atuante no pilar.

Além disso, determinar que deverá ter no mínimo dois varões de 12 (doze) milímetros em cada direção.

3.2 NBR 6118/2014

3.2.1 Betão

No item 12.3.3, a norma determina o valor de f_{cd} , sendo:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (27)$$

Em que:

f_{ck} é a resistência característica do betão à compressão;

γ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto no estado limite último, com valor de recomendado de 1,4.

No item 8.2.10.1, a NBR 6118/2014 apresenta o gráfico de tensão-deformação no qual deve ser considerado para o betão a compressão no estado último, em que a tensão de cálculo do betão deverá ser considerada $0,85f_{cd}$.

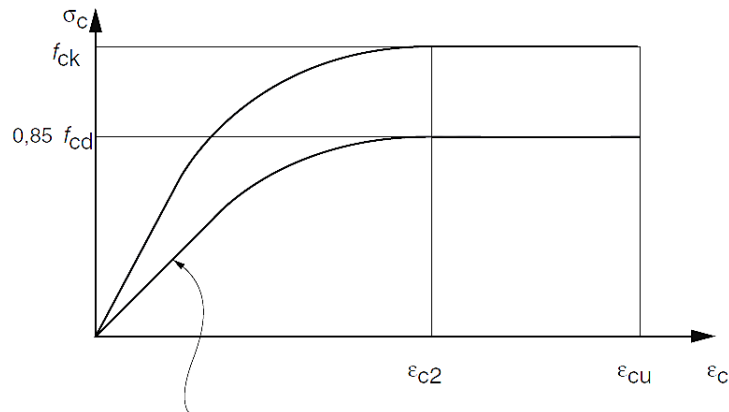


Figura 18 - Diagrama tensão-deformação
Fonte - NBR 6118 (2014).

No item 17.2.2 da NBR 6118/2014, é apresentada a hipótese que pode ser consideradas para o dimensionamento, seguindo o diagrama parábola-retângulo, substituindo-o por um retângulo com profundidade de 0,8x (para $f_{ck} \leq 50MPa$) e a tensão constante no betão no valor de $0,85f_{cd}$ (para betão na classe até C50). No qual a norma diz que os resultados obtidos com esses dois diagramas apresentam pequenas e aceitáveis diferenças.

3.2.2 Aço

No item 12.3.1, a NBR 6118/2014 determina que o valor de cálculo da resistência a do aço (f_{yd}) deverá ser encontrado por:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (28)$$

Em que:

f_{yk} é a resistência característica da resistência ao escoamento do aço;

γ_s é o coeficiente de ponderação da resistência do aço no estado limite último, com valor de recomendado de 1,15.

Para o cálculo das tensões e extensões do aço no estado limite último a norma recomenda no item 8.3.6, adotar o diagrama simplificado com ou sem patamar de escoamento, mostrado na Figura 19.

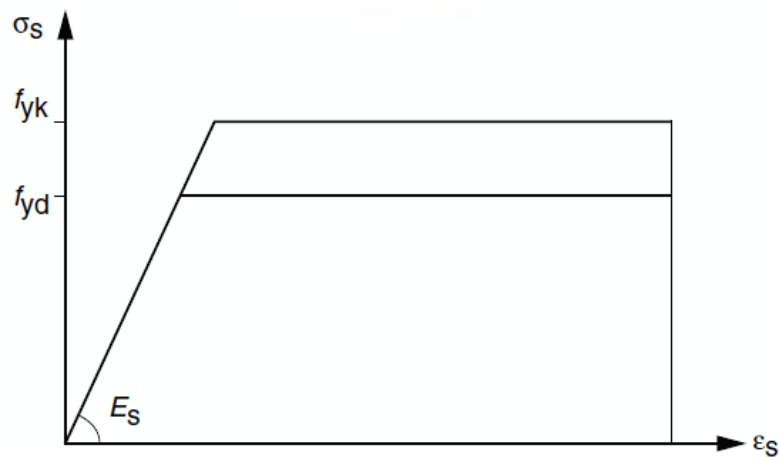


Figura 19 - Diagrama tensão-extensão para aço em betão armado
Fonte - NBR 6118 (2014).

3.2.3 Classe ambiental

A NBR 6118/2014, no item 6.4.2, apresenta quatro classes ambientais diferentes, separadas de acordo com a sua agressividade (fraca, moderada, forte e muito forte) e o risco de deterioração. O Quadro 5 apresenta a classificação.

Quadro 5 - Classes de condição ambiental

Classe de condição ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana	Pequeno
III	Forte	Marinha	Grande
		Industrial	

IV	Muito Forte	Industrial	Elevado
		Respingos de maré	

Fonte - NBR 6118 (2014), adaptado.

Ainda, no item 7.4.2, é recomendado valores de relação água/cimento e classe de betão de acordo com a classe ambiental, apresentado no Quadro 6.

Quadro 6 - Relação entre a classe ambiental e a qualidade do betão

	Tipo	Classe de condição ambiental			
		I	II	III	IV
Relação água/cimento em massa	Betão armado	≤0,65	≤0,60	≤0,55	≤0,45
	Betão protendido	≤0,60	≤0,55	≤0,50	≤0,45
Classe do betão	Betão armado	≥C20	≥C25	≥C30	≥C40
	Betão protendido	≥C25	≥C30	≥C35	≥C40

Fonte - NBR 6118 (2014), adaptado.

3.2.4 Recobrimento

No item 7.4, é tratado do recobrimento, no qual o recobrimento nominal adotado nos projetos deverá ser considerado o recobrimento mínimo mais a tolerância de execução, no qual a NBR 6118/2014 permite varia de 10mm a 5mm dependendo das condições de execução da estrutura, porém é recomendado utilizar 10 mm quando for situação normais, diferentes de estruturas pré-moldadas.

O recobrimento nominal deverá sempre respeitar as seguintes prescrições:

$$c_{nom} \geq \text{diâmetro da barra}$$

$$c_{nom} \geq \text{diâmetro equivalente das barras}$$

$$1,2 \cdot c_{nom} \geq \text{dimensão máxima do agregado}$$

Por fim, a NBR 6118/2014 no item 7.4.7.6, define valores de recobrimento nominal de acordo com a classe ambiental e o tipo de estrutura, exposto no Quadro 7.

Quadro 7 - Relação da classe ambiental com o recobrimento

		Classe de condição ambiental
--	--	------------------------------

Tipo de estrutura	Elemento estrutural	I	II	III	IV
		Recobrimento nominal (mm)			
Betão armado	Laje	20	25	35	45
	Viga	25	30	40	50
	Elementos em contato com o solo	30		40	50

Fonte - NBR 6118 (2014), adaptado.

3.2.5 Disposições construtivas

3.2.5.1 Ancoragem

A ancoragem é tratada no item 9.4 da NBR 6118/2014, em que o comprimento de ancoragem de uma armadura segue o mesmo raciocínio da NP EN 1991-1-1:2010, utilizando as mesmas equações. Porém, uma diferença encontrada, é o fato de a NBR 6118/2014 permitir o uso de diferentes tipos de barras, incluindo as lisas, logo isso é consideração no cálculo da resistência de aderência entre a armadura e o betão, além de fazer considerações diferentes para as regiões de “boa” e “má” aderência. Neste caso, aderência será dada por:

$$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 f_{ctd} \quad (29)$$

Onde

n_1 é o coeficiente relacionado com o tipo de barra utilizada, sendo $n_1 = 1$ para barras lisas, $n_1 = 1,4$ para barras entalhadas e $n_1 = 2,25$ para barras nervuradas.

n_2 é o coeficiente referente ao posicionamento e inclinação das barras dentro do elemento estrutural. Sendo considerado valores de $n_2 = 1$ para regiões de “boa” aderência e $n_2 = 0,7$ para regiões de “má” aderência, indicado na Figura 20.

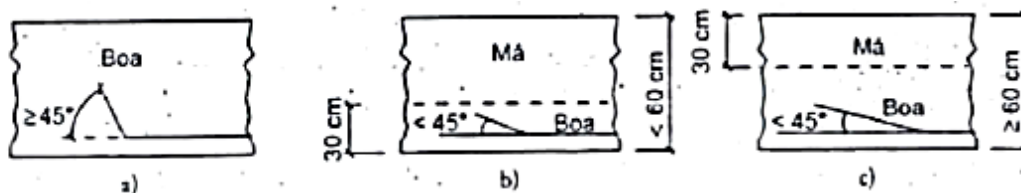


Figura 20 - Classificação das condições de aderência

Fonte – SCHUTZ (2014)

n_3 é o coeficiente que leva em consideração o diâmetro das barras, sendo igual a NP EN 1991-1-1:2010.

Como é considerado na NP EN 1991-1-1:2010, na NBR 6118/2014 é preciso calcular um comprimento de ancoragem básico, utilizando a equação seguinte, com o critério de ser maior que 25ϕ .

$$l_b = \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} \geq 25\phi \quad (30)$$

Em que:

f_{bd} é a resistência de aderência de cálculo da armadura passiva;

f_{yd} é resistência de cálculo ao escoamento do aço de armadura passiva;

Φ é o diâmetro da barra.

Além disso, a norma no item 9.4.2.5 recomenda o cálculo do comprimento de ancoragem necessário através da seguinte equação:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,mín} \quad (31)$$

Em que:

α é o coeficiente que leva em conta a forma como a armadura está dobrada e o recobrimento do betão, sendo que $\alpha = 1,0$ para barras sem gancho; $\alpha = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com recobrimento maior que 3ϕ , ou quando houver barras transversais soldadas; $\alpha = 0,5$ quando houver barras transversais soldadas com recobrimento maior que 3ϕ ;

$A_{s,calc}$ é área de aço calculada para região em que está sendo analisado;

$A_{s,ef}$ é área de aço efetiva, ou seja, a área de aço realmente utilizada de acordo com a escolha do diâmetro que será adotado para o projeto.

A NBR 6118/2014 admite fazer considerações em relação aos coeficientes que influencia o comprimento de ancoragem, como as considerações que a NP EN 1991-1-1:2010 indica. Porém, a NBR não demonstra como deve fazer essas considerações.

3.2.6 Lajes fungiformes

Conforme recomenda o Eurocódigo, o dimensionamento deste tipo de laje deve ser realizado utilizando modelos numéricos adequados, nos quais podem ser por diferenças finitas, elementos finitos ou elementos de contorno.

Para o caso de lajes feitas de betão armado, e com pilares enfileirados ortogonalmente com vãos de dimensões próximas, a norma permite realizar o cálculo dos esforços adotando pórticos múltiplos, em cada direção. Assim como regulamento europeu, na NBR 6118/2014 é recomendado a divisão da laje em faixas, em que são divididas em faixas externas (faixas sobre pilares) e faixas internas (faixa central). Essa divisão é feita de acordo com a Figura 21, apresentadas no item 14.7.8 da norma brasileira.

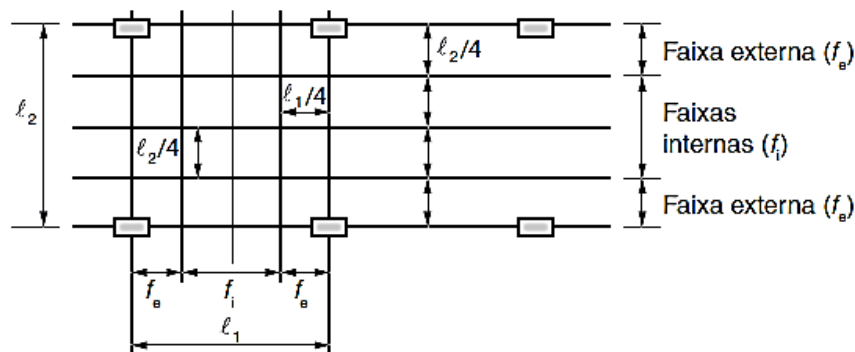


Figura 21 - Distribuição de faixas nas lajes

Fonte - NBR 6118 (2014)

Além disso, no mesmo item, é apresentado a distribuição dos momentos fletores de acordo com as faixas das lajes. A distribuição é feita da seguinte maneira, sempre sendo considerando 100% dos momentos fletores na somatória dos momentos negativos com positivos:

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

- 37,5% para cada uma das faixas externas.

3.2.6.1 Detalhes construtivos

No item 13.2.4.1, a NBR 6118/2014 prescreve valores de altura mínima para lajes de acordo com a tipologia utilizado. Para as lajes fungiformes a norma recomenda uma altura mínima de 16 cm e 14 cm para lajes lisas-cogumelos (fora do capitel).

A norma prescreve algumas recomendações no item 20.1:

- As armaduras de flexão não poderão ter barras com diâmetro superior a $h/8$ (h =altura da laje);

- As barras de flexão da armadura principal têm um espaçamento máximo de $2h$ ou 20cm, sendo considerado o maior valor entre eles.

- Nas lajes sem armadura transversal toda a armadura positiva calculada para os vãos deverá ser levada até os apoios, e ser prolongada no mínimo de 4cm além do eixo teórico do apoio.

- A armadura secundaria de flexão deve ser igual ou maior que 20% da armadura principal, com espaçamento entre barras de no máximo 33 cm. Sendo que as emendas realizadas nessas barras devem respeitadas os mesmos critérios para as barras principais.

Além disso, a norma determina valores da armadura longitudinal máxima e mínima para as lajes fungiformes. No item 19.3.3.2 da NBR 6118/2014 é estabelecido que as lajes fungiformes com armadura passiva devem respeitar os seguintes valores para as armaduras positivas (Quadro 8).

Quadro 8- Valores mínimos para as armaduras

Armadura	Armadura negativa	Armadura negativa de borda sem continuidade	Armaduras positivas de lajes armadas nas duas direções	Armadura positiva (principal) de lajes armadas em uma direção	Armadura positiva (secundária) de lajes armadas em uma direção
Condições	$\rho_s \geq \rho_{mín}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{mín}$	$\rho_s \geq 0,67 \rho_{mín}$	$\rho_s \geq \rho_{mín}$	$\rho_s \geq 0,5 \rho_{mín}$

Fonte - NBR 6118 (2014), adaptado.

Em que:

$$\rho_s = \frac{A_s}{b_w h} \quad (32)$$

Onde:

A_s é a armadura longitudinal;

b_w é a largura média da alma, medida ao longo da altura útil da seção;

h é a altura da seção.

E,

$$\rho_{min} = \frac{A_{smin}}{A_c} \quad (33)$$

Onde:

A_{smin} é armadura longitudinal mínima;

A_c é área da seção transversal de betão.

A NBR 6118/2014 estabelece valores de ρ_{min} no item 17.3.5.2.1, considerando uma seção retangular de acordo com a classe do betão utilizado, para um aço CA-50. Os valores de ρ_{min} estão apresentados no Quadro 9.

Quadro 9 - Valores de ρ_{min}

Classe do betão	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50
ρ_{min} (%)	0,15	0,15	0,15	0,164	0,179	0,194	0,208

Fonte - NBR 6118 (2014), adaptado.

Para os valores máximos da armadura, no item 19.3.3.3, é feito a recomendação de que a soma das armaduras de tração e compressão não poderá ser maior que 4% a área do betão na região analisada.

3.2.6.2 Detalhamento das armaduras

No item 20.3.1 a norma, apresenta (Figura 22) como as armaduras devem estar posicionadas nas lajes sem vigas. Sendo que duas barras inferiores devem passar continuamente sobre os apoios, respeitando a armadura de colapso progressivo. Além disso, é recomendado que, nas lajes com capiteis, as barras inferiores interrompidas devem penetrar pelo menos 30cm ou $24 \varnothing$ no capitel. As ancoragens devem seguir os itens apresentados anteriormente.

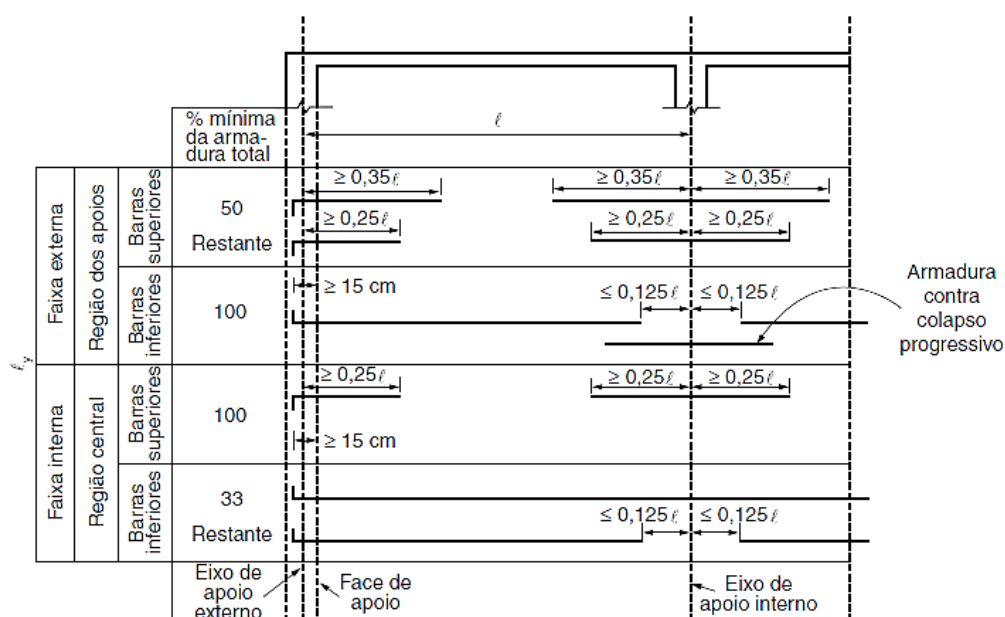


Figura 22 - Lajes sem vigas

Fonte - NBR 6118 (2014)

3.2.7 Punçoamento

3.2.7.1 Superfície crítica

A NBR 6118/2014, no item 19.5, considera no seu modelo de cálculo previsto a verificação do cisalhamento em duas ou mais superfícies críticas. Sendo essas superfícies definidas da seguinte maneira. A primeira superfície crítica (C), é verificada, a tensão de compressão diagonal do betão por meio da tensão de cisalhamento do pilar ou da carga

concretada aplicada. Para a segunda superfície crítica (C'), distante $2d$ do pilar ou da carga concretada, é necessário garantir uma ligação segura entre o pilar e a laje contra o efeito do punçoamento, isso é garantido por meio da resistência à tração diagonal e também pela tensão de cisalhamento no contorno da superfície C' . A terceira, e última, superfície crítica (C''), só é analisada quando é utilizado armadura de punçoamento na estrutura. Além disso, a norma diferencia a análise a ser feita de acordo com a posição dos pilares, sendo classificados em pilares internos, pilares de borda e pilares de canto. A Figura 23 exemplifica as superfícies críticas para diferentes pilares internos.

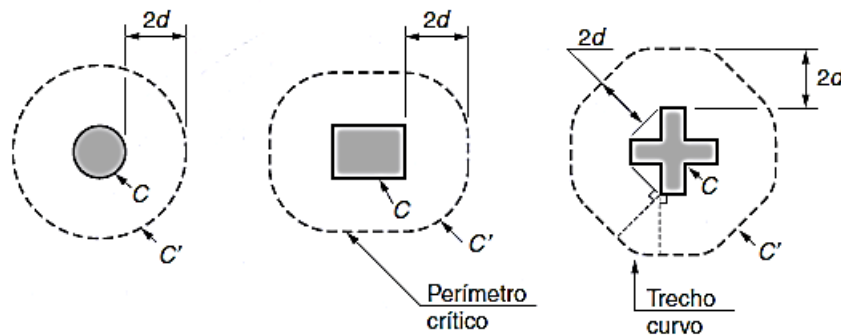


Figura 23 - Superfície crítica para pilares internos

Fonte - NBR 6118 (2014)

A Figura 24 mostra a análise das superfícies para pilares de borda e a Figura 25 para os pilares de canto.

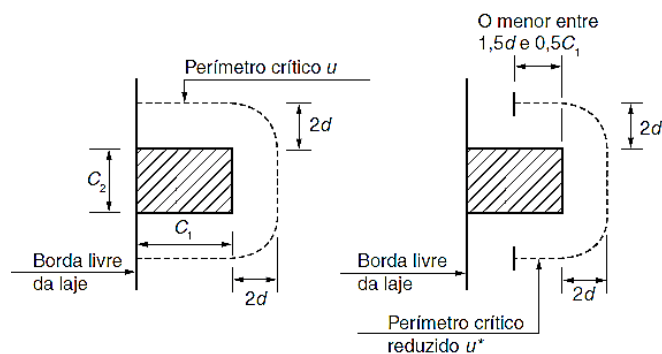


Figura 24 - Superfície crítica para pilares de borda

Fonte - NBR 6118 (2014)

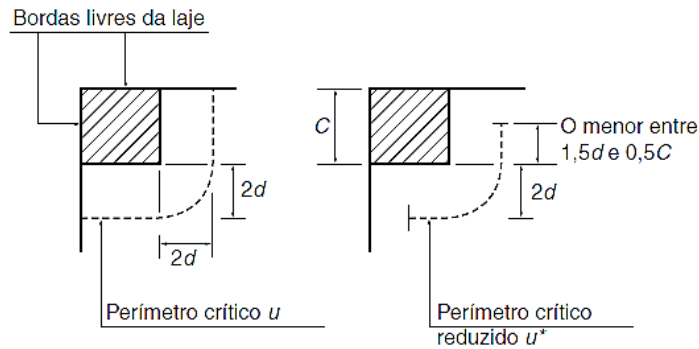


Figura 25 - Superfície crítica para pilares de canto

Fonte - NBR 6118 (2014)

3.2.7.2 Tensão solicitante

3.2.7.2.1 Tensão solicitante para carregamento simétrico para pilar interno

Seguindo o item 19.5.2.1 da NBR 6118/2014, a tensão para carregamentos simétricos é verificada por meio da seguinte equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} \quad (34)$$

Onde:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad (35)$$

d é a altura útil da laje ao longo do contorno crítico de C' ;

d_x e d_y são as alturas úteis nas duas direções ortogonais;

u é o perímetro do contorno crítico;

F_{sd} é a força ou a reação concretada de cálculo

3.2.7.2.2 Tensão solicitante com efeito de momento para pilar interno

Conforme 19.5.2.2, quando ocorre situações em que ocorre transferência de momento entre a laje e o pilar, esse carregamento assimétrico deve ser considerado da seguinte maneira:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u d} + \frac{K M_{sd}}{W_p d} \quad (36)$$

Onde:

K é o coeficiente que considera a parcela do momento M_{sd} que é transmitida ao pilar por cisalhamento, e que depende da relação C_1/C_2 , onde C_1 é dimensão do pilar paralela à excentricidade da força e C_2 , é a dimensão do pilar perpendicular à excentricidade força. Os valores de K são apresentados no Quadro 4, com os mesmos valores recomendado pela NP EN 1991-1-1:2010, nos quais para pilares circulares o valor de K é 0,6.

$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2^2 + 16d^2 + 2\pi d C_1$ (pilares retangulares), e $W_p = (D + 4d)^2$ (pilares circular, em que D é o diâmetro do pilar)

3.2.7.2.3 Tensão solicitante para pilares de borda e canto

Segundo o item 19.5.2.3 da NBR 6118/2014, existem duas situações para os pilares de borda, que é quando o momento atuante é aplicado não é paralelo ao plano da borda livre, no qual a equação utilizada é:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} d} \quad (37)$$

Onde:

$$M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd}^*) \geq 0 \quad (38)$$

u^* é o perímetro reduzido, mostrado nas Figura 24 e Figura 25;

M_{sd}^* é o momento de cálculo resultante da excentricidade do perímetro crítico reduzido em u^* em relação ao centro do pilar;

W_{p1} é o módulo de resistência plástica perpendicular à borda livre, calculado para o perímetro u^* .

K_1 é de acordo com os valores da relação $\frac{C_1}{C_2}$, de acordo com o Quadro 4;

E quando o momento agir no plano paralelo à borda livre é utilizado a seguinte equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u^* d} + \frac{K_1 M_{sd1}}{W_{p1} d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2} d} \quad (39)$$

K_2 é de acordo com o Quadro 4, admitindo a seguinte relação $\frac{C_2}{2C_1}$.

Conforme o item 19.5.2.4 da NBR 6118/2014, para os pilares de canto, utiliza-se a equação quando não age momento no plano paralelo à borda para os pilares de borda, sendo que como o pilar de canto possui duas bordas livres deve ser realizar separadamente para cada borda que esteja perpendicular o momento a ser analisado.

3.2.7.3 Tensão resistente

3.2.7.3.1 Tensão resistente na superfície crítica C

De acordo com o item 19.5.3.1, nessa região é verificada a tensão resistente de compressão diagonal do betão, sendo que ela é feita no contorno C, independente do uso de armadura de punçoamento, por meio da seguinte expressão:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} \quad (40)$$

Em que:

$$\alpha_{v2} = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right), \quad (41)$$

f_{ck} em megapascal.

3.2.7.3.2 Tensão resistente na superfície C' sem armadura de punçoamento

Em conformidade com o item 19.5.3.2 da NBR 6118/2014, a análise é feita por meio da seguinte equação:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} \quad (42)$$

Onde:

ρ é a taxa geométrica de armadura de flexão, em que $\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$, ρ_x e ρ_y são as taxas de armaduras nas duas direções ortogonais.

3.2.7.3.3 Tensão resistente na superfície C' com armadura de punçoamento

Para essa verificação de tensão deve ser seguido como apresentado a seguir (item 19.5.3.3 da NBR 6118/2014):

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd3} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1\sigma_{cp} + 1,5 \frac{d A_{sw} f_{ywd} \operatorname{sen} \alpha}{s_r u d} \quad (43)$$

Em que:

A_{sw} é área da armadura de punçoamento em um contorno paralelo a C' ;

s_r é o espaçamento radial entre linhas de armaduras de punçoamento, não sendo maior que $0,75d$;

α é o ângulo de inclinação entre a armadura e laje;

f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punçoamento, não maior que 300MPa para conectores e 250MPa para estribos (aço CA-50 ou aço CA-60).

3.2.7.3.4 Definição da superfície crítica C''

Em situações que a armadura de punçoamento for necessária ser utilizada na estrutura deve-se fazer a verificação do contorno da superfície C'', em que está afastada em $2d$ da superfície C' paralelamente, na superfície C'' deve ser garantido que $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$ considerando a região C'' suficientemente segura sem armaduras de punçoamento na distância $2d$. As Figura 26 e Figura 27 mostram melhor a superfície C'' a partir da superfície C', item 19.5.3.4.

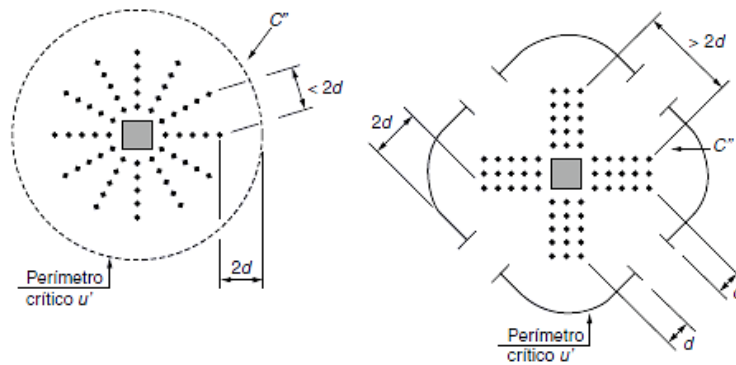


Figura 26 - Disposição da armadura de punçoamento em planta

Fonte - NBR 6118 (2014)

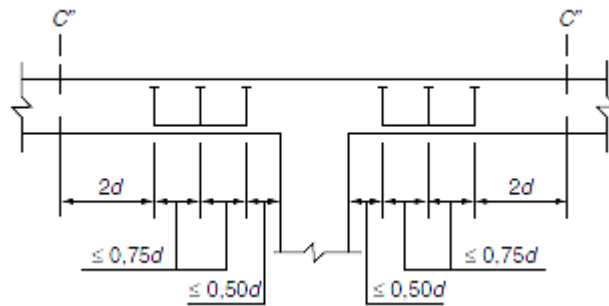


Figura 27 - Disposição da armadura de punçoamento em corte

Fonte - NBR 6118 (2014)

3.2.7.4 Armadura de colapso progressivo

A NBR 6118/2014 no item 19.5.4, recomenda que para garantir a ductilidade local e que não ocorra um colapso progressivo da estrutura, a armadura de flexão inferior que passa pelo contorno C, deve ser ancorada além do contorno C' ou C'', conforme a Figura 28. Dessa forma é possível garantir que a estrutura não tenha um colapso progressivo, cuja verificação é garantida através de:

$$f_{yd}A_{s,ccp} \geq 1,5 F_{sd} \quad (44)$$

Onde:

$A_{s,ccp}$ é a somatória de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada face do pilar;

F_{sd} pode ser calculado utilizando γ_f igual a 1,2.

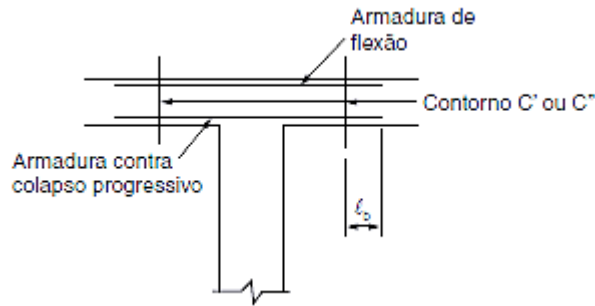


Figura 28 - Armadura contra colapso progressivo

Fonte - NBR 6118 (2014)

3.2.7.5 Armaduras de punçoamento

Ajustando a Equação (43), o cálculo da armadura de punçoamento será calculado pela seguinte equação:

$$\frac{A_{sw}}{S_r} \geq (\tau_{sd} - 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) * (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{u * d}{1,5 * d * f_{ywd} * \text{sen}\alpha} \right)) \quad (45)$$

No item 20.4 a NBR 6118/2014 diz que, quando for necessário utilizar as armaduras de punçoamento, é permitido a utilização de dois tipos de armaduras, sendo elas por estribos verticais ou conectores (studs). Quando adotada a solução dos estribos verticais, os mesmos devem ser limitados com seu diâmetro de até $h/20$ da laje, e obrigatoriamente deve existir um contato mecânico das barras longitudinais com os cantos dos estribos. O detalhamento com as regiões mínimas e as distancias as serem seguidas pelas armaduras de punçoamento são mostradas na Figura 29.

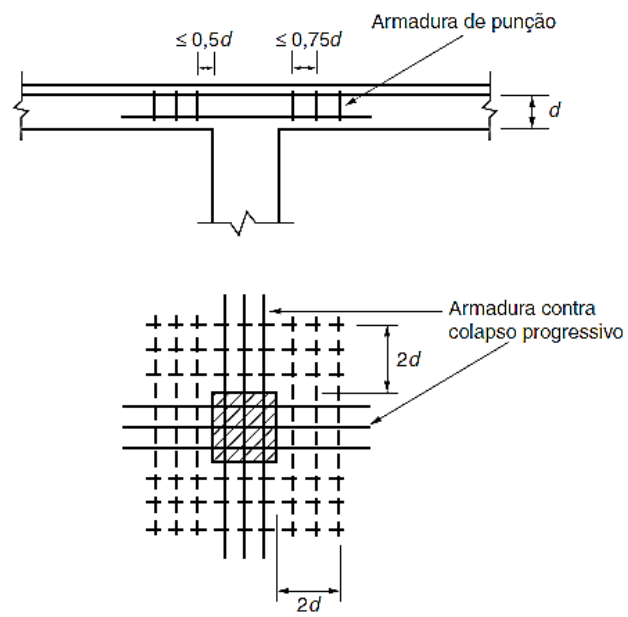


Figura 29 - Armadura de punçoamento

Fonte - NBR 6118 (2014)

4 DIMENSIONAMENTO DE LAJES FUNGIFORMES

Para a comparação numérica entre as normas será feito o dimensionamento à flexão nas duas direções e a verificação do esforço de punção da laje mostrada na Figura 30. Serão desconsiderados os efeitos de rigidez dos pilares, ou seja, não será considerado o momento atuando nos pilares.

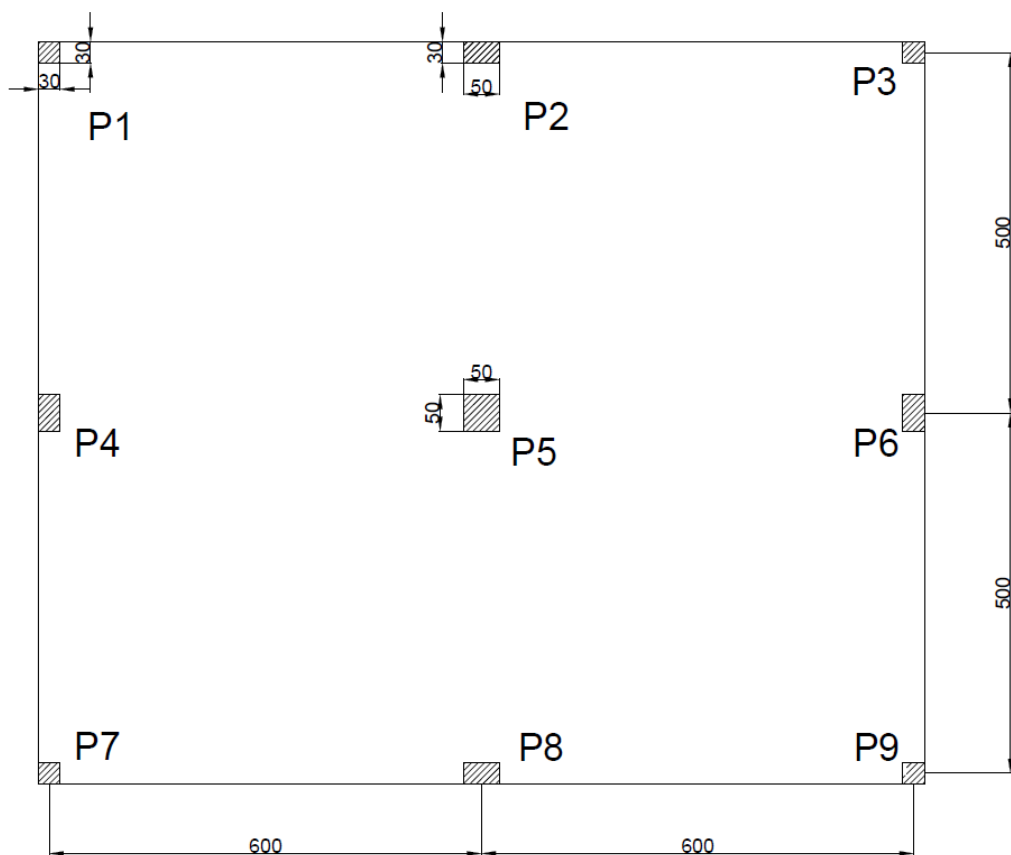


Figura 30 - Laje na direção X

Fonte – Autoria própria.

Para o método dos pórticos equivalentes é necessário dividir a laje longitudinalmente e transversalmente. Para isso a laje foi dividida em três pórticos, e posteriormente esses pórticos foram separados em painéis de lajes (faixa interna ou sobre pilar e faixa externa ou central). Conforme o observado na análise entre as duas normas é possível considerar

o mesmo valor para essas faixas, Figura 21 e Figura 8 e, então, foi realizada a divisão da laje. Logo, o valor calculado para a direção X e Y, respectivamente, foi:

$$L_X = \frac{l_y}{4} = \frac{5}{4} = 1,25m \quad (46)$$

$$L_Y = \frac{l_x}{4} = \frac{6}{4} = 1,50m \quad (47)$$

A divisão da laje em pórticos está nas Figura 43, Figura 44, Figura 45 e Figura 46 no anexo do trabalho.

Para a determinação dos esforços atuantes na laje é preciso se estimar as cargas que irão atuar nela, para isso foi considerado um valor de 2 kN/m² para carga de revestimento, 4 kN/m² para sobrecarga, e foi considerado que o betão armado tem um peso específico aproximado de 25 kN/m³. O coeficiente de segurança para as cargas utilizado foi de 1,5, e a laje tem uma altura de 25 cm. Com esses dados, foi calculado o valor da carga atuante na laje, mas primeiramente foi calculado o peso próprio da laje (P_P), e depois foi somado a sobre carga (P_S), em seguida foi majorada as ações e calculado a carga atuante na laje por metro quadrado:

$$P_P = (25 * 0,25) + 2$$

$$P_P = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{sd} = \gamma_G(P_P + P_S) = 18,375 \text{ kN/m}^2 \quad (48)$$

Com o valor da carga por metro quadrado foram calculados os esforços nas faixas das lajes de acordo com a largura de cada faixa, através do software Ftool foram encontrados os valores máximos de momento em cada faixa, nos eixos X e Y. Os diagramas de momento e cortante estão nas Figura 48 a Figura 54 no anexo deste trabalho. Os valores estão apresentados nos

Quadro 10 e Quadro 11.

Quadro 10- Distribuição dos esforços nos pórticos na direção X

Pórtico	L(pórtico em m)	P_{sd} (kN/m)	$M_{sdx} +$ (kN.m)	$M_{sdx} -$ (kN.m)
Pórtico 4 e 6	3	55,13	96,9	172,3
Pórtico 5	6	110,3	193,9	344,7

Fonte: Autoria própria.

Quadro 11 - Distribuição dos esforços nos pórticos na direção Y

Pórtico	L (pórtico em m)	P_{sd} (kN/m)	$M_{sdy} +$ (kN.m)	$M_{sdy} -$ (kN.m)
Pórtico 1 e 3	2,5	45,94	116,3	206,7
Pórtico 2	5	91,9	232,6	413,5

Fonte: Autoria própria.

4.1 Dimensionamento seguindo a NP EN 1992-1-1:2010

Para o dimensionamento da estrutura será utilizado o aço A500 NR, e o betão com uma classe estrutural de C30/35. Os coeficientes de segurança para os materiais serão de 1,5 para o betão, e 1,15 para o aço, segundo as recomendações do Eurocódigo.

Primeiramente, foi definido que a estrutura se encontra em um ambiente com a classe ambiental XC1, seguindo o Quadro 23 retirado da NP EN 1992-1-1:2010, e uma classe estrutural S4, que determina em 50 anos de vida útil a obra. Consequentemente foi calculado o recobrimento das armaduras segundo a norma, que diz que o recobrimento nominal deverá ser o recobrimento mínimo mais uma tolerância de execução na obra. Sendo o recobrimento mínimo, conforme Equação (2).

O significado de cada coeficiente já foi apresentado no item 4.1.4 deste trabalho, logo:

$$c_{min,b} = \text{diâmetro da barra} = 12 \text{ mm (hipótese)}$$

$$c_{min,dur} = 15 \text{ mm (quadro da NP EN 1992 - 1 - 1: 2010)}$$

$$\Delta c_{dur,\gamma}, \Delta c_{dur,st}, \Delta c_{dur,add} = 0 \text{ (recomendação da norma)}$$

Logo, c_{min} :

$$c_{min} = 15 \text{ mm}$$

A norma recomenda um valor de 5mm a 10mm para a tolerância de execução da obra, será adotado o valor de 10mm por maior segurança. Logo, o recobrimento adotado será:

$$c_{adotado} = c_{min} + 10 \text{ mm} = 25 \text{ mm}$$

Para altura útil da estrutura será feito uma estimativa para as armaduras longitudinais, ficando:

$$d = h - c_{adotado} - \frac{\phi_{long}}{2} = 25 - 2,5 - 0,4 \quad (49)$$
$$d = 22,1 \text{ cm}$$

Nas lajes fungiformes, conforme já citado aqui neste presente trabalho, a NP EN 1992-1-1:2010 permite a análise das lajes por meio do método dos pórticos equivalentes. A divisão da laje em pórticos já foi feita anteriormente, aqui será apresentada a distribuição dos momentos fletores de acordo com o Quadro 3 retirado da NP EN 1992-1-1:2010. O Eurocódigo possibilita a escolha da porcentagem dentro de um intervalo de acordo com as faixas analisadas, os valores escolhidos neste trabalho estão apresentados nos Quadro 25 e Quadro 26 no anexo, os esforços estão separados de acordo em faixas sobre pilares e central (externa e interna), e de acordo com o eixo analisado.

4.1.1 Flexão

Para o dimensionamento à flexão da laje será seguido o item 6.1 da NP EN 1992-1-1:2010, que trata do estado limite último para flexão simples e composta. Na parte (2) deste item diz que a determinação da resistência no estado limite último deve ser as seguintes hipóteses:

- As seções mantêm-se planas;

- A extensão nas armaduras aderentes, em tração ou em compressão, é a mesma para o betão;

- A resistência do betão a tração é considerada igual a zero;

- As tensões do betão comprimido são obtidas do diagrama de tensões-extensões de cálculo, assim como a do aço.

Conforme Silva (2013), as normas NP EN 1992-1-1:2010 e NBR 6118/2014 desenvolvem o mesmo modelo de cálculo do momento resistente da seção de betão armado, as únicas diferenças encontradas no dimensionamento a flexão entre as normas NP EN 1992-1-1:2010 e NBR 6118/2014 é que a norma portuguesa considera a tensão no betão comprimida sendo igual à resistência de cálculo à compressão do betão ($\sigma_c = f_{cd}$), enquanto na NBR 6118 é considerado 85% deste valor. Essas diferenças serão consideradas quando foram utilizadas as tabelas adimensionais neste capítulo.

Logo, para se calcular as armaduras de flexão poderá ser seguido os seguintes procedimentos:

- i) Admite-se que $\sigma_s = f_{yd}$ ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$) – as armaduras estão no patamar de escoamento (cedência);
- ii) Determina-se a linha neutra (por meio do equilíbrio de momentos);
- iii) Calcula-se a área de armadura necessária, por meio do equilíbrio axial, através da expressão:

$$A_s = \frac{f_{cd} * b * 0,8x}{f_{yd}} \quad (50)$$

- iv) Verifica-se a hipótese inicial ($\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$).

a. Se $\epsilon_s \geq \epsilon_{yd}$ a hipótese é válida;

b. Se $\epsilon_s \leq \epsilon_{yd}$ trata-se de uma situação não desejável, uma vez que não se está sendo feito o aproveitamento máximo da resistência do aço.

Pelo fato de realizar esses passos citados acima ser muito demorado foram elaboradas equações e tabelas adimensionais para o cálculo da armadura, seguindo os parâmetros estabelecidos pela norma. Neste trabalho será utilizado o trabalho “TABELAS DE CÁLCULO” publicado pelo UNIC – Centro de Investigação em Estruturas e Construção da Universidade Nova de Lisboa em 2006, de autoria dos professores Valter J. G. Lúcio, António Pinho Ramos e Rui Marreiros.

Por meio das simplificações de cálculo das armaduras à flexão poderá ser feito através da seguinte equação (Lúcio *et al.*, 2006):

$$\mu = \frac{M_{Rd}}{f_{cd} b d^2} \quad (51)$$

$$A_s = \frac{\omega b d f_{cd}}{f_{yd}} \quad (52)$$

Nas quais, o valor de ω é tabelado de acordo com o valor de μ . A tabela está na Figura 55 com os valores destes parâmetros está apresentada no Anexo do trabalho. Calculando a taxa de aço para o momento no pórtico 2, na faixa externa no valor de 60,48 (kN.m/m), teremos:

$$\mu = \frac{60,48}{20000 * 0,217^2 * 1,0} = 0,062475$$

Por meio de interpolação entre os valores de μ e ω apresentado na tabela, encontramos para $\omega = 0,0647$ e considerando uma largura unitária ($b = 1,0m$). Substituindo os valores encontraremos um A_s de:

$$A_s = \frac{0,0647 * 0,217 * 20}{434,783} * 1000 = 6,55 \text{ cm}^2/m$$

Conforme o item 9.2.1.1 do NP EN 1992-1-1:2010, a armadura longitudinal deverá ter uma armadura mínima de, sendo que f_{ctm} é 2,9MPa:

$$A_{s,min} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \quad (53)$$

Sendo $f_{ctm} = 2,9\text{MPa}$:

$$A_{s,min} = \left(0,26 * \frac{2,9}{500} * 1 * 0,217 \right) * 10000 = 3,318 \text{ cm}^2/m$$

E máxima de:

$$A_{s,max} = 0,04A_c = 0,04 * (25 * 100)$$

$$A_{s,max} = 100cm^2$$

Sendo assim, adotando um diâmetro de 10 mm com espaçamento de 10 cm, no que dará uma taxa de armadura de $7,85 cm^2/m$.

Os valores para todos os momentos estão apresentados no Quadro 35 e Quadro 36 a no anexo do trabalho, tanto na direção X quanto na direção Y.

4.1.1.1 Detalhamento das armaduras longitudinais

As recomendações de armadura longitudinal máxima e mínima já foram verificadas no item anterior. Portanto, seguindo o Eurocódigo, no item 9.2.1.3, é feita a verificação quanto ao comprimento das armaduras de acordo com o gráfico do momento atuante na estrutura. Como a estrutura não tem armadura de esforço transverso, a estimativa de decalagem será de $a_l = d$. Sendo assim, seguindo a Figura 10, é preciso calcular o comprimento de ancoragem l_{bd} para determinar o comprimento final das barras.

Para o cálculo da amarração a NP EN 1992-1-1:2010 recomenda o cálculo da tensão de rotura da aderência, conforme já apresentado na Equação (3) :

$$f_{bd} = 2,25n_1n_2f_{ctd}$$

Fazendo o cálculo para faixa externa com armadura negativa na direção X, sendo ela com diâmetro de 12 mm, o cálculo da tensão foi:

$$n_1 = 1,0 \text{ (boa aderência)}$$

$$n_2 = 1,0 \text{ (}\varnothing \leq 32 \text{ mm)}$$

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} \frac{f_{ck0,05}}{\gamma_c} = 1,0 * \frac{2,0}{1,5} = 1,33 \text{ [MPa]}$$

$$f_{bd} = 3 \text{ [MPa]}$$

Para calcular o comprimento de ancoragem de cálculo, é necessário determinar o comprimento de amarração de referência ($l_{b,rqd}$), sendo:

$$l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}} = \frac{1,2 \text{ cm} * 434,78 \text{ MPa}}{4 * 3 \text{ MPa}}$$

$$l_{b,rqd} = 62,11 \text{ cm}$$

Finalmente, foi possível calcular o l_{bd} , conforme a simplificação permitida pelo NP EN 1992-1-1:2010 no item 8.4.4 (2), foi considerado o valor de l_{bd} :

$$l_{bd} = \alpha_1 * l_{b,rqd}$$

Conforme o Quadro 24, $\alpha_1 = 0,7$, logo:

$$l_{bd} = 0,7 * 62,11$$

$$l_{bd} = 43,5 \text{ cm}$$

Porém, ainda é necessário verificar se esse comprimento é maior que o comprimento mínimo estipulado pela norma apresentado no item 4.1.5 deste trabalho, sendo

$$l_{b,mín} = \text{maior} (18,63 \text{ cm}; 10 \text{ cm}; 10 \text{ cm})$$

$$l_{b,mín} = 15,6 \text{ cm} < l_{bd} = 43,5 \text{ cm}$$

Para determinar o comprimento final da armadura, utilizou-se o *software* AutoCad. Conforme a Figura 10 da norma, o gráfico do momento foi decalado com o valor de $a_l = 21,7 \text{ cm}$, após a decalagem o comprimento da armadura foi somado ao comprimento de amarração de cálculo e, assim, encontrado o valor do comprimento final da barra (C_f).

$$C_f = 343,5 + 43,5$$

$$C_f = 431 \text{ cm}$$

Foi realizado o mesmo procedimento para todos os pórticos e suas faixas nas duas direções. Sendo que para as armaduras inferiores foi adotado que as barras abrangeriam toda a largura da laje, pois conforme o item 9.3.1.2, é necessário que metade da armadura calculada para o vão seja prolongada até os apoios intermediários, portanto por facilidade

construtiva foi adotado que os varões fossem contínuos em toda a largura com a mesma armadura.

Conforme apresentado no item 4.1.6 deste trabalho, o Eurocódigo faz apontamentos específicos para as lajes fungiformes, para os pilares interiores é necessário adotar uma armadura superior de:

$$A_{sup} = 0,5 * A_t \quad (54)$$

Sendo A_{sup} :

$$A_{sup} = 0,5 * [9,6 + 6,3 (em X) + 6,6 + 4,27 (em Y)]$$

$$A_{sup} = 13,4 \text{ cm}^2/m$$

Fazendo o cálculo de A_{sup} para uma direção será de $6,7 \text{ cm}^2/m$, no dimensionamento ao punçoamento foi necessário adotar armaduras de reforço nos pilares, foram adotadas barras de $\varnothing 25$ mm com espaçamento de 12,5 mm, sendo uma taxa de aço de $39,27 \text{ cm}^2/m$. Logo A_{sup} efetivo será de $39,27 \text{ cm}^2/m$. Seguindo os mesmos passos para o comprimento de amarração de cálculo, foi encontrado um comprimento de 91 cm, somando ao comprimento do pilar de interior que é de 50 cm, foi encontrado um valor de 232 cm para essas barras.

Para a armadura inferior dos pilares de interior, é necessário que tenha pelo menos 2 varões passando no pilar, conforme a armadura adotada à flexão é de diâmetro de 10 mm ao longo de toda faixa do pilar com espaçamento de 10 cm, esta condição estar garantida.

Para os pilares de borda e canto, a armadura deverá está dentro da largura efetiva b_e . Conforme a Figura 8:

$$b_{e,borda} = 30 + 15 = 45 \text{ cm}$$

$$b_{e,canto} = 50 + 15 = 65 \text{ cm}$$

Como as armaduras adotadas para esta condição tem um espaçamento no máximo de 12,5 mm, também estar garantida.

Os valores de espaçamento máximo entre os varões ($s_{max,slabs}$) deverá ser:

$$s_{max,slabs} = menor (2h; 250mm)$$

$$s_{max,slabs} = 250mm$$

Sendo o maior espaçamento utilizado de 125 mm, está satisfeita a condição. O detalhamento da laje à flexão está apresentado nas Figura 56 a Figura 59, no anexo.

4.1.1.2 Colapso progressivo

Para armadura contra colapso progressivo foi colocada duas barras de aço de 12 mm em cada direção nos pilares dentro da largura efetiva b_e conforme determinar a norma. O cálculo conforme a equação apresentada pela norma foi dispensada devido as armaduras de reforço que já foram colocadas para resistir aos esforços de punçoamento.

4.1.2 Punçoamento

Conforme já apresentado no item 4.1.7 deste trabalho, a verificação quanto ao punçoamento será feita seguindo o NP EN 1992-1-1:2010, item 6.4. As verificações serão feitas separadamente para cada pilar, no qual serão definidas as superfícies críticas e posteriormente verificadas as tensões resistentes e atuantes nestas superfícies.

Sabendo-se que a laje foi armada nas duas direções foi calculado um novo valor da altura útil (d), considerando essas armaduras na pior situação e sendo ele considerado igual para toda a laje. No qual a altura útil (d) foi definido conforme a Equação (35):

Para d_x foi considerado a seguinte equação:

$$d_x = h - c - \phi_{longx} - \frac{\phi_{longy}}{2} = 25 - 2,5 - 0,8 - 0,4 = 21,3 [cm]$$

Para d_y :

$$d_x = h - c - \frac{\phi_{longy}}{2} = 25 - 2,5 - 0,4 = 22,1 [cm]$$

Logo, d :

$$d = \frac{21,3 + 22,1}{2} = 21,7 \text{ [cm]}$$

4.1.2.1 Pilar interno

Na estrutura analisada neste trabalho existia apenas um pilar interno retangular. Para o qual serão feitas as verificações para o punçoamento a seguir. Os dados sobre o pilar estão apresentados no Quadro 29 no anexo do trabalho, e na Figura 31 a representação dos momentos sobre o pilar e definição de C_1 e C_2 (em centímetros).

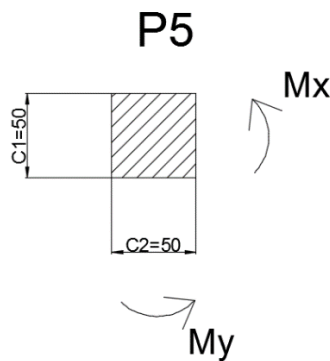


Figura 31 - Pilar Central

Fonte – Autoria própria.

4.1.2.1.1 Superfície crítica C

A superfície crítica C neste trabalho será considerada como o perímetro da face do pilar, sendo ela chamada de u_0 . Para o pilar interno da estrutura em questão foi calculado esse perímetro da seguinte maneira, conforme Figura 11 e no item 3.1.7.2.1:

$$u_0 = 2 * (C_1 + C_2) = 2 * (50 + 50) = 200 \text{ [cm]} \quad (55)$$

4.1.2.1.2 Tensão resistente

A tensão resistente analisada nesta superfície é a tensão resistente máxima de punçoamento, sendo encontrado por meio da seguinte equação:

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0,5 * v * f_{cd}$$

Em que:

$$v = 0,6 * \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) = 0,6 * \left(1 - \frac{30}{250}\right) = 0,528$$

$$v_{Rd,m\acute{a}x} = 0,5 * 0,528 * 20 = 5,28 [MPa]$$

4.1.2.1.3 Tensão solicitante

O pilar interno tem momento nas duas direções, ou seja, com carga excêntrica, para isso foi utilizando a equação (10). Sendo a equação:

$$v_{Ed,0} = \beta \frac{V_{sd}}{u_0 d}$$

Para β , foi conforme a Equação (14), sendo e_y , e_x , b_x e b_y já definidos no item 4.2.7, foram calculados também:

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_x}\right)^2 + \left(\frac{e_x}{b_y}\right)^2}$$

$$e_x = \frac{M_{sdx}}{V_{sd}} = \frac{34470}{689,4} = 50 [cm]$$

$$e_y = \frac{M_{sdy}}{V_{sd}} = \frac{41350}{689,4} = 59,98 [cm]$$

$$\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{50}{136,8}\right)^2 + \left(\frac{59,98}{136,8}\right)^2} = 2,02$$

Com todos os valores calculados foi possível determinar a tensão resistente do betão na face do pilar:

$$v_{Ed,0} = 2,02 \frac{689,4}{200 * 21,6}$$

$$v_{Ed,0} = 0,322 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 3,22 [MPa]$$

Sendo,

$$v_{Rd,máx} = 5,28 [MPa] > v_{Ed,0} = 3,22 [MPa]$$

Na superfície C, o pilar interno garante a segurança quanto a tensão de compressão diagonal do betão.

4.1.2.1.4 Superfície crítica C'

A superfície de controle C', será definida com o perímetro de controle afastada a $2d$ da face do pilar, chamada de u' . Portanto, para o perímetro u' foi utilizado a Figura 11 considerando que cada a borda da superfície C' é um quarto de uma circunferência e o raio é $2d$ a equação utilizada ficou da seguinte maneira:

$$u' = 2 * (C_1 + C_2) + 4 * \pi * d = 472,69 [cm] \quad (56)$$

4.1.2.1.5 Tensão resistente

Para a tensão resistente nesta superfície crítica, a NP EN 1991-1-1:2010 recomenda seguir a Equação (22), sendo que existe um valor mínimo de tensão que também deve ser verificado, esse valor será igual para todos os pilares, portanto será calculado apenas uma vez, e nos demais pilares será feito apenas a verificação para esse valor. Conforme Equação (22), $\sigma_{cp} = 0$ pelo fato de a estrutura ser em betão armado com armaduras passivas, logo:

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + K_1 \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \sigma_{cp})$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2}$$

$$v_{min} = 0,035 \left(1 + \sqrt{\frac{200}{21,7}} \right)^{\frac{3}{2}} 30^{\frac{1}{2}} = 0,526 [MPa]$$

Para calcular a taxa de armadura de tração ρ_l , foram utilizados os valores calculados para as armaduras de flexão no item 5.1.1 em uma largura do pilar acrescida de $3d$ para cada lado, sendo calculado essa taxa de armadura nas duas direções. Porém, somente com as armaduras dimensionadas para à flexão as verificações posteriores não foram cumpridas quando utilizado a armadura de punçoamento, logo foi acrescentado armaduras de reforço no pilar para aumentar a resistência. Assim foram colocados varões com diâmetro de 25mm a cada 12,5cm para direção X:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{A_{cx}}$$

Em que A_{sx} e A_{cx} são, respectivamente, a área de aço e área de betão na região analisada do pilar mais $3d$ para cada lado.

Foi usada a taxa de aço que passa no pilar em cada direção. Os valores da tabela da área de aço estão em cm^2/m sendo necessário dividir esse valor por 100cm para encontrar a taxa final em cm^2 , logo o valor de A_{sx} , ficou:

$$A_{sx} = A_{s_{lx}} * X = \frac{(11,31 \text{ cm}^2) + (39,24 \text{ cm}^2) * 180,2 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 70,76 [\text{cm}^2]$$

Fazendo o mesmo para área de betão, o valor de A_{cx} , encontrado foi:

$$A_{cx} = d * X = 21,7 * 180,2 = 3910,34 [\text{cm}^2]$$

Portanto, ρ_{lx} :

$$\rho_{lx} = \frac{70,76}{3910,34} = 0,0181$$

Para ρ_{ly} foi realizado o mesmo procedimento, adicionando barras com diâmetro de 20mm a cada 10cm, para a direção Y, ficando:

$$A_{sy} = A_{s_{ly}} * Y = \frac{(7,85 \text{ cm}^2 + 31,42 \text{ cm}^2) * 180,2 \text{ m}}{100 \text{ cm}} = 91,14 [\text{cm}^2]$$

$$A_{cy} = d * Y = 21,7 * 180,2 = 3910,34 [\text{cm}^2]$$

$$\rho_{ly} = \frac{91,14}{3910,34} = 0,0233$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} = 0,0205 \leq 0,02$$

$$\rho_l = 0,02$$

Para $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{21,7}}\right)^{\frac{3}{2}} * (100 * 0,02 * 30)^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,921 [MPa] \geq v_{min} = 0,5260 [MPa]$$

4.1.2.1.6 Tensão solicitante

A tensão solicitante para a superfície C' foi obtida utilizando a mesma equação utilizada na superfície C apenas mudando o valor do perímetro analisado, ficando a equação assim:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{sd}}{u' d} \quad (57)$$

Sendo o β mesmo valor, portanto v_{Ed} :

$$v_{Ed} = 2,027 * \frac{689,4}{472,69 * 21,7} = 0,1363 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 1,363 MPa$$

Como:

$$v_{Ed} = 1,363 [MPa] \geq V_{Rd,c} = 0,921 [MPa]$$

Logo será necessário adotar uma armadura de punçoamento para resistir aos esforços atuantes neste pilar.

4.1.2.1.7 Armadura de punçoamento

Para o cálculo da armadura de punçoamento, foi utilizado a Equação (23) isolando os termos para encontrar a área de aço, considerando que as armaduras não terão espaçamento radial e que $\alpha = 90^\circ$ ($\text{sen}\alpha = 1$), logo a equação ficou:

$$\frac{A_{sw}}{s_r} \geq (v_{Rd,cs} - 0,75 v_{Rd,c}) * \frac{u_1}{1,5 * f_{ywd,ef}} \quad (58)$$

Aqui será demonstrado o cálculo para o pilar de interior. Para os demais pilares que necessitam de armadura de punçoamento foi realizado o mesmo procedimento.

Logo:

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 * d \leq f_{ywd}$$

$$f_{ywd,ef} = 250 + 0,25 * 217$$

$$f_{ywd,ef} = 304,25 \text{ MPa} \leq 438 \text{ MPa}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = (1,363 - 0,75 * 0,921) * \frac{472,69}{1,5 * 304,25}$$

$$\frac{A_{sw}}{s_r} = 0,696 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

Agora será calculado o $u_{out,ef}$, para se determinar o perímetro onde não é mais necessária armadura de punçoamento, pela Equação (24), $u_{out,ef}$:

$$u_{out,ef} = \beta \frac{V_{Ed}}{v_{Rd,c} d}$$

$$u_{out,ef} = \left(2,027 \frac{689,4}{0,921 * 21,7} \right) * 10$$

$$u_{out,ef} = 6,99\text{m}$$

Seguindo o especificado no Eurocódigo no item 6.4.5 e 9.4.3, e conforme Figura 16 e Figura 17 deste trabalho, as armaduras de punçoamento deverão seguir recomendações para o detalhamento das mesmas.

Conforme o NP EN 1991-1-1:2010, a distância entre o último perímetro de controle e o perímetro onde não é mais necessário armadura de punção ($u_{out,ef}$) deverá ser menor ou igual kd . Sendo que a norma especifica que k é 1,5. Logo $kd = 32,55\text{cm}$. Ou seja, a distância entre o último perímetro de armadura até o centro do pilar deverá ser:

$$R_{ef} = u_{out,ef} - kd = 152,70 \text{ cm} \quad (59)$$

Ainda, é recomendado que a distância entre a face do pilar e o primeiro perímetro de armadura (s_1) seja maior que $0,3d$, e que a distância entre os estribos (s_2) seja no máximo $0,75d$, logo os valores adotados foram:

$$s_1 = 10 \text{ cm}$$

$$s_2 = 15 \text{ cm}$$

Com esses valores foi possível encontrar o número mínimo de barras por perímetros de estribos necessários para satisfazer as recomendações da norma, porém utilizando essa quantidade mínima de barras não foi possível adotar um arranjo para as armaduras que satisfizessem o $u_{out,ef}$ necessário, logo foram acrescentado mais barras por perímetro até ser satisfeito a condição do $u_{out,ef}$. Assim, a disposição das armaduras do pilar ficou:

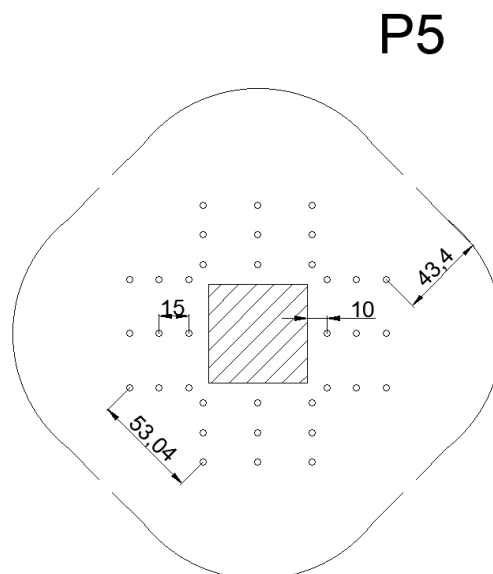


Figura 32 - Disposição das armaduras para o pilar P5
 Fonte: Autoria própria.

Ficando com a quantidade de armaduras e taxa de aço de acordo com o Quadro 12:

Quadro 12 - Armaduras finais pilar P5

Pilar	$A_{sw,calc}$ [cm ²]	Φ adotado [mm]	No de barra utilizada por perímetro	No de barra total utilizadas	$A_{sw,ef}$ [cm ²]	Área total [cm ²]
P5	10,441	12	12,00	36,00	13,56	40,68

Fonte: Autoria própria.

Fazendo a verificação para a área mínima de um ramo de estribo, conforme o item 3.1.7.6.

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08 * s_r s_t \sqrt{f_{ck}}}{(1,5 \text{ sen} \alpha + \text{cos} \alpha) f_y k}$$

$$A_{sw,min} \geq \frac{0,08 * 15 * 42,25 * \sqrt{30}}{(1,5 * 500)}$$

$$A_{sw,min} \geq 0,370 \text{ cm}^2$$

Foi utilizado diâmetro de 16 mm, com área de $2,01 \text{ cm}^2 \geq A_{sw,min}$. Utilizando a Equação (23), foi calculado a tensão resistente com armadura de punção, ficando ela:

$$v_{Rd,c} = 2,243 \text{ [MPa]} > v_{Ed} = 1,363 \text{ [MPa]}$$

4.1.2.2 Pilar de borda

Na laje em questão estudada temos 4 pilares de borda, sendo eles P2, P4, P6 e P8. Será demonstrado o dimensionamento para o pilar P2 neste item, e os demais pilares foram dimensionados conforme o pilar P2. Os dados sobre o pilar estão apresentados no Quadro 30 no anexo do trabalho, e na Figura 33 a seguir, a representação dos momentos sobre o pilar e definição de C_1 e C_2 (em centímetros).

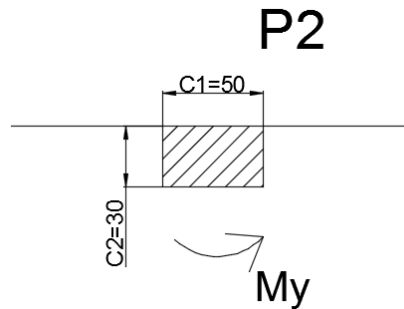


Figura 33 - Pilar de borda
Fonte – Autoria própria.

4.1.2.2.1 Superfície crítica C

A determinação da superfície crítica C, foi conforme a Figura 12 e o item 3.1.7.2.1 retirada do Eurocódigo, em que a borda livre não faz parte do perímetro C, na face do pilar. Sendo a equação de u_0 fica da seguinte maneira:

$$u_0 = (2 * C_1) + C_2 = 130 [cm] \quad (60)$$

4.1.2.2.2 Superfície crítica C'

A superfície C' foi encontrada de acordo com a Figura 12, considerando assim como na superfície C a não participação da borda livre na absorção da tensão cisalhante, considerando o afastamento de $2d$ da face do pilar, a equação ficou:

$$u' = (2 * C_2) + C_1 + 2 * \pi * d \quad (61)$$

$$u' = 246,345 [cm]$$

4.1.2.2.3 Tensão resistente

O cálculo da tensão resistente neste perímetro analisado é igual ao do pilar de interior, pois a tensão resistente depende apenas das características do betão utilizado, logo $v_{Rd,máx} = 5,28$ MPa.

4.1.2.2.4 Tensão solicitante

Conforme visto no item 4.1.7, o cálculo da tensão solicitante para os pilares de borda depende da excentricidade que se encontra a carga, conforme os resultados obtidos no dimensionamento pelo *software* Ftool foi observado que os pilares de borda somente apresentam momentos paralelos a borda livre, logo foi utilizado a Equação (12).

$$\beta = 1 + k \frac{M_{sd}}{V_{sd}} \frac{u_1}{W_1}$$

Conforme o Quadro 4, o valor de k é uma relação entre C_1 e C_2 , porém para esta situação a relação a ser considerada deve ser $\frac{C_1}{2C_2}$, o valor da relação encontrado foi 0,833, logo foi realizada uma interpolação linear para encontrar um valor para k , sendo o esse valor encontrado de 0,606.

Para o W_1 , conforme a Equação (13):

$$W_1 = 11877,3 [cm^2]$$

Portanto β :

$$\beta = 1 + \left(0,606 \frac{20670 * 246,35}{344,6 * 11877,3} \right)$$

$$\beta = 1,754$$

Utilizando a equação já apresentada para cálculo da tensão atuante, foi encontrado o seguinte valor para o pilar P2:

$$v_{Ed,0} = \beta \frac{V_{sd}}{u_0 d} = 1,754 \frac{344,6}{130 * 21,7}$$

$$v_{Ed,0} = 0,214 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 2,14 MPa$$

Comparando os valores das tensões resistentes com as atuantes no perímetro C, percebe que está em segurança na face do pilar.

$$v_{Ed,0} = 2,14 [MPa] \leq v_{Rd,máx} = 5,28 [MPa]$$

4.1.2.2.5 Tensão resistente

A tensão resistente na superfície crítica C', foi encontrada conforme a equação (22), a mesma utilizada no pilar interno.

O v_{min} é o mesmo para todos os pilares, conforme já calculado no pilar interno v_{min} é 0,526 [MPa].

Para o pilar de borda foi utilizado a mesma metodologia para o cálculo do ρ_l , ρ_{lx} e ρ_{ly} . Neste pilar de borda também foi necessário adicionar uma armadura extra de tração pelo pilar, em X e Y foi adicionado adicionando varões com diâmetro de 20mm a cada 10cm. A diferença do pilar de borda para o pilar interno são os valores de X e Y.

Logo, o valor de ρ ficou:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} = \sqrt{0,01678 * 0,0197} = 0,01818$$

Como os outros valores da equação são iguais para esse pilar também, encontrando o valor de ρ_l , foi possível calcular $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{21,7}}\right)^{\frac{3}{2}} * (100 * 0,01818 * 30)^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,892 [MPa] \geq v_{min} = 0,5260 [MPa]$$

4.1.2.2.6 Tensão solicitante

A tensão solicitante neste perímetro de controle foi analisada conforme a equação (11), porém como o pilar apresenta excentricidade somente na direção paralela a borda livre a equação foi adaptada conforme feito para o perímetro C, logo:

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{sd}}{u' d}$$

Sendo $\beta=1,754$, logo v_{Ed} :

$$v_{Ed} = \beta \frac{V_{sd}}{u' d} = 1,754 \frac{344,6}{246,345 * 21,7}$$

$$v_{Ed} = 0,01131 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 1,131 MPa$$

Como a tensão solicitante é maior que a resistente na região da superfície crítica C', é necessário colocar armadura de punçoamento.

4.1.2.2.7 Armadura de punçoamento

Como foi feito para o pilar central, foi calculado para o pilar de borda. O valor de taxa de aço encontrado foi de $\frac{A_{sw}}{s_r} = 0,2494 cm^2/cm$, um perímetro de $u_{out,ef} = 3,12 m$. Escolhendo os mesmos espaçamentos foram encontrados os valores mínimos para a quantidade de armadura a ser utilizada para resistir aos esforços de punçoamento. Assim, como ocorreu com o pilar central foi necessário utilizar um arranjo de armaduras com perímetros de estribos maior que o mínimo calculado para se alcançar o valor de $u_{out,ef}$. Logo, as armaduras ficaram posicionadas da seguinte maneira:

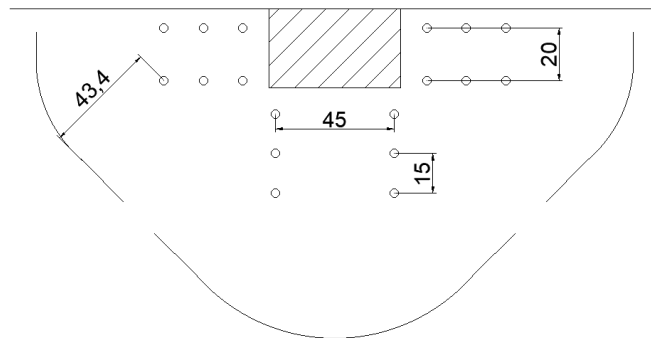


Figura 34 - Disposição das armaduras para o pilar P2

Fonte – Autoria própria

Assim, a quantidade de barras e a quantidade de armadura utilizado estão apresentadas no Quadro 13.

Quadro 13 - Armaduras finais do pilar P2

Pilar	$A_{sw,calc}$ [cm ²]	Φ [mm]	No de barra utilizada por perímetro	No de barra efetivas total utilizadas	$A_{sw,efet}$ [cm ²]	Área total [cm ²]
P2	3,741	12	4,00	12,00	4,52	13,56

Fonte – Autoria própria

Fazendo a verificação para a área mínima de um ramo de estribo igual feito para o pilar P5, temos:

$$A_{sw,min} \geq 0,357cm^2$$

Foi utilizado diâmetro de 12 mm, com área de $1,13cm^2 \geq A_{sw,min}$. Então está verificado. A tensão resistente com armadura de punçoamento, ficou:

$$v_{Rd,c} = 1,230 [MPa] > v_{Ed} = 1,131 [MPa]$$

4.1.2.3 Pilar de canto

A estrutura analisada, conforme apresentada anteriormente possui 4 pilares de canto, os pilares P1, P3, P7 e P9. A seguir será demonstrado o dimensionamento para o pilar P1, e os demais pilares de canto serão dimensionados da mesma maneira, os valores encontrados para os demais pilares serão apresentados no anexo deste trabalho. Os dados sobre o pilar estão apresentados no Quadro 31 em anexo no trabalho.

4.1.2.3.1 Superfície crítica C

Para a definição da superfície crítica C dos pilares de canto, foi seguido o procedimento da Figura 12 e o item 3.1.7.2.1 da NP EN 1992-1-1:2010. Assim como foi realizado para os pilares de borda, foi realizado para os pilares de canto, porém levando em consideração que nos pilares de canto existem duas bordas que não são efetivas na absorção das tensões cisalhantes. Considerando isso a equação de u_0 fica da seguinte maneira:

$$u_0 = 2 * C_1 = 60 [cm] \tag{62}$$

4.1.2.3.2 Tensão resistente

A tensão resistente para o pilar de borda na superfície crítica C é igual a tensão do pilar interno. Logo $v_{Rd,máx} = 5,28 [MPa]$

4.1.2.3.3 Tensão solicitante

Os pilares de canto do elemento estrutural em estudo não possuem momentos aplicados em nenhuma das direções, ou seja, não possuem excentricidade em relação aos perímetros de controle analisados. Portanto, a equação utilizada para encontrar a tensão solicitante na região C, é a equação (9):

$$v_{Ed,0} = \frac{V_{sd}}{u_0 d} = \frac{103,4}{60 * 21,7}$$
$$v_{Ed,0} = 0,079 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,79 MPa$$

Sendo a tensão resistente maior que a solicitante, na face do pilar está em segurança.

4.1.2.3.4 Superfície crítica C'

A superfície C' foi encontrada de acordo com a Figura 12, considerando assim como na superfície C a não participação das duas bordas que não são efetivas na absorção das tensões cisalhantes. Considerando o afastamento de 2d da face do pilar, a equação será:

$$u' = C_1 + C_2 + \pi * d = 128,173 [cm] \quad (63)$$

4.1.2.3.5 Tensão resistente

A tensão resistente na superfície crítica C', foi encontrada conforme a Equação (23), a mesma utilizada no pilar interno e de borda. Para o pilar de canto foi utilizado a mesma metodologia para o cálculo do ρ_l , ρ_{lx} e ρ_{ly} .

Logo, ρ_l ficou:

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx} \rho_{ly}} = \sqrt{0,002304 * 0,0036175} = 0,00289$$

Como os outros valores da equação são iguais para esse pilar também, encontrando o valor de ρ_l , foi possível calcular $V_{Rd,c}$:

$$V_{Rd,c} = \frac{0,18}{1,5} * \left(1 + \sqrt{\frac{200}{21,7}}\right)^{\frac{3}{2}} * (100 * 0,0043421 * 30)^{\frac{1}{3}}$$

$$V_{Rd,c} = 0,4830 [MPa] \geq v_{min} = 0,5260 [MPa]$$

$$V_{Rd,c} = 0,5260 [MPa]$$

4.1.2.3.6 Tensão solicitante

Para a tensão solicitante nesta região C' será utilizada a mesma equação que foi utilizada na superfície C, somente mudando para u' , ficando assim a equação:

$$v_{Ed} = \frac{V_{sd}}{u' * d} = \frac{103,4}{128,17 * 21,7}$$

$$\tau_{sd} = 0,0372 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,372 [MPa]$$

Sendo a tensão resistente maior que a tensão que atua no pilar de acordo com as características das cargas aplicadas sobre a laje, o pilar encontra-se seguro quanto ao esforço de punção não sendo necessário adotar nenhuma medida extra para resistir ao esforço.

4.2 Dimensionamento seguindo a NBR 6118/2014

Para o dimensionamento desta estrutura foi adotado o aço CA-50, e o betão C30, que equivale ao aço A500 NR e o betão C30/35 utilizado na NP EN 1992-1-1:2010. O coeficiente de segurança para o aço é o mesmo utilizado no Eurocódigo 1,15, porém para o betão a NBR 6118/2014 determina que o valor seja de 1,4. A classe de agressividade ambiental adotado para o ambiente em que se encontra a estrutura será a classe II, que se assemelha com as características da XC1 utilizada no item anterior.

O recobrimento utilizado será determinado de acordo com o Quadro 6, sendo a classe II, em betão armado para a laje, a tabela determina um recobrimento nominal de 25mm. Porém a norma determina que este recobrimento deverá ser maior que:

$$c_{nom} \geq \emptyset_{barra} = 20 \text{ mm (hipótese)}$$

Logo, o recobrimento adotado na estrutura foi de 25mm.

Para altura útil da estrutura será feita uma estimativa para as armaduras longitudinais, ficando:

$$d = h - c_{adotado} - \frac{\emptyset_{long}}{2} = 25 - 2,5 - 0,4$$

$$d = 22,1 \text{ cm}$$

De acordo com o item 14.7.8 da NBR 6118/2014 as lajes fungiformes podem ser dimensionadas utilizando o método dos pórticos múltiplos para a obtenção os esforços solicitantes. Conforme apresentado a laje foi dividida em 3 pórticos, com suas respectivas larguras apresentadas. A NBR 6118/2014, distribui os esforços de acordo com cada a posição dos pilares na estrutura, conforme apresentado no item 4.2.6 as distribuição dos esforços ficaram conforme os Quadro 33 e Quadro 34 em anexo.

4.2.1 Flexão

Conforme já discutido no item 5.1, as duas normas seguem as mesmas hipóteses de cálculo para o dimensionamento das estruturas à flexão, com considerações diferentes para a tensão do betão à compressão. Assim como na norma portuguesa existem fórmulas adimensionais para o dimensionamento. Para a NBR 6118/2014, usaremos aqui também algumas tabelas com os coeficientes adimensionais para o cálculo das armaduras à flexão.

Os termos adimensionais que serão aqui apresentados foram retirados do livro Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Betão Armado do Roberto Schust Carvalho (2014), está apresentada na Figura 62, no anexo.

Neste item será demonstrado o cálculo da armadura para o momento de 124,05 kN.m/m na direção do eixo X no pórtico P2. Será considerado uma largura de 1 metro.

Para o cálculo das armaduras é preciso determinar o valor de KMD, através da seguinte equação:

$$KMD = \frac{M_d}{b_w d^2 f_{cd}} \quad (64)$$

$$KMD = \frac{124,05}{1 * 22,1^2 * 21,42 * 1000} = 0,04172$$

Fazendo interpolação linear com os valores apresentados na Figura 62, foi possível determinar os valores de K_X e K_Z , sendo $K_X = 0,0715$ e $K_Z = 0,9714$.

Com esses valores e por meio da seguinte equação é possível determinar área de aço necessária para resistir ao momento atuante:

$$A_s = \frac{M_d}{K_Z * d * f_s} = 5,38 \text{ cm}^2/m \quad (65)$$

Para isso, foi adotado barras de aço com diâmetro de 16 mm, com espaçamento de 12,5mm, dando uma taxa de aço de $6,4 \text{ cm}^2/m$.

De acordo com o item 17.3.5.1 e a Quadro 9 da NBR 6118/2014, a taxa mínima de aço para as armaduras tracionadas, para a classe de betão utilizada deverá ser:

$$\rho_{min} = 0,150\%$$

Logo, a armadura mínima poderá ser calculada por:

$$A_{s,min} = \rho_{min} * A_c$$

$$A_{s,min} = 0,0015 * 100 * 25$$

$$A_{s,min} = 3,75 \text{ cm}^2/m$$

No cálculo onde as armaduras calculadas eram menores que a mínima foi utilizado a armadura mínima. A norma ainda recomenda que o valor máximo deverá ser:

$$A_{s,max} = 0,04 * A_c$$

$$A_{s,max} = 100 \text{ cm}^2/m$$

Os valores das áreas de aço para todos os momentos atuantes na laje nas duas direções estão apresentados nos Quadro 35 e Quadro 36, no anexo.

4.2.1.1 Detalhamento das armaduras longitudinais

Segundo as determinações da norma brasileira já apresentada no item 4.2.5, a NBR 6118/2014 determina que as armaduras à flexão não poderão ter barras com diâmetros maiores que $h/8$, neste caso 3,125 cm, conforme os diâmetros adotados anteriormente, todas as armaduras estão de acordo com a NBR 6118/2014. Além disso, o espaçamento máximo entre as barras deverá ser o maior entre $2h$ ou 20 cm, sendo $2h=50\text{cm}$, logo conforme os espaçamentos escolhidos estão também todos dentro do estabelecido pela norma.

Conforme apresentado na Figura 22, a NBR 6118/2014 recomenda valores mínimos para os comprimentos das armaduras de acordo com a faixa em que ela se encontra e de acordo com a posição (superior ou inferior). Será feito a seguir o cálculo para a armadura superior, para as duas faixas a interna e a externa na direção x.

Segundo a Figura 22, para a faixa externa deverá ter um comprimento de barra igual a:

$$C_{ext} = 0,35l + l_{b,nec} \quad (66)$$

Sendo:

l é o valor do comprimento do vão;

$l_{b,nec}$ é o comprimento de ancoragem necessário.

A NBR 6118/2014 permite diminuir o valor do comprimento para 50% da armadura na faixa externa, porém aqui foi considerado que 100% da armadura seguirá a recomendação mais crítica.

Então, para a faixa interna será:

$$C_{int} = 0,25l + lb, nec \quad (67)$$

Primeiramente será necessário calcular a tensão f_{bd} determinada pela Equação (29), apresentada no item 4.1.5, sendo $n_1 = 2,25$, $n_2 = 0,7$, $n_3 = 1,0$.

$$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 f_{ctd}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21 * f_{ck}^{2/3}}{1,4} = 1,44 \text{ MPa}$$

$$f_{bd} = 3,258 \text{ MPa}$$

Com isso, é possível determinar o comprimento básico conforme a Equação (30):

$$l_b = \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = \frac{1,6 * 434,8}{4 * 2,268}$$

$$l_b = 76,8 \text{ cm}$$

Logo foi calculado o valor de ancoragem necessário para essa armadura, sendo $\alpha = 1,0$:

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 76,8 * \frac{13,67}{16,00}$$

$$l_{b,nec} = 65,61 \text{ cm}$$

Fazendo o cálculo do comprimento da barra final para a faixa externa será:

$$C_{f,ext} = 2 * C_{ext} = 2 * (0,35l + lb, nec) \quad (68)$$

$$C_{f,ext} = 2 * (0,35 * 600 + 65,61)$$

$$C_{f,ext} = 551,22 \cong 552 \text{ cm}$$

Para a faixa interna, foi feito o mesmo procedimento, porém usando o diâmetro da barra de 8mm, ficando:

$$l_b = \frac{\Phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} = \frac{0,8 * 434,8}{4 * 2,268} = 38,34 \text{ cm}$$

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} = 38,34 * \frac{4,326}{5} = 33,2 \text{ cm}$$

$$C_{f,int} = 2 * C_{int} = 2 * (0,25l + l_{b,nec})$$

$$C_{f,int} = 2 * (0,25 * 600 + 33,2)$$

$$C_{f,int} = 366,4 \cong 367 \text{ cm}$$

Nas armaduras inferiores foi seguido o que recomenda a Figura 22 da NBR 6118/2014, além da recomendação para as lajes sem armadura transversal apresentada no item 3.2.4. Sendo assim, foi adotado que a armadura por toda a largura da laje em 100% da armadura. Nas Figura 63 a Figura 66, em anexo, estão apresentados o detalhamento final das armaduras longitudinais nas duas direções juntamente com a armadura contra o colapso progressivo.

4.2.1.2 Colapso progressivo

A NBR 6118/2014 ainda recomenda adotar uma armadura de colapso progressivo, que deve atravessar o contorno C e está ancorada até C' ou C'', será demonstrado o cálculo para o pilar P5, o resultado para os demais pilares está no anexo deste trabalho. Conforme o apresentado no item 4.2.7, a armadura de colapso progressivo poderá ser calculada pela seguinte equação:

$$A_{s,ccp} = \frac{1,5 * F_{Sd}}{f_{yd}} = \frac{1,5 * 689,4 * 10}{434,78}$$

$$A_{s,ccp} = 23,78 \text{ cm}^2$$

Como $A_{s,ccp}$ é a somatória de todas as áreas das barras inferiores que cruzam cada face do pilar, esse valor foi dividido por dois para se saber a área na direção X e Y. Com isso:

$$A_{s,ccp \text{ x ou y}} = 11,89 \text{ cm}^2$$

Considerando que serão adotadas duas barras passando no pilar em cada direção, então o valor que é necessário por barra de aço será de:

$$A_{s,ccp \text{ por barra}} = \frac{A_{s,ccp \text{ x ou y}}}{4}$$

$$A_{s,ccp \text{ por barra}} = 2,97 \text{ cm}^2$$

Adotando barras com 20 mm de diâmetro teremos um valor de $3,15 \text{ cm}^2$. Logo, elas serão ancoradas até depois de C'. Sendo assim, o comprimento de cada barra será:

$$C_f = 2 * (2d + l_{b,nec})$$

Seguindo o mesmo procedimento de comprimento de ancoragem demonstrado acima foi encontrado um valor de $l_{b,nec} = 44,25 \text{ cm}$, sendo assim:

$$C_f = 2 * (43,4 + 44,25)$$

$$C_f = 175,3 \text{ cm}$$

O detalhamento final está apresentado no Anexo do trabalho.

4.2.2 Punçoamento

Para determinar a nova altura útil (d) a ser utilizada foi feito o mesmo procedimento realizado para NP EN 1991-1-1:2010, logo a altura útil tem o mesmo valor:

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} = \frac{21,3 + 22,1}{2} = 21,7 \text{ [cm]}$$

4.2.2.1 Pilar interno

Para o dimensionamento do pilar interno, foi seguido as equações apresentadas no capítulo 4, conforme a NBR 6118/2014. Na estrutura analisada neste trabalho existia apenas um pilar interno retangular, no qual serão feitas as verificações para o punçoamento a seguir. Os dados sobre o pilar estão apresentados no Quadro 29 e na Figura 31.

4.2.2.1.1 Superfície crítica C

A definição da superfície crítica foi feita conforme a Figura 23, para um pilar interno. A equação foi a seguinte:

$$u_0 = 2 * (C_1 + C_2) = 2 * (50 + 50) = 200 [cm]$$

4.2.2.1.2 Tensão resistente

A tensão resistente foi calculada conforme a Equação (40), sendo:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 * \alpha_{v2} * f_{cd} = 0,27 * 0,88 * 21,43 = 5,09 [MPa]$$

4.2.2.1.3 Tensão solicitante

Sendo este pilar interno com momento nas duas direções foi utilizada a Equação (36), com o ajuste para a situação no qual tem dois momentos atuando no pilar (LIMA, 2001). Ficando a equação seguinte:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u_0 d} + \frac{K M_{Sdx}}{W_{pox} d} + \frac{K M_{Sdy}}{W_{poy} d} \quad (69)$$

Para o valor de W_{pox} e W_{poy} , foi utilizado uma equação sugerida por Lima (2001) pois a NBR 6118/2014 não especifica como deve ser calculado o valor de W_p para a superfície crítica C somente para a C', logo a equação sugerida por é:

$$W_{po} = \frac{u_0}{u'} W_p \quad (70)$$

Sendo:

W_p o momento de plastificação no perímetro crítico C';

u' o perímetro crítico C'.

Para o cálculo do W_p :

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 + 16d^2 + 2\pi d C_1$$

$$W_p = \frac{50^2}{2} + 50 * 50 + 4 * 50 + 16 * 21,7^2 + 2\pi * 21,7 * 50$$

$$W_p = 22441,496 [cm^2]$$

Para a definição do perímetro u' foi utilizado a Figura 23 considerando que cada borda da superfície C' é um quarto de uma circunferência e o raio é $2d$. A equação utilizada ficou da seguinte maneira:

$$u' = 2 * (C_1 + C_2) + 4 * \pi * d = 2 * (50 + 50) + (4 * \pi * 21,7) = 472,69 [cm]$$

Como o pilar tem dimensões iguais $W_{pox} = W_{poy}$, logo:

$$W_{pox} = \frac{u_o}{u'} W_p = \frac{200}{472,69} 22441,496$$

$$W_{pox} = W_{poy} = 9495,22 [cm^2]$$

Sendo $k=0,6$, conforme o Quadro 4, o valor encontrado para τ_{sd} foi o seguinte:

$$\tau_{sd} = \frac{689,4}{200 * 21,7} + \frac{0,6 * 34470}{9495,22 * 21,7} + \frac{0,6 * 41350}{9495,22 * 21,7}$$

$$\tau_{sd} = 0,3796 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 3,796 [MPa]$$

Logo,

$$\tau_{Rd2} > \tau_{sd}$$

$$5,09 > 3,796 [MPa]$$

Na superfície C o pilar interno garante a segurança quanto a tensão de compressão diagonal do betão.

4.2.2.1.4 Superfície crítica C'

Para a definição do perímetro u' foi utilizado a Figura 23 e que já foi calculado anteriormente, sendo u' :

$$u' = 472,69 [cm]$$

4.2.2.1.5 Tensão resistente

A tensão resistente na superfície crítica C', foi encontrada conforme a Equação (42), apresentada a seguir.

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

Como a laje foi dimensionada com betão armado com armaduras passivas, a fração de $0,1\sigma_{cp}$ é desconsiderado por se referir as armaduras ativas utilizadas na estrutura.

Para calcular a taxa de armadura de tração ρ_l , foram utilizados os valores calculados para as armaduras de flexão no item 5.1.1 em uma largura do pilar acrescida de 3d para cada lado, sendo calculada essa taxa de armadura nas duas direções. Assim, para direção X:

$$\rho_{lx} = \frac{A_{sx}}{A_{cx}}$$

Em que A_{sx} e A_{cx} , respectivamente, a área de aço e área de betão na região analisada do pilar mais 3d para cada lado, conforme os Quadro 35 e Quadro 36.

Os valores de área de aço foram encontrados no dimensionamento à flexão, porém os valores da tabela estão em cm^2/m sendo necessário dividir esse valor por 100cm para encontrar a taxa final em cm^2 , logo, o valor de A_{sx} foi considerado tanto armadura positiva quanto a negativa:

$$A_{sx} = A_{slx} * X = \frac{22,4\text{cm}^2 * 180,2\text{cm}}{100\text{cm}} = 40,36\text{cm}^2$$

Fazendo o mesmo para área de betão, o valor de A_{cx} , encontrado foi:

$$A_{cx} = d * X = 21,7 * 180,2 = 3910,34\text{cm}^2$$

Logo, ρ_{lx} :

$$\rho_{lx} = \frac{40,36}{3910,34} = 0,010322$$

Para ρ_{ly} foi realizado o mesmo procedimento, ficando:

$$A_{sy} = A_{sly} * Y = \frac{14 \text{ cm}^2 * 180,2 \text{ cm}}{100 \text{ cm}} = 25,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{cy} = d * Y = 21,7 * 180,2 = 3910,34 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{ly} = \frac{25,23}{3910,34} = 0,0065416$$

$$\rho_l = \sqrt{\rho_{lx}\rho_{ly}} = 0,0081607$$

Portanto, τ_{Rd1} foi calculado com os seguintes valores:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{21,7}} \right) (100 * 0,0081607 * 30)^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,740 \text{ MPa}$$

4.2.2.1.6 Tensão solicitante

Para a tensão solicitante na região crítica C', foi utilizada a mesma equação que na região C, substituindo o u_0 por u' , e o W_{p0x} e W_{p0y} por W_{px} e W_{py} , ficando da seguinte maneira:

$$\tau_{sd'} = \frac{F_{sd}}{u' d} + \frac{K M_{sdx}}{W_{px} d} + \frac{K M_{sdy}}{W_{py} d}$$

$$\tau_{sd'} = \frac{689,4}{472,69 * 21,7} + \frac{0,6 * 34470}{22441,5 * 21,7} + \frac{0,6 * 41350}{22441,5 * 21,7}$$

$$\tau_{sd'} = 0,161 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 1,61 \text{ [MPa]}$$

Analisando as tensões:

$$\tau_{Rd2} < \tau_{sd'}$$

$$0,740 < 1,61 [MPa]$$

Portanto, será necessário adotar armadura de punçoamento no pilar interno para garantir a segurança da estrutura na superfície crítica C'.

4.2.2.1.7 Armadura de punçoamento

Para o cálculo da armadura de punçoamento, foi utilizado a Equação (43) isolando os termos para encontrar a área de aço ficando:

$$\frac{A_{sw}}{S_r} \geq (\tau_{sd} - (0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) * (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} * \left(\frac{u * d}{1,5 * d * f_{ywd}} \right)) \quad (71)$$

Conforme já especificado no item 4.2.8.4.3, f_{ywd} é a resistência de cálculo da armadura de punçoamento. No item 19.4.2 da NBR 6118/2014, é permitido que os valores de f_{ywd} seja aumentado para lajes com altura maior que 15 cm. O item diz que a resistência dos estribos pode ser considerada com os seguintes valores máximos, sendo permitida a interpolação linear:

- 250 MPa, para lajes com espessura até 15 cm;
- 435 MPa (f_{ywd}), para lajes com espessura maior que 35 cm.

Portanto foi realizado uma interpolação linear entre esses valores para altura da laje em questão que é 25 cm, e foi encontrado um valor de $f_{ywd} = 342,5 MPa$.

Para os pilares nos quais foi necessário adotar armadura de punçoamento foi seguido a Equação (71), substituindo os valores para cada pilar de acordo com a sua posição, conforme apresentado na tabela a seguir. Para o pilar P5 foi encontrado o seguinte valor de $\frac{A_{sw}}{S_r} = 0,751 cm^2/cm$.

Para a escolha da armadura foram verificados os detalhamentos especificados pela NBR 6118/2014, conforme apresentado no item 4.2.7.6. O diâmetro da armadura deverá ser limitado a $h/20$, logo o diâmetro máximo a ser usado deverá ser de 12,5 mm. Ainda, conforme a Figura 29, o espaçamento entre a face do pilar e a primeira armadura (S_1)

deverá ser menor que $0,5d$, ou seja, $10,85\text{cm}$, foi adotado um valor de 10cm , e para o espaçamento entre as armaduras (S_2), este deverá ser no máximo $0,75d$, ou seja, $16,28\text{cm}$, foi adotado um valor de 15cm . Sendo assim, podemos calcular a quantidade de aço por perímetro em cm^2 em cada pilar, multiplicado a taxa de aço pelo espaçamento adotado. Porém, utilizando estas quantidades de barras mínimas, as verificações para o perímetro crítico C'' não eram verificadas, ou seja, a tensão atuante era maior que a resistente a $2d$ da armadura mais afastada do pilar, por isso, foi necessário aumentar a quantidade de armadura para que as condições no perímetro crítico C'' , fossem satisfeitas. Portanto, as armaduras de punçoamento nos pilares P5 ficaram a seguinte, conforme a Figura 35 e o Quadro 14.

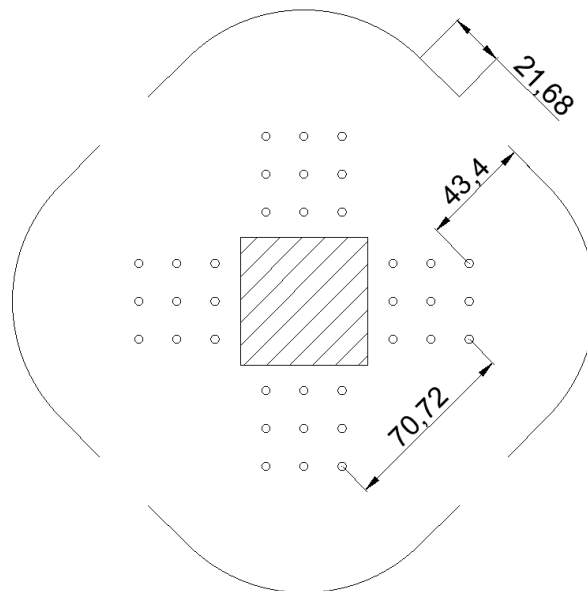


Figura 35 - Definição do perímetro C''

Fonte – Autoria própria.

Quadro 14 - Armadura de punçoamento do pilar central P5

Pilar	$A_{sw,calc}$ [cm^2]	Φ [mm]	No de barra utilizada por perímetro	No de barra total utilizadas	$A_{sw,ef}$ [cm^2]	Área total de aço [cm^2]
P5	11,270	12,5	12,00	36,00	15,00	45,00

Fonte – Autoria própria.

A tensão resistente com armadura foi calculada conforme a Equação (43), e o valor encontrado foi de $\tau_{Rd3} = 1,656$ [MPa].

4.2.2.1.8 Superfície crítica C''

O perímetro de controle C'' é definido por meio das prescrições estabelecidos pela norma na Figura 26. Foi desenhado no AutoCad o perímetro crítico C'' seguindo a norma, ficando conforme a Figura 35.

Através do comando *list* no AutoCad foi encontrado o valor do perímetro u'' , sendo $u'' = 579,4$ cm.

4.2.2.1.9 Tensão resistente

Conforme o estabelecido pela norma, a tensão resistente a ser comparada deverá ser igual a tensão resistente avaliada no perímetro C', logo:

$$\tau_{Rd1} = 0,740 \text{ MPa}$$

4.2.2.1.10 Tensão solicitante

Conforme o feito para os outros perímetros de controle o procedimento de cálculo para a tensão solicitante neste perímetro será o mesmo. A equação utilizada foi:

$$\tau_{Sd''} = \frac{F_{Sd}}{u''d} + \frac{K M_{Sdx}}{W_{p''x} d} + \frac{K M_{Sdy}}{W_{p''y} d}$$

Assim, como para o perímetro C, a NBR 6118/2014 não fornece equação para o cálculo do modulo de plastificação no C'', logo será seguido a recomenda de LIMA (2001):

$$W_{p''x} = W_{y''x} = \frac{C_1^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 16d^2 + 2\pi d C_1 + 2C_2 p + 16dp + 4p^2 + \pi C_1 p \quad (72)$$

Sendo que p é a distância entre a face do pilar e a armadura mais distante, que foi medido no AutoCad, sendo $p=112,5$ cm. logo substituindo os valores encontramos:

$$W_{p''x} = W_{y''x} = 141047,95 \text{ [cm}^2\text{]}$$

Sendo os demais valores já conhecidos:

$$\tau_{sd} = \frac{689,4}{579,4 * 21,7} + \frac{0,6 * 34470}{141047,95 * 21,7} + \frac{0,6 * 41350}{141047,95 * 21,7}$$

$$\tau_{sd} = 0,0697 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,697 [MPa]$$

Como $\tau_{Rd1} = 0,740 MPa$, logo o pilar garante a segurança.

4.2.2.2 Pilar de borda

Na laje estudada temos 4 pilares de borda, sendo eles P2, P4, P6 e P8. Será demonstrado o dimensionamento para o pilar P2 neste item, e os demais pilares foram dimensionados conforme o pilar P2. Os dados para o pilar P2 estão apresentados no **Erro! Fonte de referência não encontrada.** e conforme a Figura 33.

4.2.2.2.1 Superfície crítica C

Para a caracterização da superfície crítica C, foi seguido a Figura 24 retirada da NBR 6118/2014, levando em consideração que nos pilares de bordas a parte da borda livre não participa do perímetro, e nem a parte mais próxima da borda, sendo este perímetro chamado de perímetro crítico reduzido u_0 . Logo a equação de u_0 fica da seguinte maneira:

$$u_0 = 2 * a + C_2 \quad (73)$$

Em que:

$$a = \text{menor}\{1,5d; 0,5C_1\} = \text{menor}\{32,55; 15\}$$

$$a = 15 [cm]$$

$$u_0 = 2 * 15 + 50 = 80 [cm]$$

4.2.2.2.2 Tensão resistente

A tensão resistente para o pilar de borda na superfície crítica C é igual a tensão do pilar interno, pelo fato da tensão resistente nessa região só levar em consideração as características do betão utilizado, ou seja:

$$\tau_{Rd2} = 5,09MPa$$

4.2.2.2.3 Tensão solicitante

Para os pilares de borda tem duas situações para o cálculo da tensão solicitante conforme é apresentado no item 4.2.2. O pilar P2 e os demais pilares de borda na estrutura analisada encontram-se na situação em que o momento atuante é aplicado é paralelo ao plano da borda livre. Porém, a NBR 6118/2014 fornece uma equação (Equação (39)) quando ocorre momento paralelo e não paralelo a borda livre da laje. Para a situação dos pilares de borda deste trabalho a equação será utilizado esta equação desconsiderando a parte do momento perpendicular à borda livre. Adaptando a equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p02} d} \quad (74)$$

Sendo $M_{sd2} = (M_{sd} - M_{sd}^*)$, para o cálculo do M_{sd}^* , foi utilizado a seguinte equação (LIMA, 2001):

$$M_{sd}^* = F_{sd} * e^* \quad (75)$$

Em que, conforme a Figura 36, e^* para o perímetro crítico C, será (LIMA, 2001):

$$e^* = \frac{C_1 * a - a^2 + \frac{C_1 + C_2}{2}}{2 * a + C_2} \quad (76)$$

$$e^* = 12,188 \text{ [cm]}$$

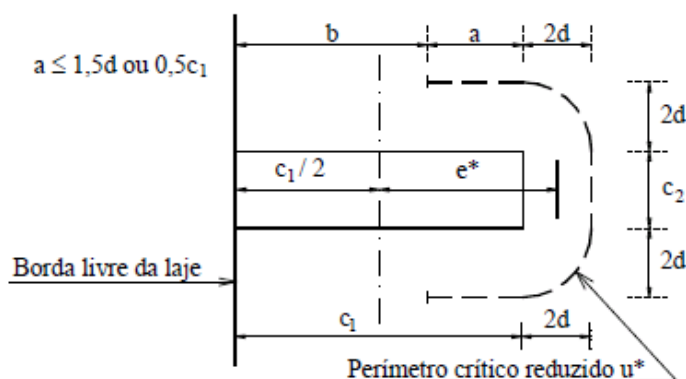


Figura 36 - Excentricidade do perímetro crítico reduzido para pilares de borda

Fonte - LIMA (2001).

Portanto o valor encontrado para M_{Sd}^* e M_{Sd2} foram:

$$M_{Sd}^* = 344,6 * 12,188 = 4199,81[\text{kN.cm}]$$

$$M_{Sd1} = (20670 - 4199,81) = 16470,19 [\text{kN.cm}]$$

Para o W_{p01} , foi realizado o mesmo procedimento feito para o pilar de centro, no qual a NBR 6118/2014 não fornece equação para o cálculo no perímetro W_p para o pilar de borda em nenhum dos perímetros críticos. Portanto foram utilizadas as equações de LIMA (2001):

$$W_{po} = \frac{u_o}{u'} W_p$$

$$W_p = \frac{C_1^2}{2} + \frac{C_1+C_2}{2} + 2 * (C_2 + d) + 8d^2 + 2\pi d C_1$$

$$W_p = \frac{30^2}{2} + \frac{30+50}{2} + 2 * (50 + 21,7) + 8 * 21,17^2 + 2\pi * 21,17 * 30$$

$$W_p = 8472,296 [\text{cm}^2]$$

A superfície C' foi encontrada de acordo com a Figura 24, levando em consideração que nos pilares de bordas a parte mais próxima da borda não é efetiva nas absorção das tensões cisalhantes (LIMA, 2001). Sendo, a o menor valor entre $1,5d$ e $0,5C_1$, considerando o afastamento de $2d$ da face do pilar, a equação ficou:

$$u' = 2 * a + C_2 + 2 * \pi * d$$

$$u' = 2 * 15 + 50 + 2 * \pi * 21,7$$

$$u' = 216,345 [\text{cm}]$$

Portanto,

$$W_{po} = \frac{80}{216,345} * 8472,296$$

$$W_{po} = 3132,882 [\text{cm}^2]$$

Conforme as prescrições da norma o valor de K_2 , será calculado para a relação $\frac{c_2}{2c_1}$, fazendo interpolação linear foi encontrado o valor de $K_2=0,549$. Logo:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_o d} + \frac{K_2 M_{sdz}}{W_{p02} d}$$

$$\tau_{sd} = \frac{344,6}{80 * 21,7} + \frac{0,549 * 16470,19}{8472,296 * 21,7}$$

$$\tau_{sd} = 0,3315 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 3,315 MPa$$

Como a tensão resistente é 5,09Mpa, logo na face do pilar a tensão de compressão diagonal do betão está verificada e segura.

4.2.2.2.4 Superfície crítica C'

Conforme já calculado, u' será:

$$u' = 216,345 [cm]$$

4.2.2.2.5 Tensão resistente

A tensão resistente na superfície critica C', foi encontrada conforme a Equação (42) a mesma utilizada no pilar interno. Para o pilar de borda foi utilizado a mesma metodologia para o cálculo do ρ , ρ_x e ρ_y , sendo que a diferença do pilar de borda para o pilar interno são os valores de X e Y, os valores das armaduras estão apresentados nos Quadro 35 e Quadro 36.

Logo, o valor de ρ ficou:

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{0,001032 * 0,006451} = 0,008160$$

Com isso, o valor de τ_{Rd1} :

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{21,7}} \right) (100 * 0,008160 * 30)^{\frac{1}{3}}$$

$$\tau_{Rd1} = 0,740 \text{ [Mpa]}$$

4.2.2.2.6 Tensão solicitante

A tensão solicitante para um pilar de borda na situação em questão foi feita conforme o realizado na superfície C, sendo alterado os valores do perímetro analisado e do momento de plastificação, ficando a equação:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u' d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p2} d}$$

Como a NBR 6118/2014 não fornece valores para o e^* , foi utilizada a equação sugerida por Lima (2001):

$$e^* = \frac{C_1 * a - a^2 + \frac{C_1 + C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi d C_1}{2 * a + C_2 + 2\pi d} \quad (77)$$

$$e^* = 11,24 \text{ [cm]}$$

Portanto o valor encontrado para M_{sd}^* e M_{sd2} foram:

$$M_{sd}^* = 344,6 * 11,24 = 3874,22 \text{ [kN.cm]}$$

$$M_{sd2} = (20670 - 3874,22) = 16795,78 \text{ [kN.cm]}$$

Como todos os valores já encontrados, substituindo na equação encontra o valor de:

$$\tau_{sd} = \frac{344,6}{216,345 * 21,7} + \frac{0,549 * 16795,78}{8472,3 * 21,7}$$

$$\tau_{sd} = 0,1236 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 1,236 \text{ MPa}$$

Como a tensão solicitante é maior que a resistente na região da superfície crítica C', é necessário adotar uma armadura de punçoamento para resistir aos esforços solicitantes na estrutura.

4.2.2.2.7 Armadura de punçoamento

Para o cálculo da armadura de punçoamento, foi utilizado o mesmo procedimento realizado para o pilar central. Logo, o valor encontrado da taxa de aço para um contorno paralelo a C' é $\frac{A_{sw}}{S_r} = 0,281 \text{ cm}^2/\text{cm}$.

Para a escolha da armadura foi se verificado os detalhamentos especificados pela NBR 6118/2014, conforme apresentado para o pilar de centro, os espaçamentos adotados foram os mesmo, sendo eles $S_1 = 7,5\text{cm}$ e $S_2 = 15\text{cm}$. Sendo assim, foi calculada a quantidade de aço em cm^2 , apresentado no Quadro 15.

Quadro 15 - Armadura de punçoamento do pilar de borda P2

Pilar	$A_{sw,calc}[\text{cm}^2]$	Φ [mm]	No de barra utilizada por perímetro	No de barra efetivas total utilizadas	$A_{sw,ef} [\text{cm}^2]$	Área total $[\text{cm}^2]$
P2	4,210	12,5	4,00	12,00	5,00	18,00

Fonte – Autoria própria.

A tensão resistente com armadura foi calculada conforme a Equação (43), e o valor encontrado foi de $\tau_{Rd3} = 1,360$ [MPa].

4.2.2.2.8 Superfície crítica C''

O perímetro de controle C'' é definido por meio das prescrições estabelecidos pela norma na Figura 26, e foi desenhado no AutoCad o perímetro crítico C'' seguindo a norma, ficando conforme a Figura 37.

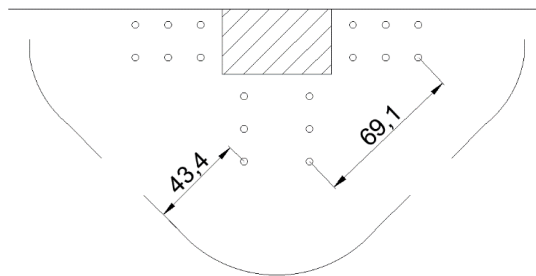


Figura 37 - Definição do perímetro crítico C'' para o pilar de borda

Fonte – Autoria própria.

Através do comando *list* no AutoCad foi encontrado o valor do perímetro u'' , sendo $u'' = 280,03\text{cm}$.

4.2.2.2.9 Tensão resistente

Conforme o estabelecido pela norma, a tensão resistente a ser comparada deverá ser igual a tensão resistente avaliada no perímetro C' , logo:

$$\tau_{Rd1} = 0,740 \text{ MPa}$$

4.2.2.2.10 Tensão solicitante

Conforme o feito para os outros perímetros de controle o procedimento de cálculo para a tensão solicitante neste perímetro será o mesmo. A equação utilizada foi:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u'' d} + \frac{K_2 M_{Sd2}}{W_{p''2} d}$$

Como a NBR 6118/2014 não fornece valores para o e^* , foi utilizada a equação sugerida por Lima (2001):

$$e^* = \frac{C_1 * a - a^2 + \frac{C_1 + C_2}{2} + 2C_2 d + 8d^2 + \pi d C_1 + C_2 p + 8dp + \frac{\pi p C_1}{2} + 2p^2}{2 * a + C_2 + + 2\pi d + \pi p} \quad (78)$$

Sendo que p a distância entre a face do pilar e a armadura mais distante (medido no AutoCad), sendo $p=22,5$ cm. Logo:

$$e^* = 33,23 \text{ cm}$$

Portanto o valor encontrado para M_{Sd}^* e M_{Sd2} foram:

$$M_{Sd}^* = 344,6 * 33,23 = 11448,71 \text{ [kN.cm]}$$

$$M_{Sd2} = (20670 - 11448,71) = 9221,29 \text{ [kN.cm]}$$

Para o $W_{p''2}$, foi utilizado a seguinte equação (LIMA, 2001):

$$W_{p''2} = \frac{C_2^2}{2} + C_1 C_2 + 4C_2 d + 8d^2 + \pi d C_2 + 2C_1 p + 8dp + \frac{\pi p C_1}{2} + 2p^2 \quad (79)$$

$$W_{p''2} = 19940,4 [cm^2]$$

Sendo os demais valores já conhecidos:

$$\tau_{sd''} = \frac{F_{sd}}{u'' d} + \frac{K_2 M_{sd2}}{W_{p''2} d} = \frac{344,6}{280 * 21,7} + \frac{0,549 * 9221,29}{19940,4 * 21,7}$$

$$\tau_{sd''} = 0,068 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,680 [MPa]$$

Como $\tau_{Rd1} = 0,740 MPa$, logo o pilar está seguro.

4.2.2.3 Pilar de canto

A estrutura analisada, conforme apresentada anteriormente possui 4 pilares de canto, os pilares P1, P3, P7 e P9. A seguir será demonstrado o dimensionamento para o pilar P1, e os demais pilares de canto serão dimensionados da mesma maneira, os valores encontrados para os demais pilares serão apresentados no anexo deste trabalho. Os dados sobre o pilar P1 estão apresentados no Quadro 40.

4.2.2.3.1 Superfície crítica C

Para a caracterização da superfície crítica C, foi seguida a Figura 25 retirada da NBR 6118/2014. Neste caso como não existe momento atuando no pilar, foi desconsiderado apenas as bordas livres para o cálculo do perímetro. Logo:

$$u_0 = 2 * 30 = 60 [cm]$$

4.2.2.3.2 Tensão resistente

A tensão resistente para o pilar de borda na superfície crítica C é igual a tensão do pilar interno, pelo fato da tensão resistente nessa região só levar em consideração as características do betão utilizado. Logo:

$$\tau_{Rd2} = 5,09 MPa$$

4.2.2.3.3 Tensão solicitante

Os pilares de canto do elemento estrutural em estudo não possuem momentos sendo aplicados sobre eles em nenhuma das direções, portanto a equação utilizada para encontrar a tensão solicitante na região C, é a Equação (34) com a adaptação do valor de u , para o perímetro reduzido crítico do pilar de canto.

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_0 d} = \frac{103,4}{60 * 21,7}$$
$$\tau_{sd} = 0,079 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,794 [MPa]$$

Como a tensão resistente é 5,09 MPa, logo na face do pilar a tensão de compressão diagonal do betão está verificada e segura.

4.2.2.3.4 Superfície crítica C'

A superfície C' foi encontrada de acordo com a Figura 25, considerando assim como na superfície C a não participação das duas bordas livres e considerando o afastamento de $2d$ da face do pilar, a equação ficou:

$$u' = C_1 + C_2 + \pi * d$$

$$u' = 2 * 30 + \pi * 21,7$$

$$u' = 128,17 [cm]$$

4.2.2.3.5 Tensão resistente

A tensão resistente na superfície crítica C', foi encontrada conforme para os outros pilares, a mesma utilizada no pilar interno e de borda. Para o pilar de canto foi utilizado a mesma metodologia para o cálculo do ρ , ρ_x e ρ_y .

Logo, o valor de ρ ficou

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y} = \sqrt{0,00294 * 0,00368} = 0,003297$$

igual aos dos pilares de borda, por passar a mesma quantidade de aço, então τ_{Rd1} :

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{21,7}} \right) (100 * 0,003297 * 30)^{\frac{1}{3}}$$
$$\tau_{Rd1} = 0,547 \text{ [MPa]}$$

4.2.2.3.6 Tensão solicitante

Para a tensão solicitante nesta região C' será utilizado a mesma equação que foi utilizada na superfície C, somente mudando o valor de u_0 para u' , ficando assim a equação:

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{Sd}}{u' d} = \frac{103,4}{128,17 * 21,7}$$
$$\tau_{Sd} = 0,0372 \left[\frac{kN}{cm^2} \right] = 0,372 \text{ [MPa]}$$

Portanto, apesar da pouca diferença entre as tensões resistentes e solicitantes, o pilar está seguro e não será necessário adotar nenhuma medida para garantir a segurança do mesmo quanto ao punçamento.

5 RESULTADOS

Os resultados foram divididos em duas partes, primeiramente serão apresentados e discutidos os resultados quanto ao dimensionamento à flexão, e todos os parâmetros envolvidos, e posteriormente o dimensionamento ao punçoamento. Como resultados das análises comparativas entre as duas normas foram elaborados quadros comparativos entre os apontamentos apresentados nas normas e que serão utilizados como base para a discussão dos resultados. Os quadros estão no capítulo 6 deste trabalho.

5.1 Flexão

Pelas Figura 38 a Figura 40 apresentadas no capítulo 6, é possível observar algumas principais diferenças entre as duas normas. Primeiramente, a quantidade de classes ambientais apresentadas pela NP EN 1992-1-1:2010. Conforme o código são apresentados 18 diferentes situações para se enquadrar de acordo com o local onde será construído a estrutura, possibilitando ao projetista uma escolha mais adequada com a situação real, enquanto na NBR 6118/2014 existem apenas 4 tipos de classes ambientais, o que delimita consideravelmente o código, levando em conta ainda que nas duas normas o recobrimento nominal e a classe de resistência do betão estão relacionadas com o ambiente. Uma diferença significativa entre as duas normas é o fato de a NBR 6118/2014 determinar valores de relação água/cimento mínimos de acordo com a classe ambiental, e o NP EN 1992-1-1:2010 apenas relaciona a classe de resistência com relação água e cimento, porém não apresenta valores e remete para outra norma (NP EN 206-1).

Quanto ao cálculo para o recobrimento a ser utilizado no projeto, a principal diferença observada é o fato da norma portuguesa possibilitar a diminuição do recobrimento no caso de utilização de aço inoxidável ou proteção adicional (revestimento), enquanto a norma brasileira recomenda que o recobrimento seja maior que a dimensão máxima do agregado utilizado no betão. Em relação ao coeficiente de

segurança utilizado para o betão, enquanto NBR 6118/2014 estabelece o valor de 1,4 o NP EN 1992-1-1:2010 determina um valor de 1,5.

É possível observar a diferença entre a distribuição dos momentos fletores nas lajes lisas ou fungiformes, a NBR 6118/2014 apresenta valores fixos para cada tipo de faixa, enquanto o NP EN 1992-1-1:2010 apresenta um intervalo de valores a ser escolhido pelo projetista, a principal diferença entre os valores acontece nos momentos positivos para as faixas sobre o pilar enquanto a NBR 6118/2014 recomenda uma valor de 55% para as duas faixas, a NP EN 1992-1-1:2010 recomenda um valor de até 70%, 15% a mais que a NBR 6118/2014. No dimensionamento realizado neste trabalho foi escolhido valores diferentes para cada faixa, isso resulta em uma diferença nos momentos máximos e mínimos encontrados para cada norma de acordo com no Quadro 16.

Quadro 16 - Momentos máximos e mínimos

	Eixo X		Eixo Y	
	MOMENTO MÁXIMO [kN.m]	MOMENTO MÍNIMO [kN.m]	MOMENTO MÁXIMO [kN.m]	MOMENTO MÍNIMO [kN.m]
NBR 6118/2014	310,13	51,68	258,53	43,08
NP EN 1992-1-1:2010	248,10	40,71	206,82	24,23
%	20%	21%	20%	44%

Fonte – Autoria própria.

De acordo com a porcentagem escolhida no exemplo realizado, tivemos uma diferença considerável nos momentos máximos e mínimos, sendo que esta diferença deverá acarretar em quantidade de aço diferentes para resistir aos esforços.

Quanto as disposições construtivas das armaduras à flexão foram observadas algumas diferenças, a NBR 6118/2014 recomenda valores de altura mínima para as lajes fungiformes no valor de 16 cm e um diâmetro máximo das armaduras de flexão de um oitavo a altura da laje. Em contrapartida, a NP EN 1992-1-1:2010 não recomenda valores para esses aspectos. No que diz ao respeito do espaçamento máximo entre as armaduras de flexão o Eurocódigo apresenta apontamentos mais específicos e criteriosos, de acordo com a zona na qual se encontra a laje, dividindo em zonas usuais e zonas com cargas concentradas, sendo que para as cargas concentradas os valores para o espaçamento são menores, duas vezes a altura da laje, ou 25 cm, a NBR 6118/2014 recomenda apenas que

seja menor que duas vezes a altura da laje ou 20 cm. Essa diferença pode acarretar em quantidades de aço menores seguindo o Eurocódigo, pois ainda é recomendado para zonas usuais um valor máximo de três vezes a altura da laje ou 40cm.

As armaduras mínimas para cada norma são calculadas de maneiras diferentes. A NBR 6118/2014 apresenta valores simplificados e tabelados para o cálculo da taxa mínima de aço de acordo com a área de betão, enquanto a NP EN 1992-1-1:2010 apresenta uma equação para o cálculo da área mínima de aço.

Uma das principais diferenças entre as duas normas quanto ao dimensionamento à flexão das lajes fungiformes está relacionado com o comprimento final das armaduras. A NBR 6118/2014 apresenta uma figura com a distribuição detalhada que deverá ser atribuída especificamente para as lajes fungiformes, sendo esta distribuição de acordo com as faixas da laje e se as armaduras são superiores ou inferiores. Enquanto o código português recomenda que este critério deverá ser conforme com a decalagem do diagrama de momento fletor, de acordo com os esforços de corte sofrido pela estrutura. As armaduras sobre os apoios para o Eurocódigo sempre deverão ser 50% das armaduras do vão, enquanto para a NBR 6118/2014 este mesmo valor pode ser apenas até 33% da armadura, dependendo da situação em que se encontra.

Outro ponto observado é cálculo da ancoragem das armaduras, para o cálculo da tensão de rotura da aderência, o código brasileiro ainda permite considerar a utilização de barras sem nervuras, enquanto o Eurocódigo não permite a utilização deste tipo de barra em projetos. Além disso, no cálculo do comprimento de ancoragem de cálculo a norma europeia leva em consideração muito mais aspectos para a determinação dos coeficientes que determinam o valor final da ancoragem.

Observando o Quadro 17, é possível observar que mesmo que as normas utilizem critérios diferentes para calcular a ancoragem necessária e o comprimento finais da barras, os valores totais em metro linear de barras de aço finais foram bem parecidos. É importante salientar que neste trabalho foram adotadas algumas medidas considerando as facilidades construtivas em obras do projeto, o que pode ter acarretado em mais aço.

Quadro 17 - Quantidade de metro por diâmetro das barras

Diâmetro	Quantidade de barra [m]	
	NBR 6118/2014	NP EN 1992-1-1:2010
8,0	2161,36	1860,4
10,0	545,6	1105,8
12,0	-	228,43
12,5	270,18	-
16,0	241,76	-
20,0	21,12	-
Total	3240,02	3194,63

Fonte – Autoria própria.

Observando o Quadro 18 , é possível verificar que a quantidade de barras final para a flexão, adicionadas as armaduras dos detalhes construtivos, entre as duas normas apresenta uma diferença de 10%. E, a quantidade total de área de aço em cm² um valor de 3% a mais de área de aço no dimensionamento para a NBR 6118/2014. O que mostra que apesar das diferenças no detalhamento das armaduras, ao final a quantidade de aço necessária para garantir a segurança da laje são numericamente próximas.

Quadro 18 - Comparação das armaduras

Armaduras à flexão			
	NBR 6118/2014	NP EN 1992-1-1:2010	PORCENTAGEM (MAIOR/MENOR)
Quantidade de barras	393,00	434,00	110%
Área de aço [cm ²]	309,45	301,69	103%

Fonte – Autoria própria.

5.2 Punçoamento

A principal diferença que pode ser observada em relação a verificação ao punçoamento são as considerações quanto aos carregamentos excêntricos no cálculo da tensão atuante na estrutura. Ao passo que a norma brasileira estabelece que os efeitos dos carregamentos excêntricos para pilar de centro, devem ser considerados pelo termo $\frac{K M_{sd}}{W_p d}$, a norma portuguesa define o parâmetro $\beta = 1 + k \frac{M_{sd} u_1}{V_{sd} W_1}$, onde existem mais termos a serem considerados quanto a excentricidade da carga. Quando existem momentos nas

duas direções a norma portuguesa estabelece outra equação $\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_y}{b_z}\right)^2 + \left(\frac{e_z}{b_y}\right)^2}$, em contra ponta a norma brasileira não faz recomendação. Consequência dessas diferentes considerações, o mesmo ocorre para pilares circulares, central, de borda e canto, como pode ser observado nos quadros comparativos. Observando as comparações dos valores nos Quadro 21 e Quadro 22, podemos verificar a diferença entre os valores das tensões atuantes nos pilares. A NBR 6118/2014 apresentou maiores valores para essas tensões, nos quais as principais diferenças foram nos pilares de canto, com o dobro no valor da tensão atuante na face do pilar. Na comparação das tensões resistentes, a NP EN 1992-1-1:2010 apresenta maiores valores, porém são devidos a armaduras extras de reforço que foram colocadas para aumentar a resistência da tensão na superfície C'. As diferenças dos valores de $u_{out,ef}$ são consideráveis. No pilar central o valor para a NP EN 1992-1-1:2010 é 22% maior que o da norma brasileira, e no pilar de borda essa diferença é de aproximadamente 13% sendo o Eurocódigo maior também.

Para as tensões resistentes, as distinções verificadas foram que para o cálculo a resistência ao punçamento sem armadura as duas normas utilizam a mesma equação com o detalhe da verificação da norma europeia para que resistência calculada seja maior que a $v_{min} + k_1 \sigma_{cp}$. Porém, quando é feita a verificação da resistência com a armadura de punçamento a norma brasileira considera integralmente o valor da resistência do betão como contribuição a resistência da armadura de punçamento, enquanto a NP EN 1992-1-1:2010 considera apenas 75% deste valor, o que conseqüentemente muda o valor para o cálculo da armadura de punçamento necessária para a estrutura. Comparando o quadro de resultados no anexo é possível observar que os valores encontrados são parecidos. Porém isto é somente devido a utilização de armadura de reforço no dimensionamento segundo o Eurocódigo, pois sem essas armaduras de reforço o valor do perímetro de controle onde não é mais necessário armadura de punçamento ($u_{out,ef}$) seria maior acarretando em uma disposição de armaduras diferentes no qual seria necessário utilizar mais aço.

Outro ponto observado é que o Eurocódigo estabelece uma equação para o cálculo do perímetro de controle onde não é mais necessário utilizar a armadura de punçamento

no qual esse perímetro deve estar afastado a $1,5d$ da última armadura de punçoamento, enquanto o código brasileiro apenas menciona que a armadura deve ser afastada até onde não seja mais necessário armadura a uma distância de $2,0d$.

Além disso, a NP EN 1992-1-1:2010 estabelece uma equação de área mínima de um ramo de estribo, à medida que a NBR 6118/2014 não faz referência a equações para isto, sendo necessário consultar outras referências bibliográficas especializadas, como livros ou outras normas.

Quanto ao detalhamento das armaduras o principal observado foi a diferença entre o espaçamento da face do pilar até a primeira armadura. A NBR 6118/2014 estabelece que este valor deve ser menor que $0,5d$, enquanto a NP EN 1992-1-1:2010 recomenda que para barras paralelas a face do pilar esse valor deve ser maior que $0,3d$, não estipulando valores máximos.

6 CONCLUSÃO

Posto o dimensionamento de lajes sem vigas pelas duas normas, pudemos verificar e comparar as principais diferenças entre elas. Sendo assim, foi possível analisar que apesar dos pormenores observados, as duas normas se baseiam em teorias semelhantes. Logo, o dimensionamento deste tipo de estrutura demonstrou-se similar. Isto aponta que apesar das diferenças tecnológicas e histórica do betão armado entre Brasil e Portugal, as diretrizes de projetos estabelecidas por eles convergem para resultados semelhantes.

Durante a pesquisa foi possível observar que, um dos fatores que contribuem para essas dissemelhanças entre códigos é fato de não ter o domínio completo sobre as propriedades dos materiais (cimento, aço e agregados) e como eles atuam em um elemento estrutural, isso fica evidente quando se compara as considerações de cada norma quanto aos esforços excêntricos em um estrutural sobre o efeito de punçoamento.

Após essa comparação realizada pode-se afirmar que, em maneira global, alguns pontos como dimensionamento à flexão do betão armado, comprimento de ancoragem, distribuição dos esforços no método pórtico equivalente, perímetro crítico de punçoamento e taxa de aço para armadura de punçoamento os dois códigos estão bem similares. E que, no detalhamento de armadura para lajes sem vigas e efeitos da excentricidade nos pilares ainda existem algumas distinções.

Ainda assim, o trabalho pode demonstrar que as duas normas estão cada vez mais parecidas, e que o processo de internacionalização de normas está gradativamente evoluindo em caminho para formação de engenheiros e técnicos com capacidade de atuarem em todo o mundo.

Em seguida apresenta-se quadros resumos com o estudo comparativo entre as duas normas, e ainda resumos dos principais dados e resultados obtidos com estas normas para o caso estudado.

Quadro comparativo - Classes Ambientais																
	NBR 6118/2014				NP EN 1992-1-1 (2010)											
	Classe I	Classe II	Classe III	Classe IV	X0	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3	
Classe de Resistência do concreto	≥ C20	≥ C25	≥ C30	≥ C40	C12/15	C25/30	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C33/45	C30/37	C30/37	C33/45	
Cobrimento nominal (mm)	20	25	35	45	20	25	35	35	40	45	50	55	45	50	55	
Relação água/cimento	≤ 0,65	≤ 0,60	≤ 0,55	≤ 0,45	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

Figura 38 - Comparativo entre classes ambientais
Fonte: Autoria própria.

Quadro comparativo		
	NBR 6118/2014	NP EN 1992-1-1 (2010)
Cálculo do concreto à compressão	<p>Diagrama tensão-deformação</p>	<p>Diagrama tensão-deformação</p>
Cobrimento	$C_{nom} = C_{min} + 10 \text{ mm}$ $C_{nom} \geq \begin{cases} - \text{diâmetro da barra} \\ - \text{diâmetro equivalente das barras} \\ - \text{dimensão máxima do agregado} \end{cases}$	$C_{nom} = C_{min} + 10 \text{ mm}$ $C_{min} = \max\{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10\text{mm}\}$ $C_{min,b} = \text{diâmetro da barra}$ $C_{min,dur} = \text{cobrimento mínimo de acordo com as classes ambientais}$ $\Delta c_{dur,\gamma} = \begin{cases} \text{cobrimento de margem de segurança} \\ \text{referente ao uso de aço inoxidável} \\ \text{proteção adicional de revestimento} \end{cases}$
Coefficiente de segurança para o concreto para combinações de ações normais	$\gamma_c = 1,4$	$\gamma_c = 1,5$
Ancoragem	$f_{bd} = n_1 n_2 n_3 f_{ctd}$ $n_1 = 1,0 \text{ para barras lisas, } 1,4 \text{ para barras entalhadas e } 2,25 \text{ para as nervuradas}$ $l_b = \frac{\phi * f_{yd}}{4 * f_{bd}} \geq 25\phi$ $l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$	$f_{bd} = 2,25 n_1 n_2 f_{ctd}$ $l_{b,rqd} = \frac{\phi \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$ $l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,rqd} \geq l_{b,min}$

Figura 39 - Comparativo entre as normas
Fonte: Autoria própria.

Quadro comparativo - Lajes Fungiformes ou Lisas		
	NBR 6118/2014	NP EN 1992-1-1 (2010)
Distribuição dos momentos fletores em lajes fungiformes	<ul style="list-style-type: none"> • 45% dos momentos positivos para as duas faixas internas; • 27,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas; • 25% dos momentos negativos para as duas faixas internas; • 37,5% para cada uma das faixas externas. 	<ul style="list-style-type: none"> • 30% a 50% dos momentos positivos para a faixa central; • 50% a 70% dos momentos positivos para faixa sobre os pilares; • 20% a 40% dos momentos negativos para faixa central; • 60% a 80% dos momentos negativos para faixa sobre os pilares.
	Faixa sobre pilar = faixa externa Faixa central = faixa interna	
Altura mínima para laje fungiforme	$h \geq 16\text{ cm}$	Não há recomendação
Diâmetro máximo da armadura de flexão	$\phi_{\text{máx}} \leq \frac{h}{8}$	Não há recomendação
Espaçamento máximo entre as armaduras de flexão	$s_{\text{máx}} \leq \begin{cases} 2h \\ 20\text{ cm} \end{cases}$	<p>Zonas usuais:</p> <ul style="list-style-type: none"> • armaduras principais - $s_{\text{máx}} = 3h \leq 400\text{ mm}$ • armaduras de distribuição - $s_{\text{máx}} = 3,5h \leq 450\text{ mm}$ <p>Zonas com cargas concentradas ou de momento máximo:</p> <ul style="list-style-type: none"> • armaduras principais - $s_{\text{máx}} = 2h \leq 250\text{ mm}$ • armaduras de distribuição - $s_{\text{máx}} \square = 3h \leq 400\text{ mm}$
Armadura mínima de flexão	<p>Armadura negativa = $\rho_s \geq \rho_{\text{mín}}$</p> <p>Armadura positiva = $\rho_s \geq 0,67 \rho_{\text{mín}}$</p> $\rho_s = \frac{A_s}{b_w h} \quad \rho_{\text{mín}} = \frac{A_{s\text{mín}}}{A_c}$	$A_{s\text{mín}} = 0,26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} b_t d \geq 0,0013 b_t d$
Armadura máxima de flexão	$A_{s,\text{máx}} \leq 0,04 A_c$	$A_{s,\text{máx}} \leq 0,04 A_c$
Comprimento das armaduras	<p>Diagrama de detalhe das armaduras de uma laje em um apoio, mostrando a distribuição de barras superiores e inferiores em faixas externas e centrais, com dimensões mínimas de comprimento e porcentagens de armadura total.</p>	<p>A - Momento de cálculo, B - Força de tração atuante e C - Força de tração resistente.</p>
Armaduras das lajes junto aos apoios		Deverá ser levado 50% da armadura existente no vão nas armaduras de apoio e partir daí serem ancoradas.
Armaduras para pilares interiores ou centrais		Deverá conter uma armadura superior com área de 0,5 A_t distribuída numa largura de cada lado do pilar igual a 0,125 a largura do painel da laje. Para armadura inferior deverá ter ao menos duas barras em cada direção ortogonal atravessando o pilar.
Armaduras para pilares de borda ou de canto	Pelo menos duas barras inferiores devem passar pelo apoio, além das armaduras de colapso progressivo.	As armaduras perpendiculares a borda livre da laje deverá estar dentro da largura efetiva de
Colapso Progressivo	$f_{yd} A_{s,\text{ccp}} \geq 1,5 F_{Sd}$	$f_{yd} A_{s,\text{ccp}} \geq F_{Sd}$

Figura 40 - Comparação do dimensionamento da laje à flexão
Fonte: Autoria própria.

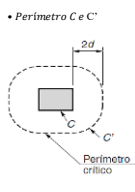
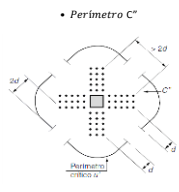
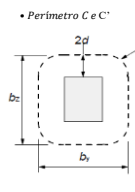
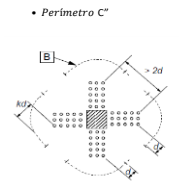
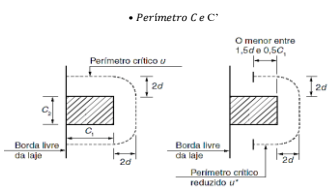
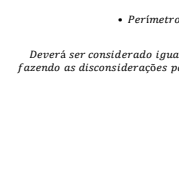
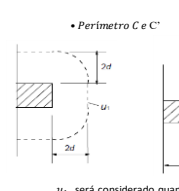
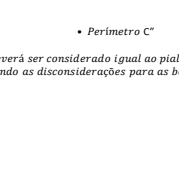
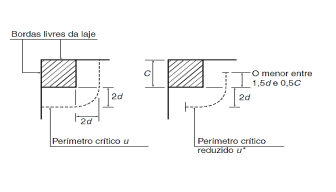
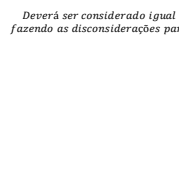
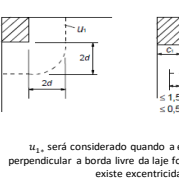
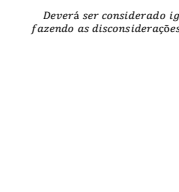
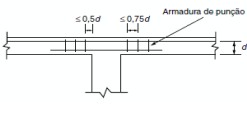
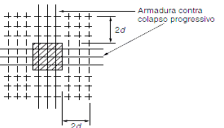
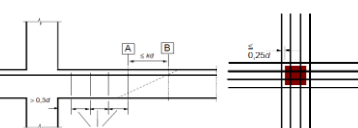
Quadro comparativo - Punção ou punção		
	NBR 6118/2014	NP EN 1992-1-1 (2010)
Pilar Interno	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico, com efeito do momento</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K \cdot M_{sd}}{W_p \cdot d}$ $W_p = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4C_2 + 16d^2 + 2\pi d C_1$ <p>u, sendo os 3 perímetros de controle a serem verificados C, C' e C''.</p>	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico</p> $v_{sd} = \beta \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>– Excentricidade em uma direção:</p> $\beta = 1 + k \frac{M_{sd} \cdot u_1}{V_{sd} \cdot W_1}$ <p>– Excentricidade em duas direção:</p> $\beta = 1 + 1,8 \sqrt{\left(\frac{e_x}{b_c}\right)^2 + \left(\frac{e_y}{b_c}\right)^2}$ $e = \frac{M}{V}$ <p>$W_1 = \frac{C_1^2}{2} + C_1 \cdot C_2 + 4C_2 + 16d^2 + 2\pi d C_1$</p> <p>$k = 1,5$</p>
Pilar de borda	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Deverá ser considerado igual ao pilar interno, fazendo as disconsiderações para as bordas livres.</p> <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico, quando não houver momento paralelo à borda livre</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d}$ $M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd2})$ <p>• Carregamento assimétrico, quando houver momento paralelo à borda livre</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d} + \frac{K_2 \cdot M_{sd2}}{W_{p2} \cdot d}$	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Deverá ser considerado igual ao pilar interno, fazendo as disconsiderações para as bordas livres.</p> <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico</p> $v_{sd} = \beta \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>– Excentricidade em uma direção em que a excentricidade é perpendicular e para o interior:</p> $\beta = \frac{u_1}{u_1'}$ <p>– Excentricidade em uma direção em que a excentricidade é perpendicular e para o exterior:</p> $\beta = 1 + k \frac{M_{sd} \cdot u_1}{V_{sd} \cdot W}$ <p>– Excentricidade em duas direção em que a excentricidade perpendicular é para o interior:</p> $\beta = \frac{u_1}{u_1'} + k \frac{u_1}{W_1} \cdot e_{par}$ <p>– Excentricidade em duas direção em que a excentricidade perpendicular é para o exterior:</p> $W_1 = \frac{C_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4c_1 \cdot d + 8d^2 + \pi d c_2$ <p>u_1 será considerado quando a excentricidade na direção perpendicular à borda livre da laje for dirigida para o interior e não existe excentricidade paralela</p>
Pilar de canto	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Deverá ser considerado igual ao pilar interno, fazendo as disconsiderações para as bordas livres.</p> <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico, quando não houver momento paralelo à borda livre</p> $\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u \cdot d} + \frac{K_1 \cdot M_{sd1}}{W_{p1} \cdot d}$ $M_{sd1} = (M_{sd} - M_{sd2})$ <p>Deverá ser feita a verificação separada para cada borda livre do pilar de canto, considerando sempre o momento perpendicular a borda da livre em questão analisada.</p>	<p>Perímetro de controle</p> <p>• Perímetro C e C'</p>  <p>• Perímetro C'</p>  <p>Deverá ser considerado igual ao pilar interno, fazendo as disconsiderações para as bordas livres.</p> <p>Tensão atuante</p> <p>• Carregamento simétrico</p> $v_{sd} = \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>• Carregamento assimétrico</p> $v_{sd} = \beta \frac{V_{sd}}{u_1 \cdot d}$ <p>– Excentricidade em uma direção para o interior:</p> $\beta = \frac{u_1}{u_1'}$ <p>– Excentricidade em uma direção para o exterior:</p> $\beta = 1 + k \frac{M_{sd} \cdot u_1}{V_{sd} \cdot W}$ <p>u_1 será considerado quando a excentricidade na direção perpendicular à borda livre da laje for dirigida para o interior e não existe excentricidade paralela</p>
Qualquer pilar (centro, borda ou canto)	<p>Tensão resistente</p> <p>• No perímetro C</p> $\tau_{rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{c2} \cdot f_{cd}$ <p>• No perímetro C'</p> <p>– Sem armadura de punção</p> $\tau_{rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \sigma_{cp}$ <p>– Com armadura de punção</p> $\tau_{rd3} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + 0,1 \sigma_{cp} + 1,5 \frac{d}{s_y} \frac{f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha}{u \cdot d}$	<p>Tensão resistente</p> <p>• No perímetro C</p> $v_{rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$ <p>• No perímetro C'</p> <p>– Sem armadura de punção</p> $v_{rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \rho_l f_{ck})^{\frac{1}{3}} + K_1 \cdot \sigma_{cp} \geq (v_{min} + k_1 \cdot \sigma_{cp})$ <p>– Com armadura de punção</p> $v_{rd,c} = 0,75 v_{rd,c} + 1,5 \left(\frac{d}{s_y} \right) A_{sw} f_{ywd,ef} \left(\frac{1}{u_1 d} \right) \text{sen} \alpha$
Perímetro de controle que não é mais necessário armadura de punção	Não há recomendação	$u_{cont,ef} = \beta \frac{V_{sd}}{v_{rd,c} \cdot d}$
Armadura de punção	$\frac{A_{sw}}{s_y} \geq (\tau_{sd} - (0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) \cdot (100 \rho f_{ck})^{\frac{1}{3}} + \frac{u \cdot d}{1,5 \cdot d + f_{ywd} \cdot \text{sen} \alpha}))$	$\frac{A_{sw}}{s_y} \geq (v_{rd,c} - 0,75 v_{rd,c}) + \frac{u_1 \cdot d}{1,5 \cdot f_{ywd,ef} \cdot d + \text{sen} \alpha}$
Área mínima de um ramo de estribo	Não há recomendação	$A_{sw,min} \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \cdot \frac{s_y \cdot S_1}{(1,5 \cdot \text{sen} \alpha + \text{coss} \alpha)}$
Detalhamento da armadura de punção	<p>Pode utilizar dois tipos de armaduras:</p> <ul style="list-style-type: none"> Estribos verticais ($\phi_{max} \leq \frac{h}{20}$, altura da laje); Conectores (studs).  	<p>Deverá conter no mínimo dois perímetros de estribos;</p> <p>O espaçamento máximo de um perímetro de estribo é de 1,5d no interior do perímetro a menos de 2d da área carregada, e não deverá ser maior que 2d para os perímetros exteriores a 2d.</p> 

Figura 41 - Comparação das normas quanto ao punção
Fonte: Autoria própria.

Quadro 19 - Dados das armaduras de flexão pela NBR 6118/2014

NBR 6118/2014			
Diâmetro	Quantidade de barras	Área total por diâmetro [cm²]	Quantidade de metro por barra
8,0	238	119	2161,36
10,0	44	35,2	545,6
12,5	57	71,25	270,18
16,0	50	100	241,76
20,0	12	37,8	21,12
Somatória	401	363,25	3240,02

Fonte: Autoria própria.

Quadro 20 - Dados das armaduras de flexão pela NP EN 1992-1-1:2010

NP EN 1992-1-1:2010			
Diâmetro	Quantidade de barras	Área total por diâmetro [cm²]	Quantidade de metro por barra
8,0	210	105	1860,4
10,0	171	136,8	1105,8
12,0	53	59,89	228,43
Somatória	434	301,69	3194,63

Fonte: Autoria própria.

Quadro 21 - Tensões pelas duas normas

NBR 6118/2014												
PILAR	TENSÃO RESISTENTE [MPa]				TENSÃO ATUANTE [MPa]			u'' [cm]				
	C	C' - SEM ARMADURA	C' COM ARMADURA	C''	C	C'	C''					
P5	5,091	0,740	1,656	0,740	3,796	1,606	0,697	579,40				
P2	5,091	0,740	1,367	0,740	3,315	1,236	0,684	280,00				
P4	5,091				3,037	1,133	0,641					
P6	5,091				3,037	1,133	0,641					
P8	5,091				3,315	1,236	0,684					
P1	5,091	0,570	-	-	1,588	0,485	-	-				
P3	5,091	0,570			1,588	0,485						
P7	5,091	0,570			1,588	0,485						
P9	5,091	0,570			1,588	0,485						
NP EN 1991-1:2010												
PILAR	TENSÃO RESISTENTE [MPa]				TENSÃO ATUANTE [MPa]			u,out [cm]				
	C	C' - SEM ARMADURA	C' COM ARMADURA	C''	C	C'	C''					
P5	5,28	0,9208	2,243	0,9208	3,221	1,363	0,908	709,12				
P2	5,28	0,892	1,227	0,892	2,14	0,441	0,881	316,00				
P4	5,28	0,890							0,890	1,99	0,368	0,818
P6	5,28	0,890							0,890	1,99	0,368	0,818
P8	5,28	0,892							0,892	2,14	0,441	0,881
P1	5,28	0,65597	-	-	0,794	0,372	-	-				
P3	5,28	0,65597	-	-	0,794	0,372	-					
P7	5,28	0,65597	-	-	0,794	0,372	-					
P9	5,28	0,65597	-	-	0,794	0,372	-					

Fonte: Autoria própria.

Quadro 22 - Resultados das armaduras de punçoamento de cada norma

POSIÇÃO	CENTRAL	BORDA			
PILAR	P5	P2	P4	P6	P8
NBR 6118/2014					
Área de aço calculada por perímetro [cm ²]	11.27	4.21	4.21	4.21	4.21
Área de aço utilizada por perímetro [cm ²]	15.00	5.00	5.00	5.00	5.00
Número de barras por perímetro	12	4	4	4	4
Área de aço utilizada total [cm ²]	45.00	18.00	18.00	18.00	18.00
Número de barras total	36	12	12	12	12
NP EN 1991-1:2010					
Área de aço calculada por perímetro [cm ²]	10.44	3.74	3.74	3.74	3.74
Área de aço utilizada por perímetro [cm ²]	13.56	4.52	4.52	4.52	4.52
Número de barras por perímetro	12	4	4	4	4
Área de aço utilizada total [cm ²]	40.68	13.56	13.56	13.56	13.56
Número de barras total	36	12	12	12	12

Fonte: Autoria própria.

6.1 Trabalhos futuros

Com as conclusões obtidas a partir deste presente trabalho propõem-se novas pesquisas com outros tipos de estruturais que estão abrangidas pelo NP EN 1992-1-1:2010 e pela NBR 6118/2014, como lajes fungiformes nervuradas, lajes maciças, lajes em betão protendido, etc., afim de se comparar todos os procedimentos e apontamentos sugeridos pelas duas normas, e com isso avançar na compreensão dos critérios de dimensionamento e detalhamento de elementos estruturais.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- APPLETON, Júlio. **Construções em Betão - Notas Históricas Sobre a sua Evolução**. p. 18, 2005.
- APPLETON, Júlio. *et al.* **Estruturas de Betão II**. Notas de Apoio às Aulas, 2013.
- BASTOS, Paulo Sérgio do Santos. **Lajes de Concreto**. 2013. Notas de aula do departamento de Engenharia Civil na Universidade Estadual Paulista.
- BASTOS, Paulo Sérgio do Santos. **Estruturas de Concreto Armado**. 2014. Notas de aula do departamento de Engenharia Civil na Universidade Estadual Paulista.
- BAVARESCO, Danicler. **Análise e Dimensionamento de Lajes Lisas em Concreto Armado**. 2010. Tese de Graduação. Universidade Estadual De Maringá.
- BOTELHO, Manoel Henrique Campos; MARCHETTI, Osvaldemar. **Concreto Armado Eu te Amo**. Edgard Blucher LTDA. 2011.
- CARVALHO, Nelson Romano Ferreira. **Metodologias de Análise de Lajes Fungiformes - Aplicação no Projecto de Edifícios**. 2008. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto.
- COMITÉ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO. **Eurocódigo 2 - Projeto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras Gerais e Regras Para Edifícios - NP EN 1992-1-1 2010**. 2010.
- COSTA, Vália *et al.* **Punching Shear in Reinforced Concrete Flat Slabs**. Revista Eletrônica de Engenharia Civil. 2012.
- DONIN, Christian. **Análise Numérica De Lajes Nervuradas Por Meio Do Método Dos Elementos Finitos**. 2007. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal De Santa Maria.

FILHO, Jason Rodrigues Figueiredo. **Sistemas Estruturais De Lajes Sem Vigas: Subsídios Para O Projeto E Execução**. 1989. Dissertação de Doutorado. Universidade de São Paulo.

FRAZÃO, José Miguel Pinto. **Metodologias De Análise De Lajes Fungiformes Aplicação Ao Projeto De Edifícios Correntes**. 2015. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto.

HENNRICHS, Carlos Alexandre. **Estudos Sobre A Modelagem De Lajes Planas**. 2003. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina.

JÚNIOR, Glênio da Luz Lima. **Principais Alterações na NBR 6118:2014 e Seus Impactos em Edificações de Pequeno Porte**. 2017. Tese de Pós-Graduação. Instituto de Ensino Superior Planalto.

LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL . **CT 115 – EUROCÓDIGOS ESTRUTURAL**. Acesso em 2018. Fonte: www.lnec.pt.

LIMA, Juliana Soares. **Verificações Da Punção E Da Estabilidade Global Em Edifícios De Concreto: Desenvolvimento E Aplicação De Recomendações Normativas**. 2001. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.

LÚCIO, Válter; RAMOS, António Pinho; MARREIROS, Rui. **Estruturas De Betão Armado I - Tabelas De Cálculo**. 2006. Notas de Aula. Universidade Nova de Lisboa.

OLIVEIRA, Marcos Honorato. **Punção Em Lajes Lisas Com Armadura De Cisalhamento Submetidas a Carregamento Excêntrico E Apoiadas Sobre Pilares Retangulares**. 2013. Dissertação de Doutorado. Universidade de Brasília.

MELO, G. S. S. A., **Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure**. PhD Thesis, Polytechnic of Central London, London, England, p,214, 1990.

RABELLO, Fernando Toppan. **Análise Comparativa De Normas Para A Punção Em Lajes De Concreto Armado**. 2010. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina.

SCHUTZ, Roberto. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto**

Armado. São Carlos: EduFSCar, 2014.

SILVA, Rossano Reis. **Impacto Das Mudanças Na Norma Nbr 6118 No Dimensionamento De Estruturas Em Concreto Armado De Edifícios.** 2008. Dissertação de Graduação. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

SILVA, Philippe Barbosa. **Estudo Comparativo Do Dimensionamento De Vigas De Concreto armado (Armadura Longitudinal E Transversal) Segundo A NBR 6118 (2003) E Segundo A NP EN 1992-1-1 (2010) - Eurocode 2.** 2013. Relatório de Atividade. Universidade Nova de Lisboa.

SUFIATTI, Fabiana da Rosa. **NBR 6118/2014 e FIB MODEL CODE 2010: Análise comparativa do dimensionamento de uma laje lisa protendida à punção.** 2018. Dissertação de Graduação. Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

TASSINARI, L. **Poinçonnement asymétrique des dalles en béton armé avec armature de poinçonnement.** 2011.

TESORO, Florentino Regalado. **Descargar Los Forjados Reticulares: Diseño, Analisis, Construccion y Patologia.** 2003.

TRIGO, Jaqueline Silva. **Análise Comparativa Entre Normas Para Avaliar O Efeito De Punção Em Lajes Planas De Concreto Armado.** 2017. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior de Engenharia do Porto.

VAN VLIET, Bigaj; WALRAVEN, Joost. **A New Future-Oriented Model Code For Concrete Structures. Tailor Made Concrete Structures.** 2008.

VASCONCELLOS, Juliano Caldas. **A Maturidade Do Concreto Armado No Campo Da Engenharia Brasileira Nas Décadas De 1930 E 1940.** 2016.

WISEU, Joaquim. **História do Betão Armado em Portugal.** 1993.

WALRAVEN, Joost. **Thinking About Codes - Structural Concrete.** 2004. Journal of the FIB.

ANEXOS

Anexo 1 – Classes ambientais do Eurocódigo

Quadro 23 - Classes ambientais

Classe	Descrição do ambiente	Exemplos informativos de condições que poderão ocorrer com o concreto ou a estrutura
X0	Para betão sem armadura ou elemento metálico em todas as condições; Para concreto com armadura em lugares muito seco.	Interior de edifícios com umidade do ar ambiente muito baixa
XC1	Seco ou permanentemente úmido.	Interior de edifícios com umidade do ar ambiente baixa; Permanentemente submerso em água
XC2	Úmido, raramente seco.	Superfícies do concreto em contato prolongada com água; Grande número de fundações.
XC3	Umidade moderada	No interior de edifícios com umidade do ar moderada ou elevada; Exterior protegido de chuva.
XC4	Alternadamente úmido e seco.	Superfícies de concreto sujeitas a contato com água, não incluídas no XC2
XD1	Umidade moderada	Expostas a cloretos transportados pelo ar
XD2	Úmido, raramente seco.	Piscinas; Expostos a águas industriais contendo cloretos.
XD3	Alternadamente úmido e seco.	Elementos de pontes expostos a pulverizações contendo cloreto; Pavimentos; Lajes de estacionamento.
XS1	Exposto ao sol vindo pelo ar, mas sem contato direto.	Estruturas próximas da costa ou na costa.
XS2	Permanentemente submerso	Estruturas marítimas
XS3	Zonas sujeitas aos efeitos das marés	Estruturas marítimas; Píer.

XF1	Saturação moderada em água, sem produto descongelante	Superfícies verticais expostas à chuva e ao gelo.
XF2	Saturação moderada em água, com produto descongelante	Superfícies verticais de estruturas rodoviárias expostas ao gelo e produtos descongelantes trazidos pelo ar.
XF3	Saturação elevada em água, sem produtos descongelante	Superfícies horizontais de betão expostas à chuva e ao gelo.
XF4	Saturação elevada em água, com produtos descongelante ou com água do mar	Estradas e tabuleiros de pontos expostos a produtos descongelantes; Zonas sujeitas aos efeitos da rebentação de estruturas marítimas devida ao gelo.
XA1	Ambiente químico ligeiramente agressivo	Terrenos naturais e água de terreno.
XA2	Ambiente químico moderadamente agressivo	Terrenos naturais e água de terreno.
XA3	Ambiente químico altamente agressivo	Terrenos naturais e água de terreno.

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010), adaptada.

Anexo 2 - Coeficiente de ancoragem do Eurocódigo

Quadro 24 - Valores dos coeficientes α

Fator de influência	Tipo de amarração	Armadura para concreto armado	
		Tracionada	Comprimida
Forma dos varões	Reta	$\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
	Não reta	$\alpha_1=0,7$ se $cd>3\phi$, se não $\alpha_1=1,0$	$\alpha_1=1,0$
Recobrimento dos varões	Reta	$\alpha_2=1-0,15(cd-\phi)/\phi$, em que $1,0\leq\alpha_2\leq0,7$	$\alpha_2=1,0$
	Não reta	$\alpha_2=1-0,15(cd-\phi)/\phi$, em que $1,0\leq\alpha_2\leq0,7$	$\alpha_2=1,0$
Cintagem das armaduras transversais não soldadas	Todos os tipos	$\alpha_3=1,0-k\lambda$ em que $1,0\leq\alpha_3\leq0,7$	$\alpha_3=1,0$
Cintagem das armaduras transversais soldadas	Todos os tipos	$\alpha_4=0,7$	$\alpha_4=0,7$
Cintagem por compressão transversal	Todos os tipos	$\alpha_5=1,0-0,04p$ em que $1,0\leq\alpha_5\leq0,7$	-

Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010) , adaptado.

Em que:

$$\lambda = \frac{\sum A_{st} - \sum A_{st,min}}{A_s} \quad (80)$$

Onde:

$\sum A_{st}$ é área da seção transversal das armaduras transversais ao longo do comprimento de amarração de cálculo;

$\sum A_{st,min}$ é área mínima da seção das armaduras transversais;

A_s é área da seção de um único varão amarrado, de diâmetro máximo;

P é a pressão transversal no estado limite último ao longo de l_{bd} ;

K está indicado na Figura 42.

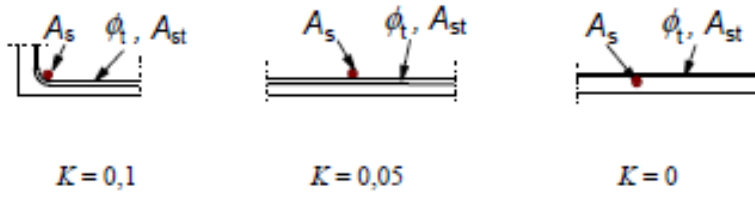


Figura 42 - Valores de K para vigas e lajes
 Fonte: NP EN 1992-1-1 (2010).

Anexo 3 - Divisão da laje em pórticos

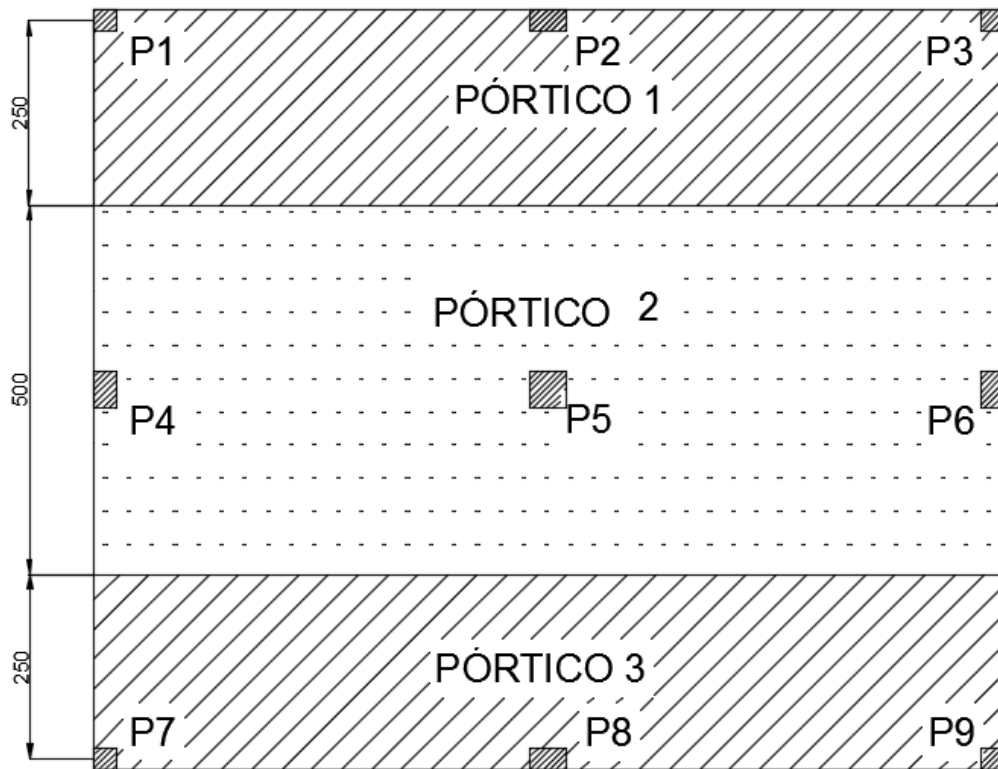


Figura 43 - Divisão das lajes em pórticos na direção X

Fonte – Autoria própria.

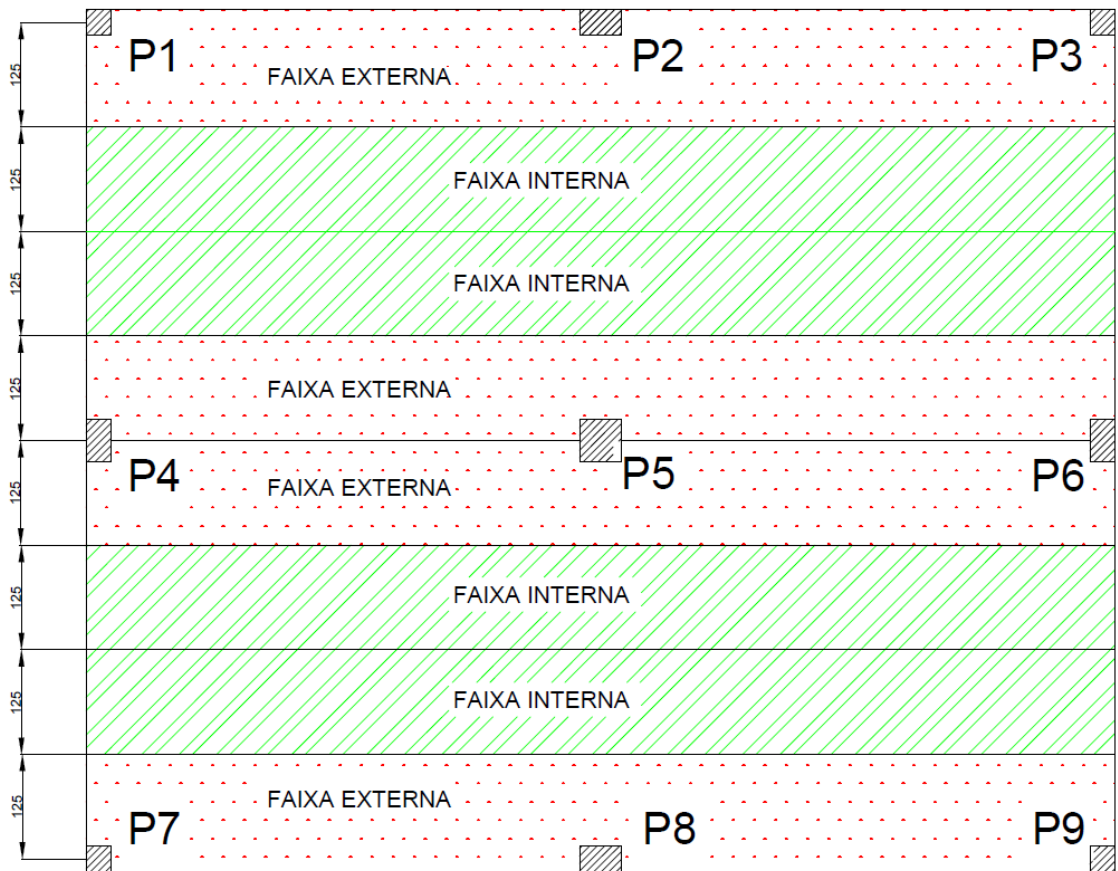


Figura 44- Divisão das faixas da laje na direção X

Fonte – Autoria própria.

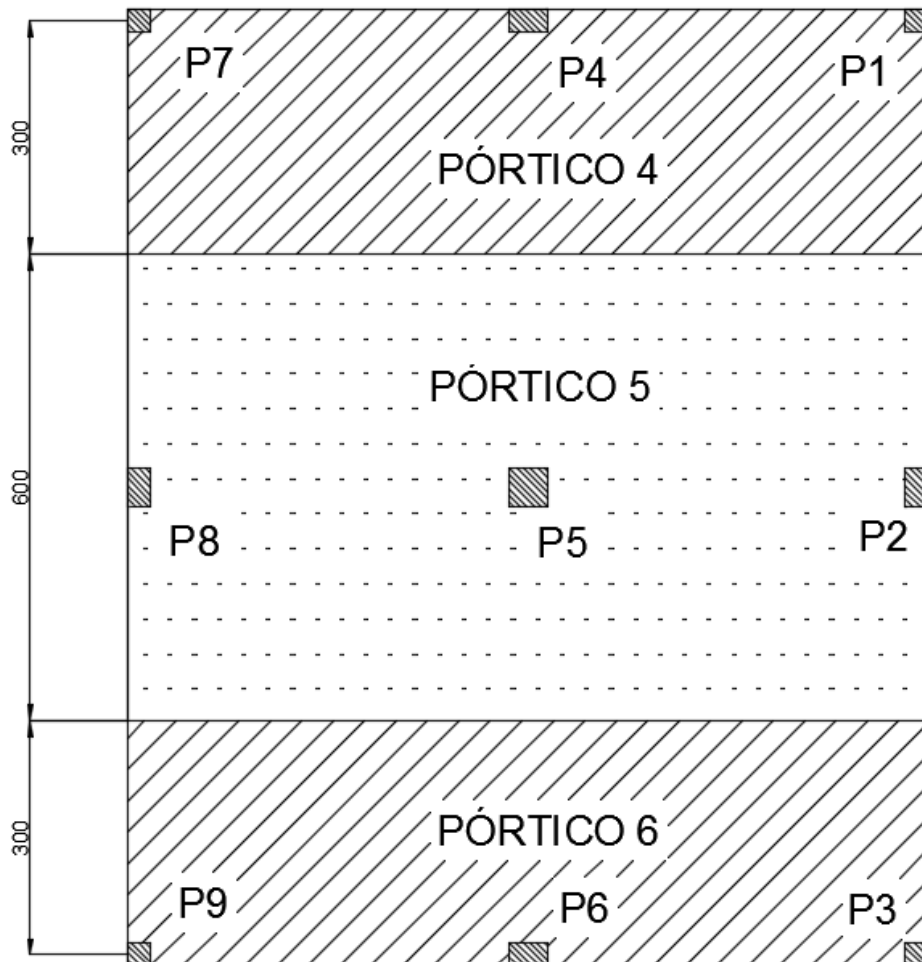


Figura 45 - Divisão das lajes em pórticos na direção Y

Fonte – Autoria própria.

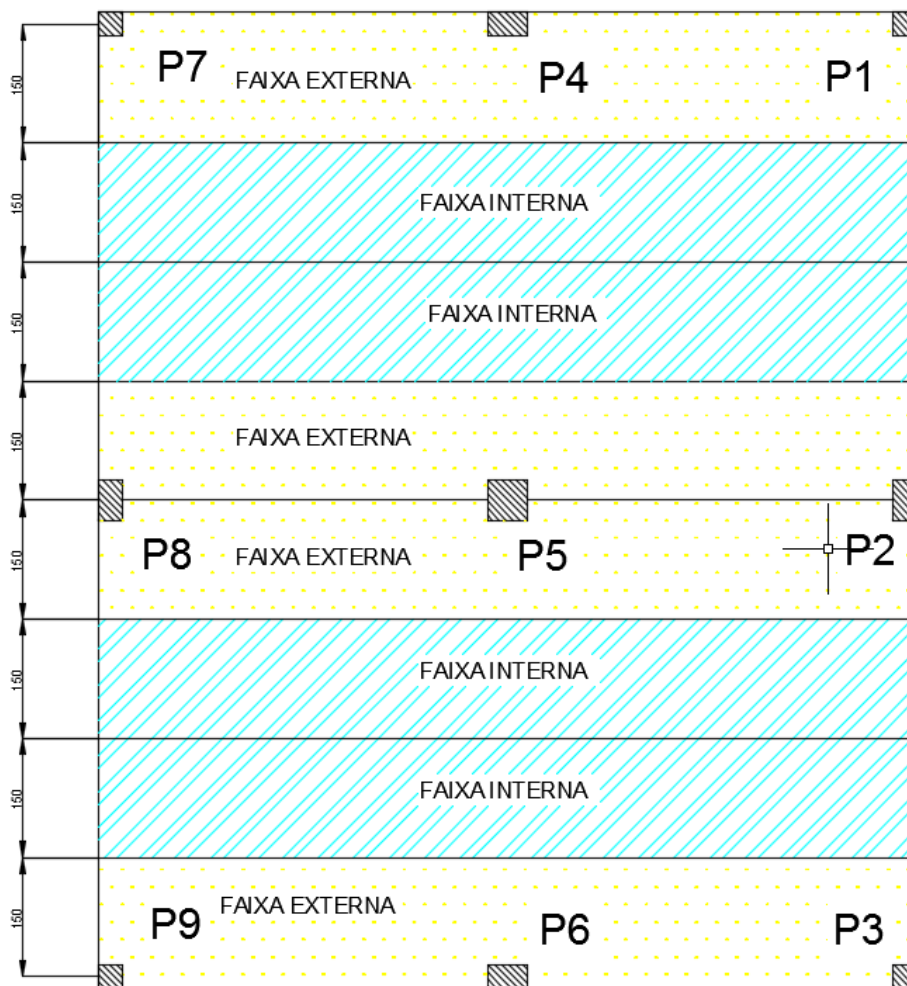


Figura 46 - Divisão das faixas da laje na direção Y

Fonte – Autoria própria.

Anexo 4 – Esforços obtidos pelo Ftool.

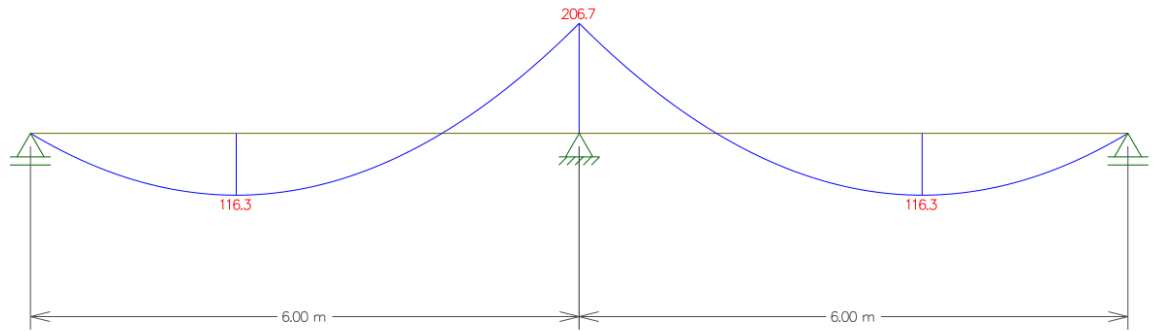


Figura 47 - Pórticos 1 e 3 na direção X – momento fletor [kN.m]

Fonte – Autoria própria.

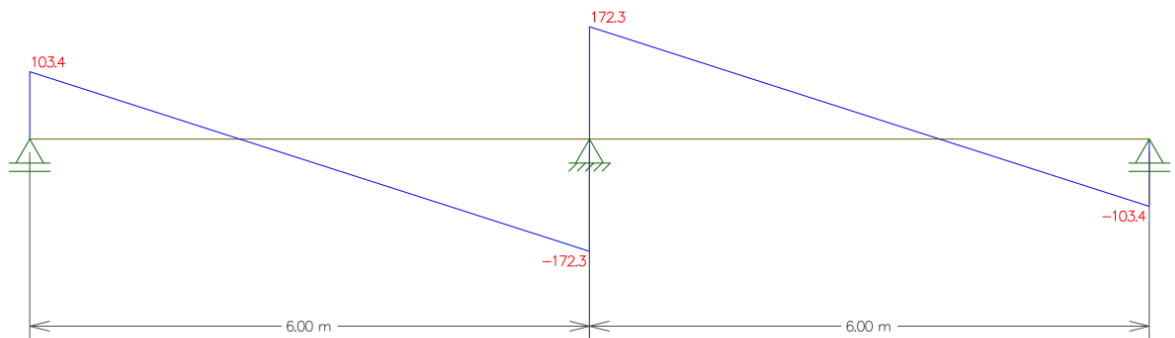


Figura 48 - Pórticos 1 e 3 direção X – esforço cortante [kN]

Fonte – Autoria própria.

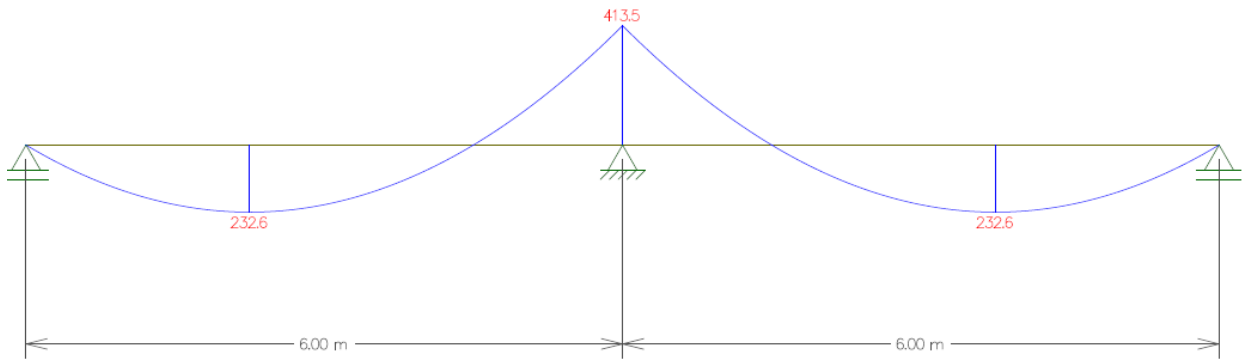


Figura 49 - Pórtico 2 direção X – momento fletor [KN.m]

Fonte – Autoria própria.

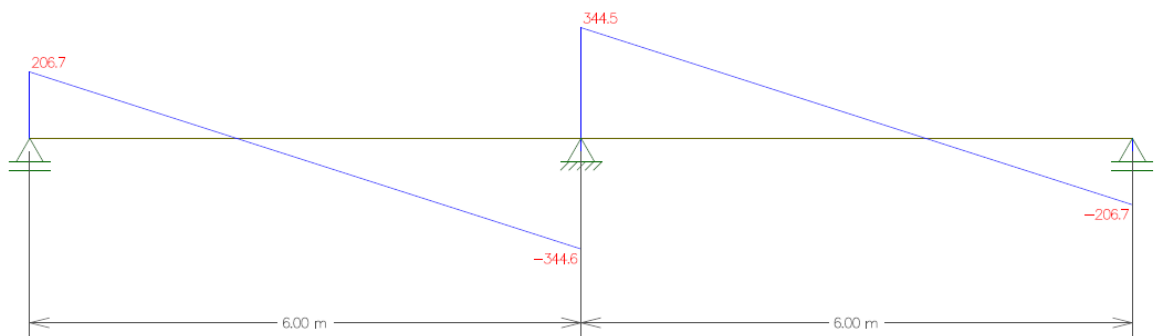


Figura 50 - Pórtico 2 direção X – esforço cortante [KN]

Fonte – Autoria própria.

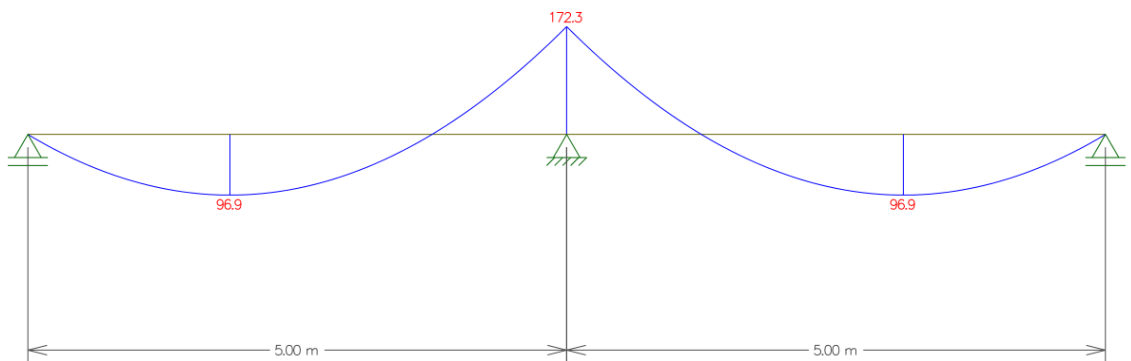


Figura 51 - Pórticos 4 e 6 direção Y – momento fletor [KN.m]

Fonte – Autoria própria.

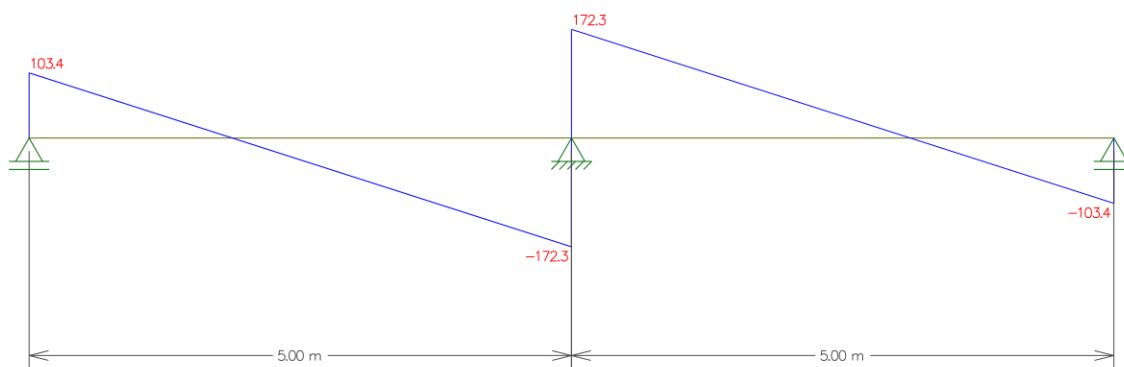


Figura 52 - Pórticos 4 e 6 direção Y – esforço cortante [kN]

Fonte – Autoria própria.

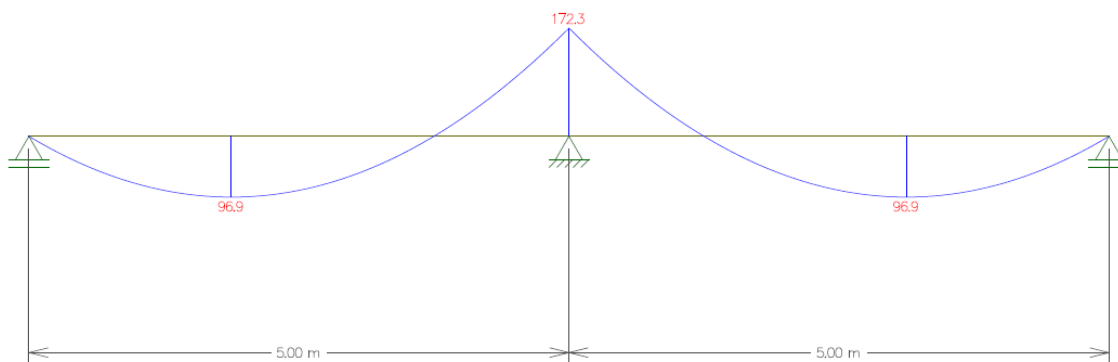


Figura 53 - Pórtico 5 direção Y – momento fletor [kN.m]

Fonte – Autoria própria.

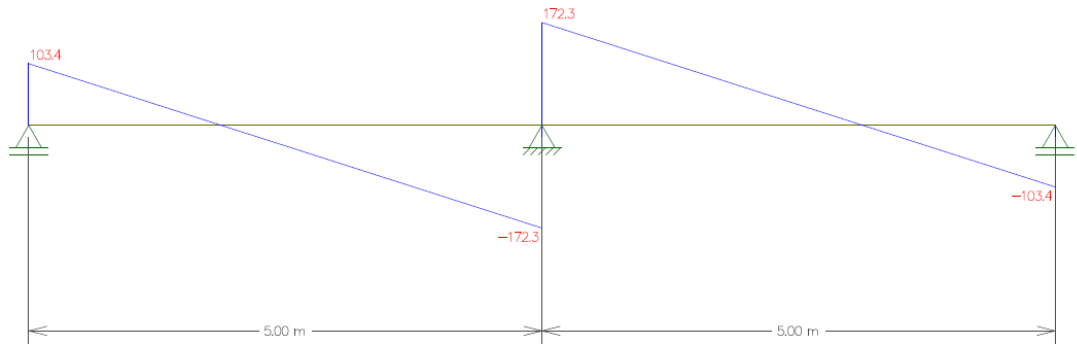


Figura 54 - Pórtico 5 direção Y – esforço cortante [KN]

Fonte – Autoria própria.

Anexo 5 – Quadros distribuição dos momentos na laje

Quadro 25 - Distribuição dos momentos na faixas na direção X pela NP EN 1992-1-1:2010

Pórtico	Momento com sinal (kN.m)	Faixa	Lfaixa (m)	Percentagem de repartição	M_{sdy} (kN.m)	M_{sdy} (kN.m/m)
P1 e P3	116,3	Externa	1,25	0,65	75,60	60,48
		Interna	1,25	0,35	40,71	32,564
	-206,7	Externa	1,25	0,60	-124,02	-99,22
		Interna	1,25	0,40	-82,68	-66,14
P2	232,6	Externa	2,50	0,65	151,19	60,48
		Interna	2,50	0,35	81,41	32,564
	-413,5	Externa	2,50	0,60	-248,10	-99,24
		Interna	2,50	0,40	-165,40	-66,16

Fonte: Autoria própria.

Quadro 26 - Distribuição dos momentos na faixas na direção Y pela NP EN 1992-1-1:2010

Pórtico	Momento com sinal (kN.m)	Faixa	Lfaixa (m)	Percentagem de repartição	M_{sdx} (kN.m)	M_{sdx} (kN.m/m)
P4 e P6	96,9	Externa	1,5	0,65	62,99	41,99
		Interna	1,5	0,25	24,23	16,15
	-172,3	Externa	1,5	0,60	-103,38	-68,92
		Interna	1,5	0,40	-68,92	-45,95
P5	193,9	Externa	3,0	0,65	126,04	42,01
		Interna	3,0	0,25	48,48	16,16
	-344,7	Externa	3,0	0,60	-206,82	-68,94
		Interna	3,0	0,40	-137,88	-45,96

Fonte: Autoria própria.

Anexo 6 - Tabela de flexão simples (Lúcio, 2006)

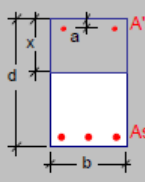
<p style="text-align: center;">A500 a/d = 0.10 $\beta = A'_s/A_s =$</p> 		0.0			0.1			0.2			0.3		
		ω	k	ζ	ω	k	ζ	ω	k	ζ	ω	k	ζ
0.01	0.010	0.012	0.995	0.010	0.014	1.004	0.010	0.015	1.013	0.010	0.016	1.021	
0.02	0.020	0.025	0.990	0.020	0.027	0.998	0.020	0.029	1.005	0.020	0.032	1.013	
0.03	0.030	0.038	0.984	0.030	0.041	0.991	0.030	0.045	0.998	0.030	0.048	1.004	
0.04	0.041	0.050	0.979	0.041	0.055	0.985	0.040	0.060	0.990	0.040	0.064	0.994	
0.05	0.051	0.063	0.974	0.051	0.068	0.977	0.051	0.071	0.980	0.051	0.074	0.981	
0.06	0.062	0.077	0.968	0.062	0.080	0.970	0.062	0.082	0.971	0.062	0.084	0.971	
0.07	0.073	0.090	0.963	0.073	0.091	0.963	0.073	0.092	0.963	0.073	0.093	0.964	
0.08	0.084	0.103	0.957	0.084	0.103	0.957	0.084	0.102	0.957	0.084	0.102	0.957	
0.09	0.095	0.117	0.951	0.095	0.114	0.951	0.095	0.113	0.951	0.095	0.111	0.951	
0.10	0.106	0.131	0.946	0.106	0.126	0.946	0.106	0.123	0.946	0.106	0.120	0.946	
0.11	0.117	0.145	0.940	0.117	0.138	0.941	0.117	0.133	0.941	0.117	0.129	0.941	
0.12	0.128	0.159	0.934	0.128	0.150	0.936	0.128	0.143	0.937	0.128	0.137	0.937	
0.13	0.140	0.173	0.928	0.140	0.162	0.931	0.139	0.153	0.932	0.139	0.146	0.933	
0.14	0.152	0.188	0.922	0.151	0.174	0.926	0.151	0.163	0.928	0.151	0.154	0.930	
0.15	0.164	0.202	0.916	0.163	0.186	0.921	0.162	0.173	0.924	0.162	0.163	0.926	
0.16	0.176	0.217	0.910	0.175	0.199	0.916	0.174	0.183	0.920	0.173	0.171	0.923	
0.17	0.188	0.232	0.903	0.187	0.211	0.911	0.185	0.193	0.916	0.185	0.179	0.920	
0.18	0.201	0.248	0.897	0.199	0.223	0.906	0.197	0.204	0.913	0.196	0.188	0.917	
0.19	0.213	0.264	0.890	0.211	0.236	0.902	0.209	0.214	0.909	0.208	0.196	0.914	
0.20	0.226	0.280	0.884	0.223	0.249	0.897	0.221	0.224	0.906	0.219	0.204	0.911	
0.21	0.239	0.296	0.877	0.235	0.262	0.892	0.233	0.234	0.902	0.231	0.212	0.909	
0.22	0.253	0.312	0.870	0.248	0.276	0.887	0.245	0.245	0.899	0.243	0.221	0.906	
0.23	0.266	0.329	0.863	0.261	0.290	0.881	0.257	0.255	0.895	0.255	0.229	0.903	
0.24	0.280	0.346	0.856	0.274	0.305	0.876	0.269	0.266	0.891	0.266	0.237	0.901	
0.25	0.295	0.364	0.849	0.287	0.319	0.870	0.282	0.278	0.887	0.278	0.245	0.899	
0.26	0.309	0.382	0.841	0.301	0.334	0.865	0.294	0.291	0.883	0.290	0.254	0.896	
0.27	0.324	0.400	0.834	0.314	0.349	0.859	0.307	0.304	0.879	0.302	0.262	0.894	
0.28	0.339	0.419	0.826	0.328	0.365	0.853	0.320	0.316	0.875	0.314	0.272	0.891	
0.29	0.355	0.438	0.818	0.342	0.380	0.848	0.333	0.329	0.870	0.327	0.282	0.888	
0.30	0.371	0.458	0.810	0.356	0.396	0.842	0.346	0.342	0.866	0.339	0.293	0.885	
0.31	0.387	0.478	0.801	0.371	0.412	0.836	0.360	0.356	0.862	0.352	0.304	0.881	
0.32	0.404	0.499	0.793	0.386	0.429	0.829	0.373	0.369	0.857	0.364	0.315	0.878	
0.33	0.421	0.520	0.784	0.401	0.446	0.823	0.387	0.382	0.853	0.377	0.326	0.875	
0.34	0.439	0.542	0.774	0.416	0.463	0.817	0.401	0.396	0.848	0.390	0.337	0.872	
0.35	0.458	0.565	0.765	0.432	0.480	0.810	0.415	0.410	0.844	0.403	0.348	0.869	
0.36	0.477	0.589	0.755	0.448	0.498	0.804	0.429	0.424	0.839	0.416	0.360	0.865	
0.37	0.497	0.614	0.745	0.464	0.516	0.797	0.444	0.438	0.834	0.429	0.371	0.862	
0.38	0.517	0.640	0.735	0.481	0.535	0.790	0.458	0.453	0.829	0.443	0.383	0.859	
0.39	0.537	0.667	0.725	0.498	0.554	0.783	0.473	0.467	0.824	0.456	0.394	0.855	
0.40	0.557	0.695	0.715	0.516	0.574	0.775	0.488	0.482	0.819	0.470	0.406	0.852	
0.41	0.577	0.725	0.705	0.534	0.594	0.768	0.503	0.497	0.814	0.483	0.418	0.848	
0.42	0.597	0.758	0.695	0.553	0.614	0.760	0.519	0.513	0.809	0.497	0.430	0.845	
0.43	0.617	0.792	0.685	0.572	0.635	0.752	0.535	0.528	0.804	0.511	0.442	0.841	
0.44	0.637	0.830	0.675	0.591	0.657	0.744	0.551	0.544	0.799	0.525	0.454	0.838	
0.45	0.657	0.873	0.665	0.610	0.680	0.736	0.567	0.560	0.794	0.539	0.466	0.834	

Figura 55 - Tabela de Flexão simples

Fonte: Lúcio *et al.*(2006).

Anexo 7 – Quadros das armaduras de flexão

Quadro 27 - Armaduras de flexão na direção X pela NP EN 1992-1-1:2010

Pórtico	Faixa	Sinal	M_{sdy} (kN.m/m)	μ	ω	k	A_s (cm ² /m)	A_s^* (adotada) (cm ² /m)	Φ [mm]	S [cm]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]
P1 e P3	Externa	+	60,48	0,06191	0,0647	0,08022	6,58	6,579	10	10	7,85
	Interna		32,56	0,03334	0,0249	0,03137	2,53	3,333	8	12,5	4,02
	Externa	-	99,22	0,10157	0,1087	0,13448	11,05	11,055	12	10	11,31
	Interna		66,14	0,06771	0,0712	0,08783	7,23	7,234	10	10	7,85
P2	Externa	+	60,48	0,06191	0,0647	0,08022	6,58	6,579	10	10	7,85
	Interna		32,56	0,03334	0,0249	0,03137	2,53	3,333	8	12,5	4,02
	Externa	-	99,24	0,10159	0,1087	0,13448	11,05	11,055	12	10	11,31
	Interna		66,16	0,06773	0,0712	0,08783	7,23	7,234	10	10	7,85

Fonte: Autoria própria

Quadro 28 - Armaduras de flexão na direção Y pela NP EN 1992-1-1:2010

Pórtico	Faixa	Sinal	M_{sdx} (kN.m/m)	μ	ω	k	A_s (cm ² /m)	A_s^* (adotada) (cm ² /m)	Φ [mm]	S [cm]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]
P4 e P6	Externa	+	41,99	0,04299	0,0444	0,05439	4,51	4,511	8	10	5,00
	Interna		16,15	0,01653	0,0167	0,02069	1,70	3,333	8	12,5	4,02
	Externa	-	68,92	0,07056	0,0743	0,09156	7,56	7,555	10	10	7,85
	Interna		45,95	0,04704	0,0485	0,05971	4,93	4,927	8	10	5,00
P5	Externa	+	42,01	0,04301	0,0444	0,05439	4,51	4,511	8	10	5,00
	Interna		16,16	0,01654	0,0167	0,02069	1,70	3,333	8	12,5	4,02
	Externa	-	68,94	0,07058	0,0743	0,09156	7,56	7,555	10	10	7,85
	Interna		45,96	0,04705	0,0485	0,05971	4,93	4,927	8	10	5,00

Fonte: Autoria própria.

Anexo 8 - Detalhamento armaduras de flexão segundo NP EN 1992-1-1:2010

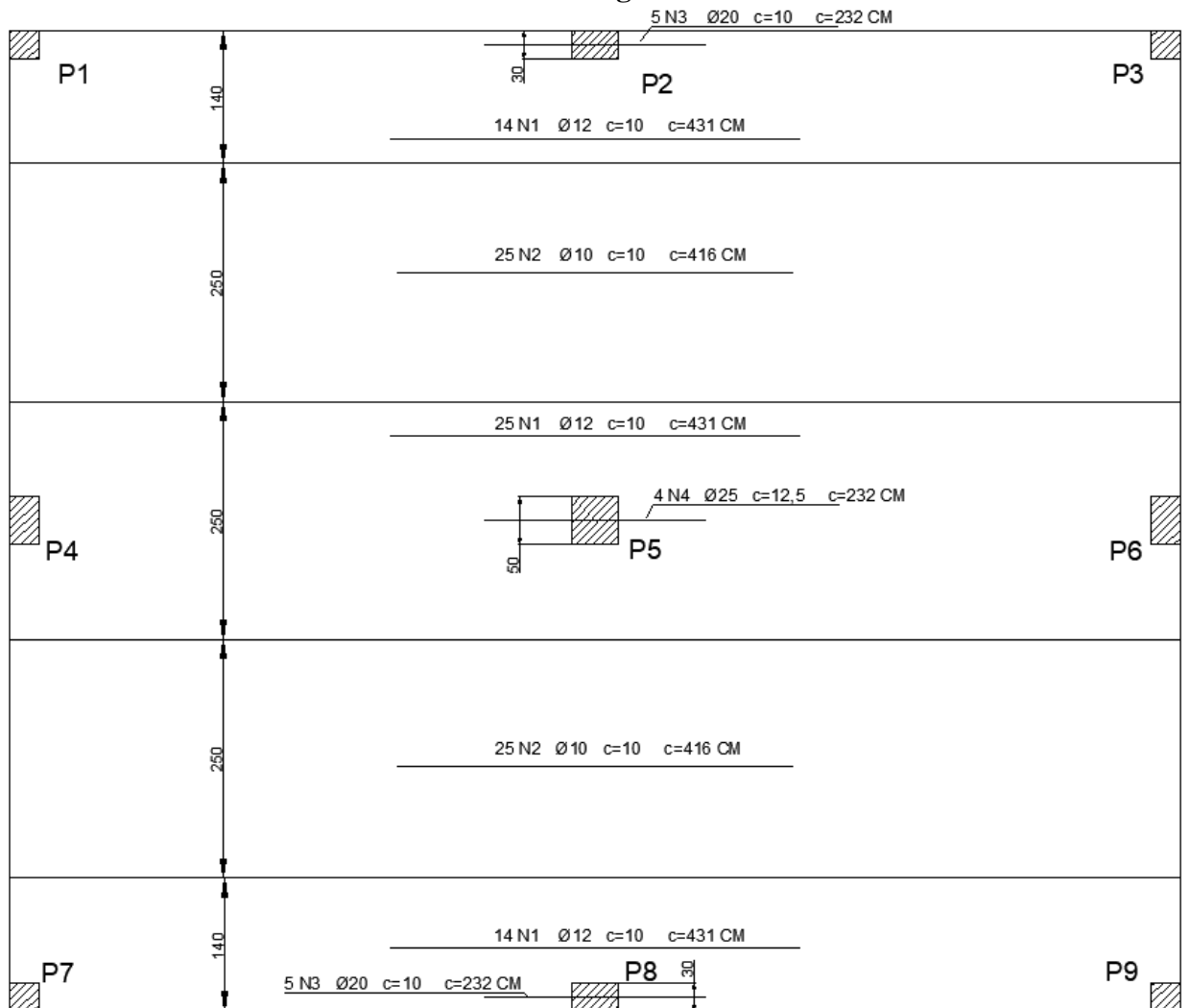


Figura 56 - Armaduras superiores na direção X
Fonte: Autoria própria.

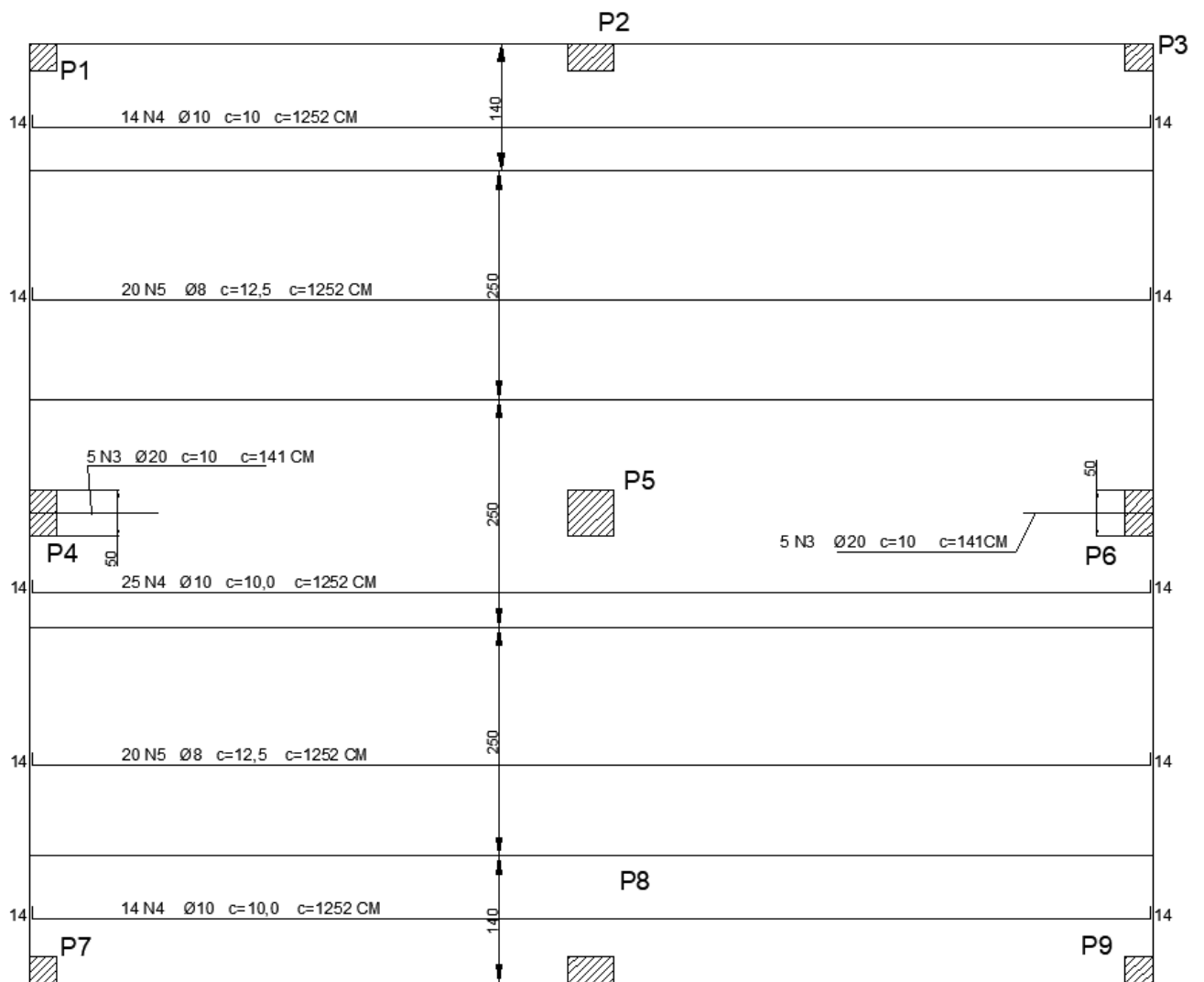


Figura 57 - Armaduras inferiores na direção X
 Fonte: Autoria própria.

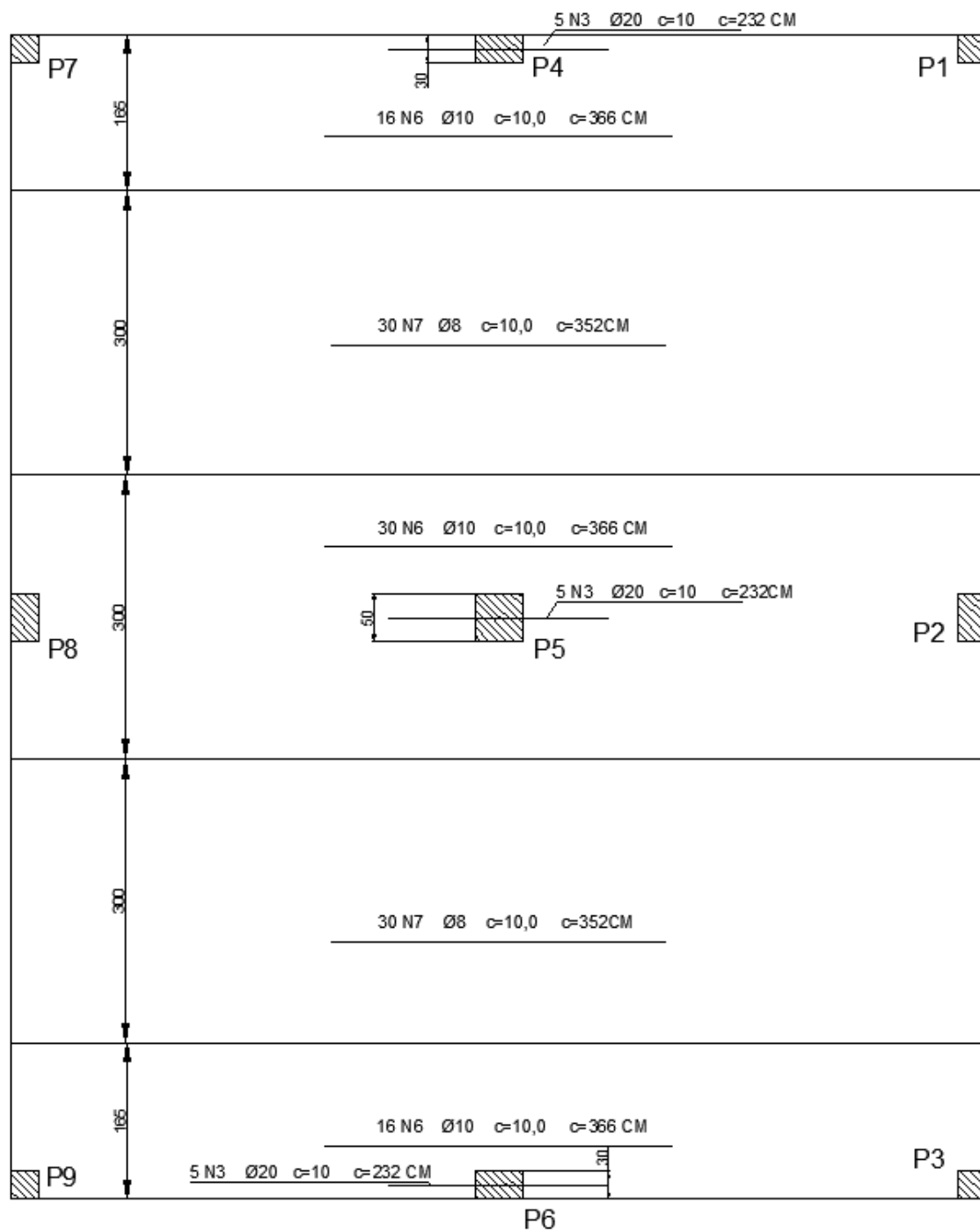


Figura 58 - Armaduras superiores na direção Y
 Fonte: Autoria própria.

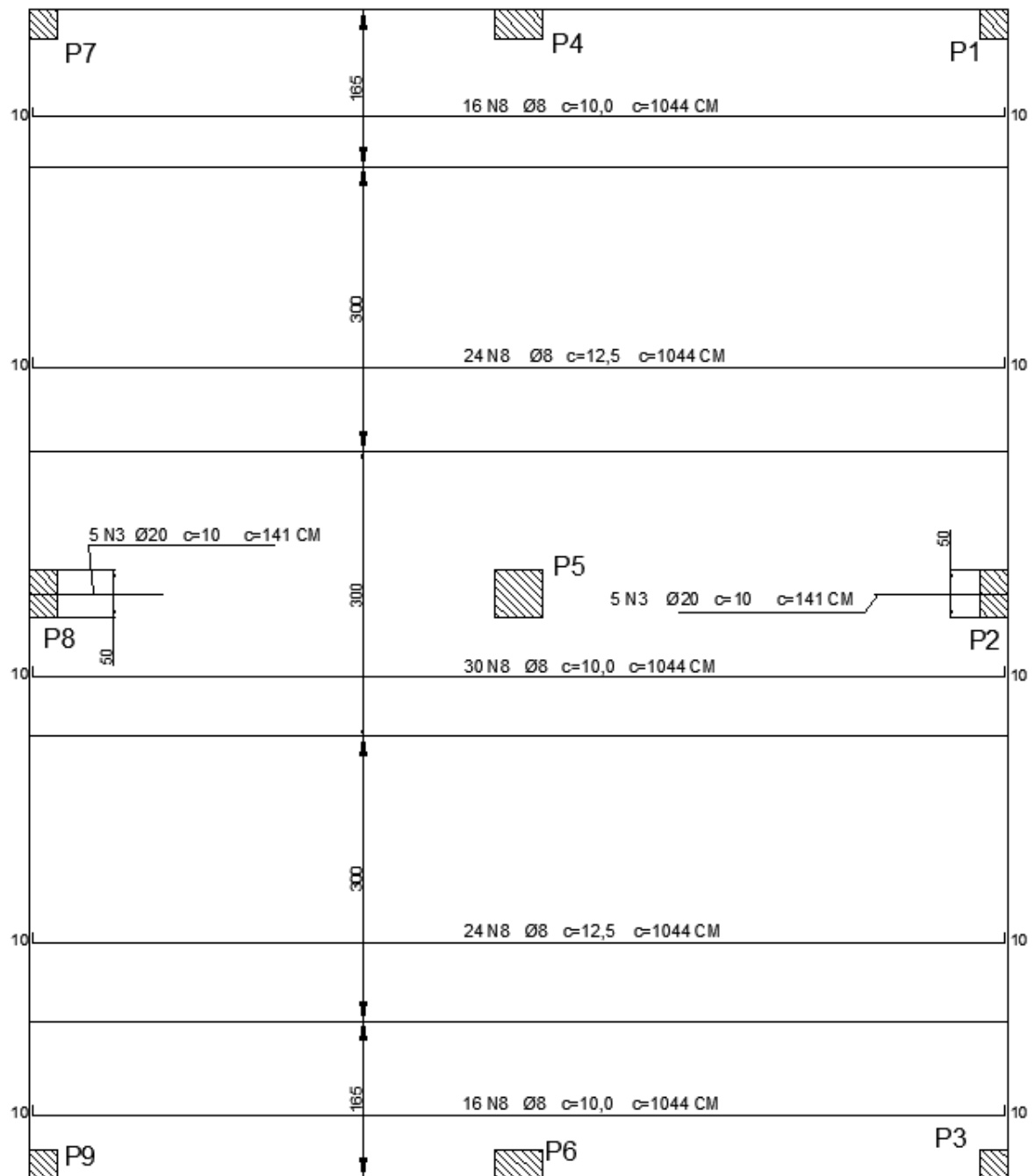


Figura 59 - Armaduras inferiores na direção Y
 Fonte: Autoria própria.

Anexo 9 – Quadros com os dados do dimensionamento dos pilares de punçoamento pela NP EN 1992-1-1:2010

Quadro 29 - Dados pilar central

Pilar	P5
Posição	central
C	
v	0,528
f_{cd} [MPa]	20
$v_{rd,max}$ [MPa]	5,28
A [cm]	50
B [cm]	50
C_1 [cm]	50
C_2 [cm]	50
F_{sd} [kN]	689,4
$M_{sd,x1}$ [kN.cm]	34470
$M_{sd,y1}$ [kN.cm]	41350
d [cm]	21,7
u_0 [cm]	200
e_x [cm]	50
b_x [cm]	136,8
e_y [cm]	59,97
b_y [cm]	136,8
β	2,027
v_{Ed} [MPa]	3,22
C'	
3d	65,1
X	180,2
Y	180,2
ρ_{lx}	0,018096774
ρ_{ly}	0,023308756
ρ_l	0,02
C_{rdc}	0,12
K	1,960
v_{min} [MPa]	0,526
$v_{rdc,c}$ [MPa]	0,921
$v_{rdc,cs}$ [MPa]	1,563
u' [cm]	472,69
β	2,027
v_{Ed} [MPa]	1,363
C''	
$v_{rdc,c}$ [Mpa]	0,921
$u_{out,ef}$ cm]	699,53
kd [cm]	32,55
v_{Ed} [Mpa]	0,9083

Fonte: Autoria própria.

Quadro 30 - Dados dos pilares de borda

Pilar	P2	P4	P6	P8
Posição	borda	borda	borda	borda
C				
v	0,528			
f_{cd} [MPa]	20			
$v_{rd,max}$ [MPa]	5,28			
A [cm]	50	30	30	50
B [cm]	30	50	50	30
C_1 [cm]	50	50	50	50
C_2 [cm]	30	30	30	30
k	0,606	0,606	0,606	0,606
F_{sd} [kN]	344,6	344,6	344,6	344,6
$M_{sd,x1}$ [kN.cm]	0	17230	17230	0
$M_{sd,y1}$ [kN.cm]	20670	0	0	20670
d [cm]	21,7			
u_0 [cm]	130			
W_{pl} [cm ²]	11877,30			
β	1,75	1,63	1,63	1,75
v_{Ed} [MPa]	2,14	1,99	1,99	2,14
C'				
3d	65,1	65,1	65,1	65,1
X	180,2	160,2	160,2	180,2
Y	95,1	115,1	115,1	95,1
ρ_{lx}	0,0168	0,0181	0,0181	0,0169
ρ_{ly}	0,0197	0,0181	0,0181	0,0197
ρ_l	0,0182	0,0181	0,0181	0,0182
C_{rdc}	0,12	0,12	0,12	0,12
K	1,960	1,960	1,960	1,960
v_{min} [MPa]	0,526	0,526	0,526	0,526
$v_{rdc,c}$ [MPa]	0,892	0,891	0,891	0,893
$v_{rdc,cs}$ [MPa]	1,227			
u' [cm]	246,35	246,35	246,35	246,35
W_{pl} [cm ²]	11877,30			
β	1,754	1,628	1,628	1,754
v_{Ed} [Mpa]	1,131	1,050	1,050	1,131
C''				
$v_{rdc,c}$ [MPa]	0,892	0,891	0,891	0,893
$u_{out,ef}$ cm]	312,24			
kd [cm]	32,55			
v_{Ed} [Mpa]	0,881	0,818	0,818	0,881

Fonte: Autoria própria.

Quadro 31 - Dados dos pilares de canto

Pilar	P1	P3	P7	P9
Posição	canto	canto	canto	canto
C				
v	0,528			
f_{cd} [MPa]	20			
$v_{rd,max}$ [MPa]	5,28			
A [cm]	30	30	30	30
B [cm]	30	30	30	30
C_1 [cm]	30	30	30	30
C_2 [cm]	30	30	30	30
F_{sd} [kN]	103,4	103,4	103,4	103,4
d [cm]	21,7			
u_0 [cm]	60			
v_{Ed} [Mpa]	0,794	0,794	0,794	0,794
C'				
3d [cm]	65,1	65,1	65,1	65,1
X [cm]	95,1	95,1	95,1	95,1
Y [cm]	95,1	95,1	95,1	95,1
ρ_{lx}	0,0023	0,0023	0,0023	0,0023
ρ_{ly}	0,0036	0,0036	0,0036	0,0036
ρ_t	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
C_{rdc}	0,12	0,12	0,12	0,12
K	1,960	1,960	1,960	1,960
v_{min} [MPa]	0,526	0,526	0,526	0,526
$v_{rd,c}$ [MPa]	0,526	0,526	0,526	0,526
u' [cm]	128,17	128,17	128,17	128,17
v_{Ed} [Mpa]	0,372	0,372	0,372	0,372

Fonte: Autoria própria.

Anexo 10 – Quadros com as armaduras de punçoamento dos pilares pela NP EN 1992-1-1:2010

Quadro 32 - Armaduras de punçoamento pela NP EN 1992-1-1:2010

Armadura					
Pilar	P5	P2	P4	P6	P8
Posição	central	borda	borda	borda	borda
A_{sw}/s_r [cm ² /cm]	0,696	0,2494	0,2063	0,2063	0,2490
S_r [cm]	15	15	15	15	15
S_0 [cm]	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
A_s [cm ²]	10,441	3,741	3,094	3,094	3,736
Φ adotado [mm]	12,00	12,00	12,00	12,00	12,00
No de barra utilizada por perímetro	12,00	4,00	4,00	4,00	4,00
No de barra total utilizadas	36,00	12,00	12,00	12,00	12,00
$A_{sw,ef}$ [cm ²]	13,56	4,52	4,52	4,52	4,52
Área total [cm²]	40,68	13,56	13,56	13,56	13,56

Fonte: Autoria própria.

Anexo 11 – Detalhamento da armadura de punçoamento pela NP EN 1992-1-1:2010

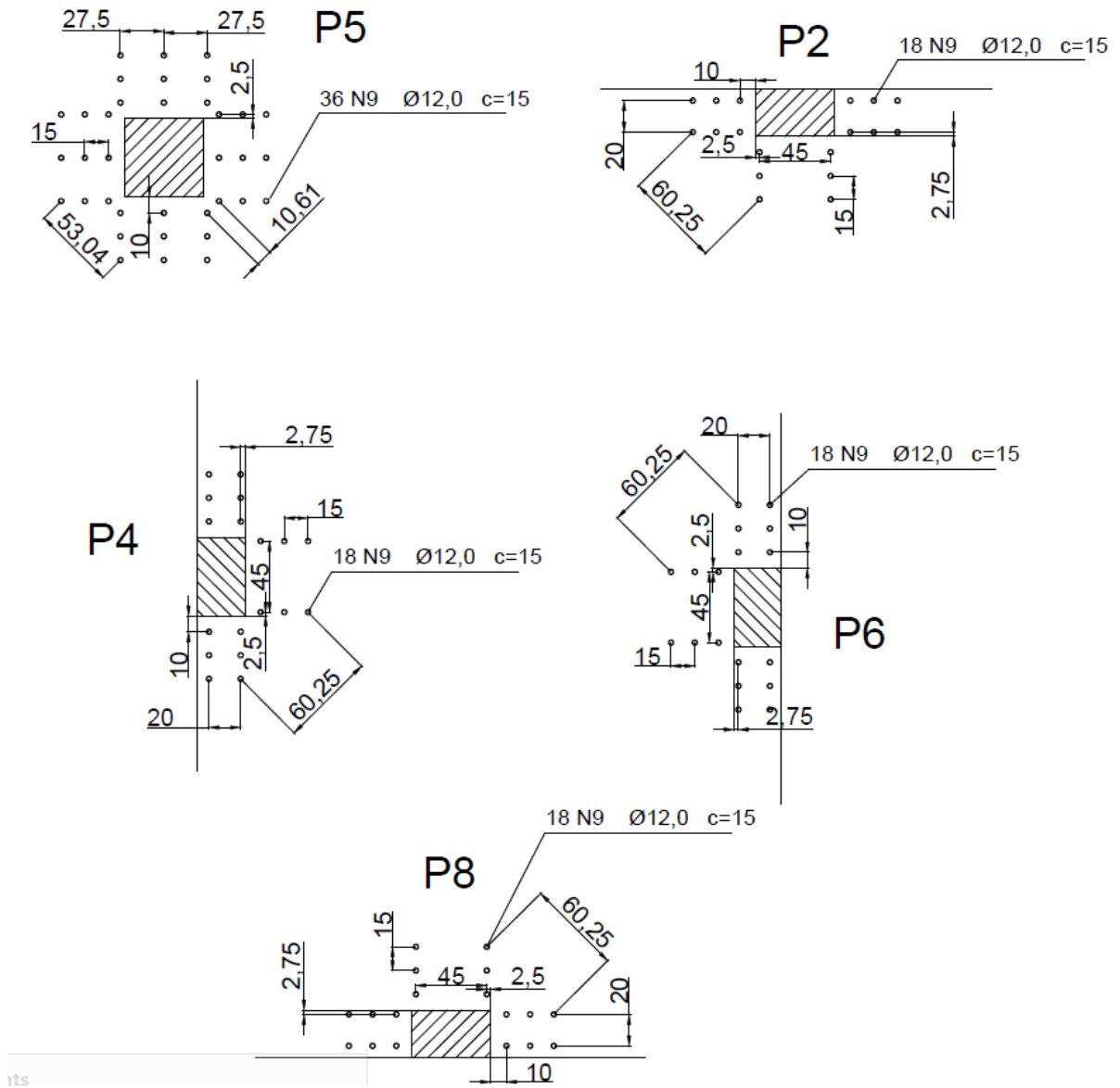


Figura 60 - Detalhamento dos pilares pela NP EN 1992-1-1:2010
Fonte: Autoria própria.

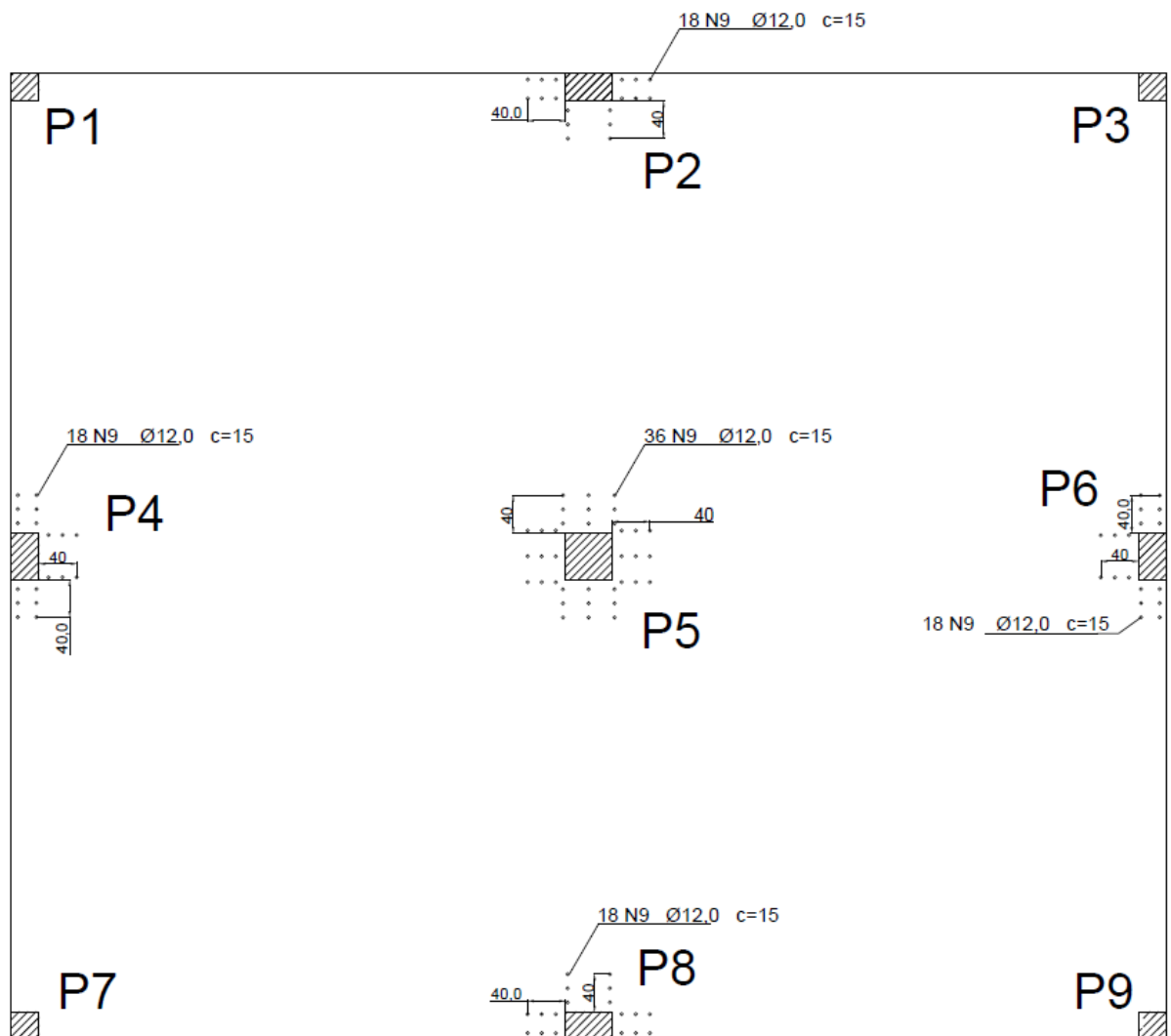


Figura 61 - Detalhamento dos pilares na laje pela NP EN 1992-1-1:2010
 Fonte: Autoria própria.

Anexo 12 – Quadros da distribuição dos momentos pela NBR 6118/2014

Quadro 33 - Repartição dos momentos na direção X pela NBR 6118/2014

No eixo X						
Pórtico	Momento com sinal	Faixa	Lfaixa (m)	Porcentagem de repartição	M_{sdy} (kN.m)	M_{sdy} (kN.m/m)
P1 e P3 - Lateral	116,3	Externa	1,25	0,55	63,965	51,17
		Interna	1,25	0,45	52,335	41,87
	-206,7	Externa	1,25	0,75	-155,025	-124,02
		Interna	1,25	0,25	-51,675	-41,34
P2 - Intermediário	232,6	Externa	2,50	0,55	127,930	51,17
		Interna	2,50	0,45	104,670	41,87
	-413,5	Externa	2,50	0,75	-310,125	-124,05
		Interna	2,50	0,25	-103,375	-41,35

Fonte: Autoria própria.

Quadro 34 - Repartição dos momentos na direção Y pela NBR 6118/2014

No eixo Y						
Pórtico	Momento com sinal	Faixa	Lfaixa (m)	Porcentagem de repartição	M_{sdx} (kN.m)	M_{sdx} (kN.m/m)
P4 e P6 - Lateral	96,9	Externa	1,5	0,55	53,295	35,53
		Interna	1,5	0,45	43,605	29,07
	-172,3	Externa	1,5	0,75	-129,225	-86,15
		Interna	1,5	0,25	-43,075	-28,72
P5 - Intermediário	193,9	Externa	3,0	0,55	106,645	35,55
		Interna	3,0	0,45	87,255	29,09
	-344,7	Externa	3,0	0,75	-258,525	-86,18
		Interna	3,0	0,25	-86,175	-28,73

Fonte: Autoria própria.

Anexo 13 - Tabela KMD

KMD	KX	KZ	ϵ_c	ϵ_s
0,0100	0,0148	0,9941	0,1502	10,0000
0,0200	0,0298	0,9881	0,3068	10,0000
0,0300	0,0449	0,9820	0,4704	10,0000
0,0400	0,0603	0,9759	0,6414	10,0000
0,0500	0,0758	0,9697	0,8205	10,0000
0,0550	0,0836	0,9665	0,9133	10,0000
0,0600	0,0916	0,9634	1,0083	10,0000
0,0650	0,0995	0,9602	1,1056	10,0000
0,0700	0,1076	0,9570	1,2054	10,0000
0,0750	0,1156	0,9537	1,3077	10,0000
0,0800	0,1238	0,9505	1,4126	10,0000
0,0850	0,1320	0,9472	1,5203	10,0000
0,0900	0,1403	0,9439	1,6308	10,0000
0,0950	0,1485	0,9406	1,7444	10,0000
0,1000	0,1569	0,9372	1,8611	10,0000
0,1050	0,1654	0,9339	1,9810	10,0000
0,1100	0,1739	0,9305	2,1044	10,0000
0,1150	0,1824	0,9270	2,2314	10,0000
0,1200	0,1911	0,9236	2,3621	10,0000
0,1250	0,1998	0,9201	2,4967	10,0000
0,1300	0,2086	0,9166	2,6355	10,0000
0,1350	0,2175	0,9130	2,7786	10,0000
0,1400	0,2264	0,9094	2,9263	10,0000
0,1450	0,2354	0,9058	3,0787	10,0000
0,1500	0,2445	0,9022	3,2363	10,0000
0,1550	0,2536	0,8985	3,3391	10,0000
0,1600	0,2630	0,8948	3,5000	9,8104
0,1650	0,2723	0,8911	3,5000	9,3531
0,1700	0,2818	0,8873	3,5000	8,9222
0,1750	0,2913	0,8835	3,5000	8,5154
0,1800	0,3009	0,8796	3,5000	8,1106
0,1850	0,3106	0,8757	3,5000	7,7662
0,1900	0,3205	0,8718	3,5000	7,4204
0,1950	0,3305	0,8678	3,5000	7,0919
0,2000	0,3405	0,8638	3,5000	6,7793
0,2050	0,3506	0,8597	3,5000	6,4814
0,2100	0,3609	0,8556	3,5000	6,1971
0,2150	0,3714	0,8515	3,5000	5,9255
0,2200	0,3819	0,8473	3,5000	5,6658
0,2250	0,3925	0,8430	3,5000	5,4170
0,2300	0,4033	0,8387	3,5000	5,1785
0,2350	0,4143	0,8343	3,5000	4,9496
0,2400	0,4253	0,8299	3,5000	4,7297
0,2450	0,4365	0,8254	3,5000	4,5181
0,2500	0,4479	0,8208	3,5000	4,3144
0,2550	0,4594	0,8162	3,5000	4,1181
0,2600	0,4711	0,8115	3,5000	3,9287
0,2650	0,4830	0,8068	3,5000	3,7459
0,2700	0,4951	0,8020	3,5000	3,5691
0,2750	0,5074	0,7970	3,5000	3,3981
0,2800	0,5199	0,7921	3,5000	3,2324
0,2850	0,5326	0,7870	3,5000	3,0719
0,2900	0,5455	0,7818	3,5000	2,9162
0,2950	0,5586	0,7765	3,5000	2,7649
0,3000	0,5721	0,7712	3,5000	2,6179
0,3050	0,5858	0,7657	3,5000	2,4748
0,3100	0,5998	0,7601	3,5000	2,3355
0,3150	0,6141	0,7544	3,5000	2,1997
0,3200	0,6287	0,7485	3,5000	2,0672
0,3300	0,6590	0,7364	3,5000	1,8100
0,3400	0,6910	0,7236	3,5000	1,5652
0,3500	0,7249	0,7100	3,5000	1,3283
0,3600	0,7612	0,6955	3,5000	1,0983
0,3700	0,8003	0,6799	3,5000	0,8732
0,3800	0,8433	0,6627	3,5000	0,6506

Figura 62 - Tabela KMD

Fonte: Schutz (2014).

Anexo 14 – Armadura de flexão segundo a NBR 6118/2014

Quadro 35- Valores da taxa de aço na direção X

Faixa	Sinal	M_{sdy} (kN.m/m)	KMD	K_x	K_z	A_s (cm ² /m)	A_s^* (adotada) (cm ² /m)	Φ [mm]	S [cm]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]
Externa	+	51,17	0,04717	0,07150	0,9714	5,385	5,385	10,0	12,5	6,4
Interna		41,87	0,03086	0,05810	0,9768	4,381	4,381	8,0	10,0	5,0
Externa	-	124,02	0,11432	0,18121	0,9275	13,669	13,669	16,0	12,5	16,0
Interna		41,34	0,03881	0,05740	0,9771	4,325	4,325	8,0	10,0	5,0
Externa	+	51,17	0,04717	0,07150	0,9714	5,385	5,385	10,0	12,5	6,4
Interna		41,87	0,03086	0,05810	0,9768	4,381	4,381	8,0	10,0	5,0
Externa	-	124,05	0,11432	0,18102	0,9275	13,672	13,672	16,0	12,5	16,0
Interna		41,35	0,03881	0,05740	0,9771	4,326	4,326	8,0	10,0	5,0

Fonte: Autoria própria.

Quadro 36 - Valores da taxa de aço na direção Y

Faixa	Sinal	M_{sdx} (kN.m/m)	KMD	K_x	K_z	A_s (cm ² /m)	A_s^* (adotada) (cm ² /m)	Φ [mm]	S [cm]	$A_{s,ef}$ [cm ² /m]
Externa	+	35,53	0,03275	0,04906	0,978679	3,711	3,750	8,0	12,5	4,0
Interna		29,07	0,02680	0,04000	0,983958	3,020	3,750	8,0	12,5	4,0
Externa	-	86,15	0,07941	0,12230	0,951120	9,260	9,260	12,5	10,0	10,0
Interna		28,72	0,02647	0,03975	0,984185	2,983	3,750	8,0	12,5	4,0
Externa	+	35,55	0,03277	0,07150	0,971413	3,741	3,750	8,0	12,5	4,0
Interna		29,09	0,02681	0,05810	0,976823	3,044	3,750	8,0	12,5	4,0
Externa	-	86,18	0,07944	0,1812	0,927521	9,498	9,498	12,5	10,0	10,0
Interna		28,73	0,02648	0,05740	0,977126	3,005	3,750	8,0	12,5	4,0

Fonte: Autoria própria.

Anexo 15 - Detalhamento armaduras de flexão segundo a NBR 6118/2014

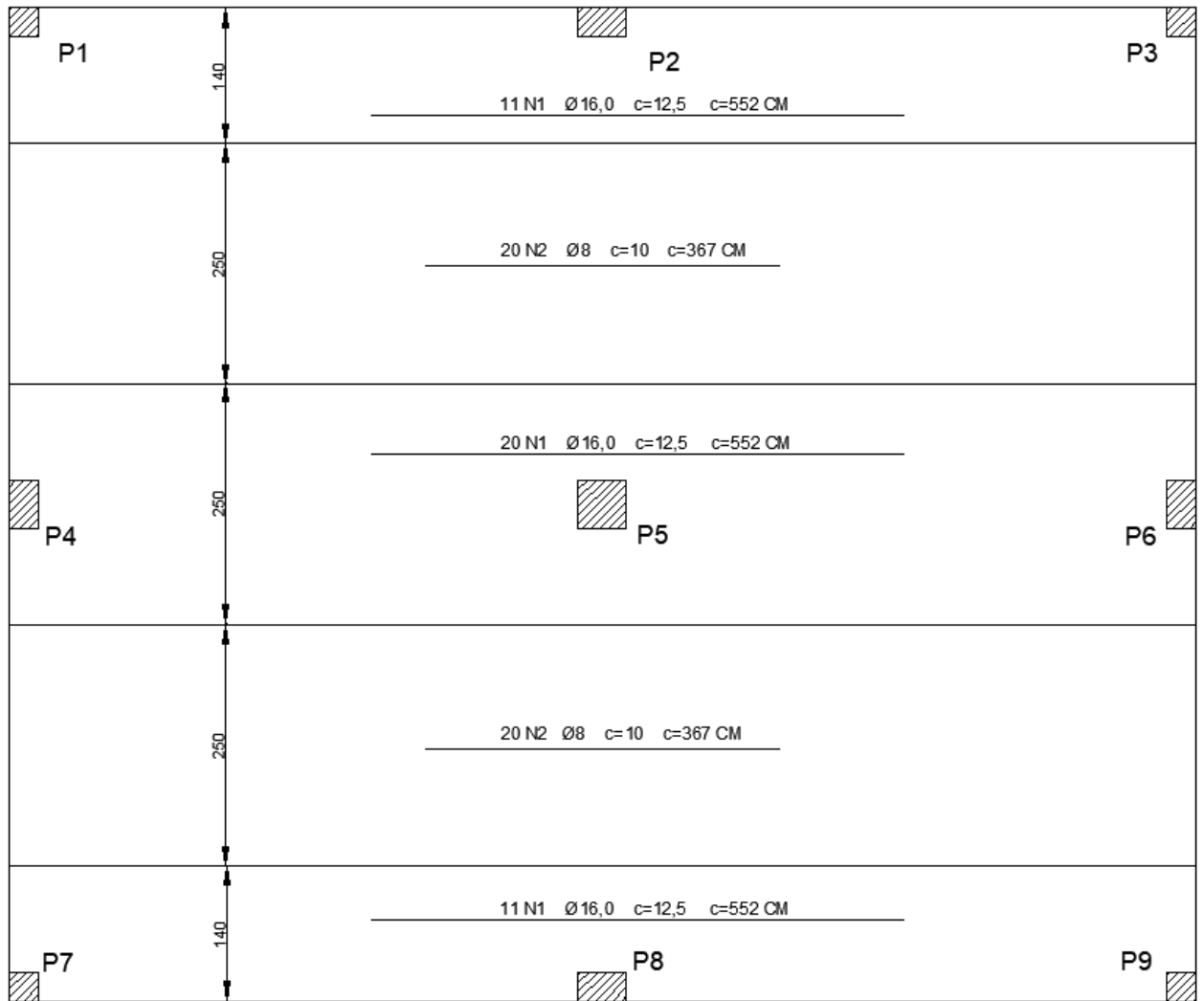


Figura 63 - Armaduras superiores na direção X pela NBR 6118/2014
Fonte: Autoria própria.

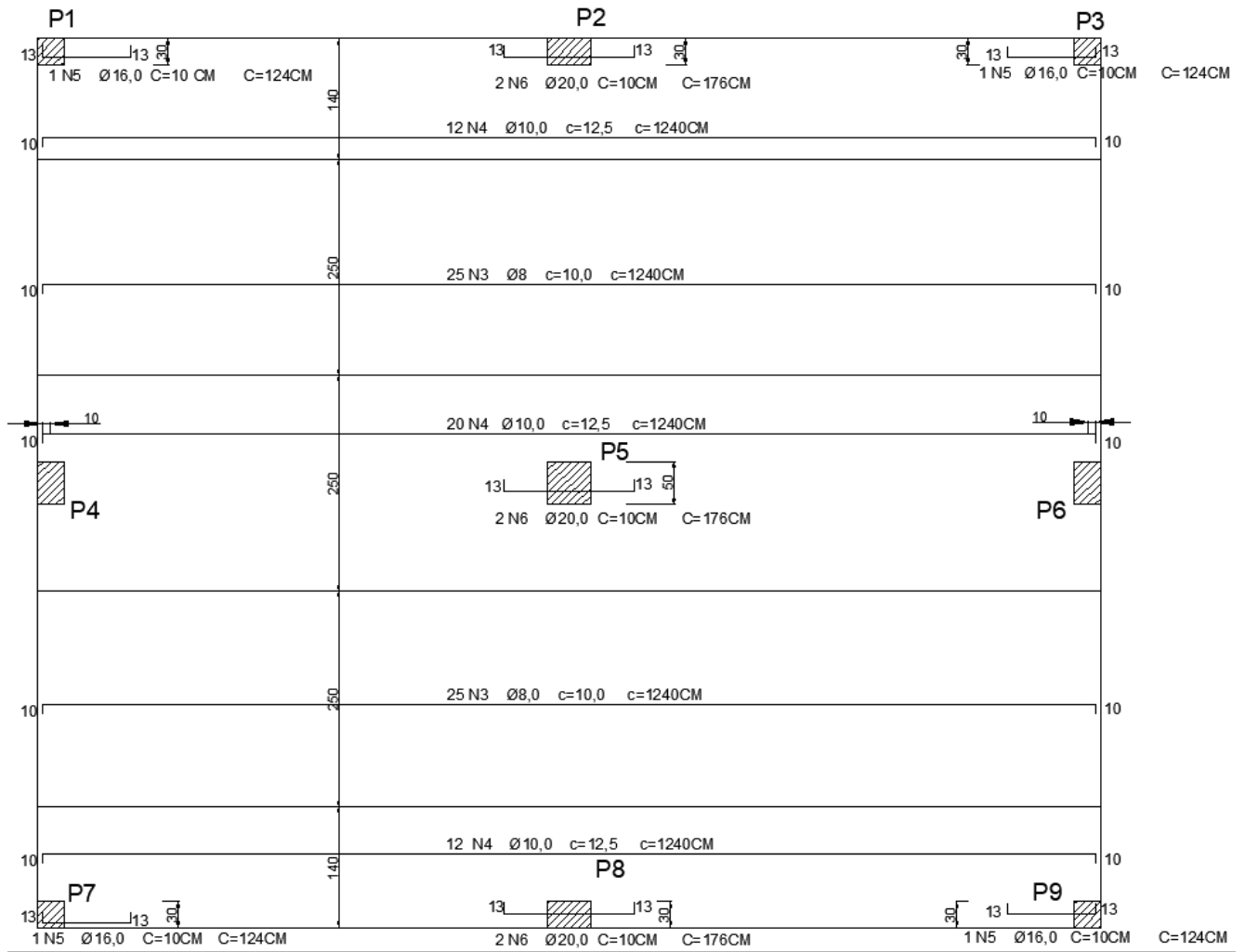


Figura 64 - Armaduras inferiores na direção X pela NBR 6118/2014
 Fonte: Autoria própria.

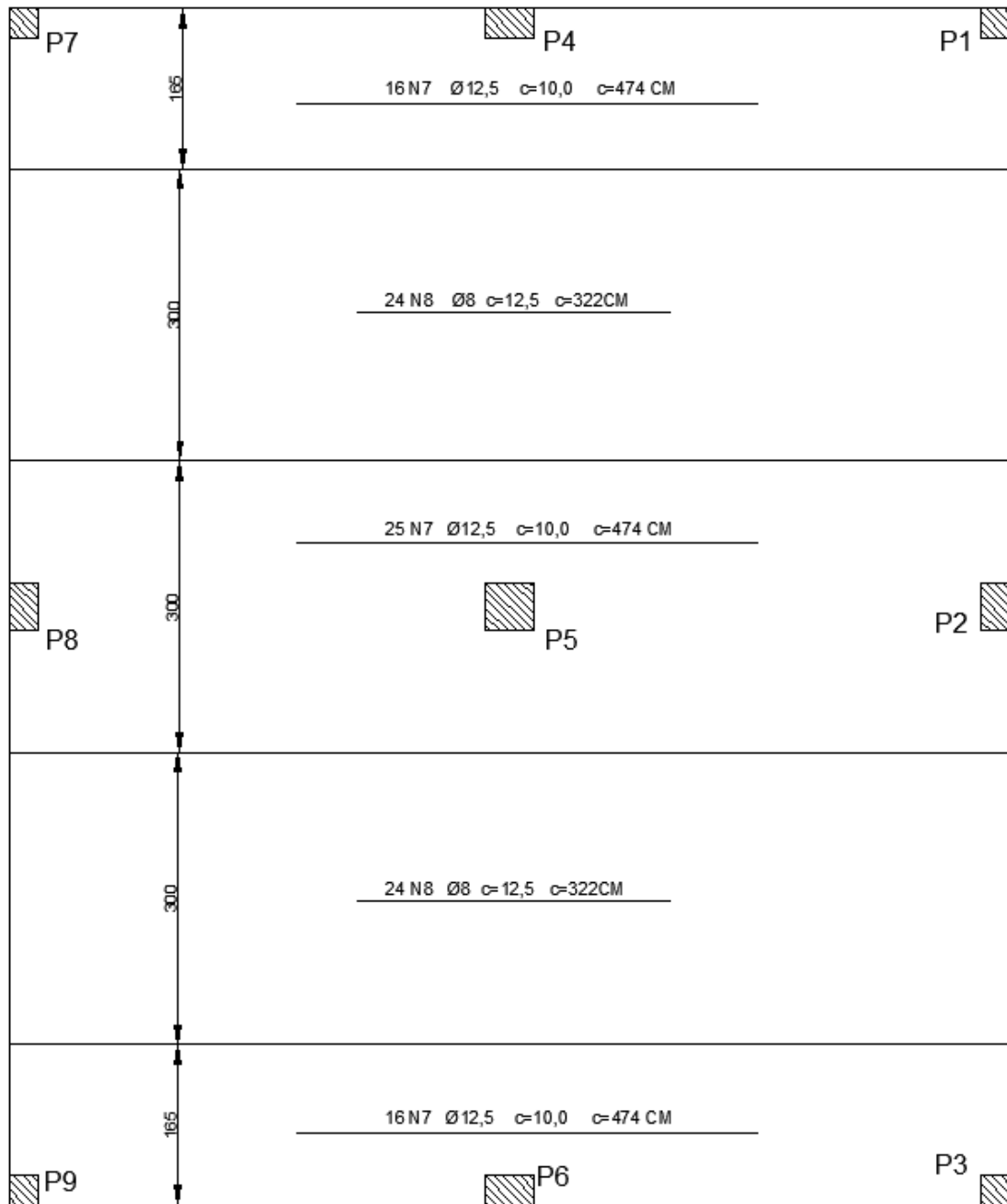


Figura 65 - Armaduras superiores na direção Y pela NBR 6118/2014
 Fonte: Autoria própria.

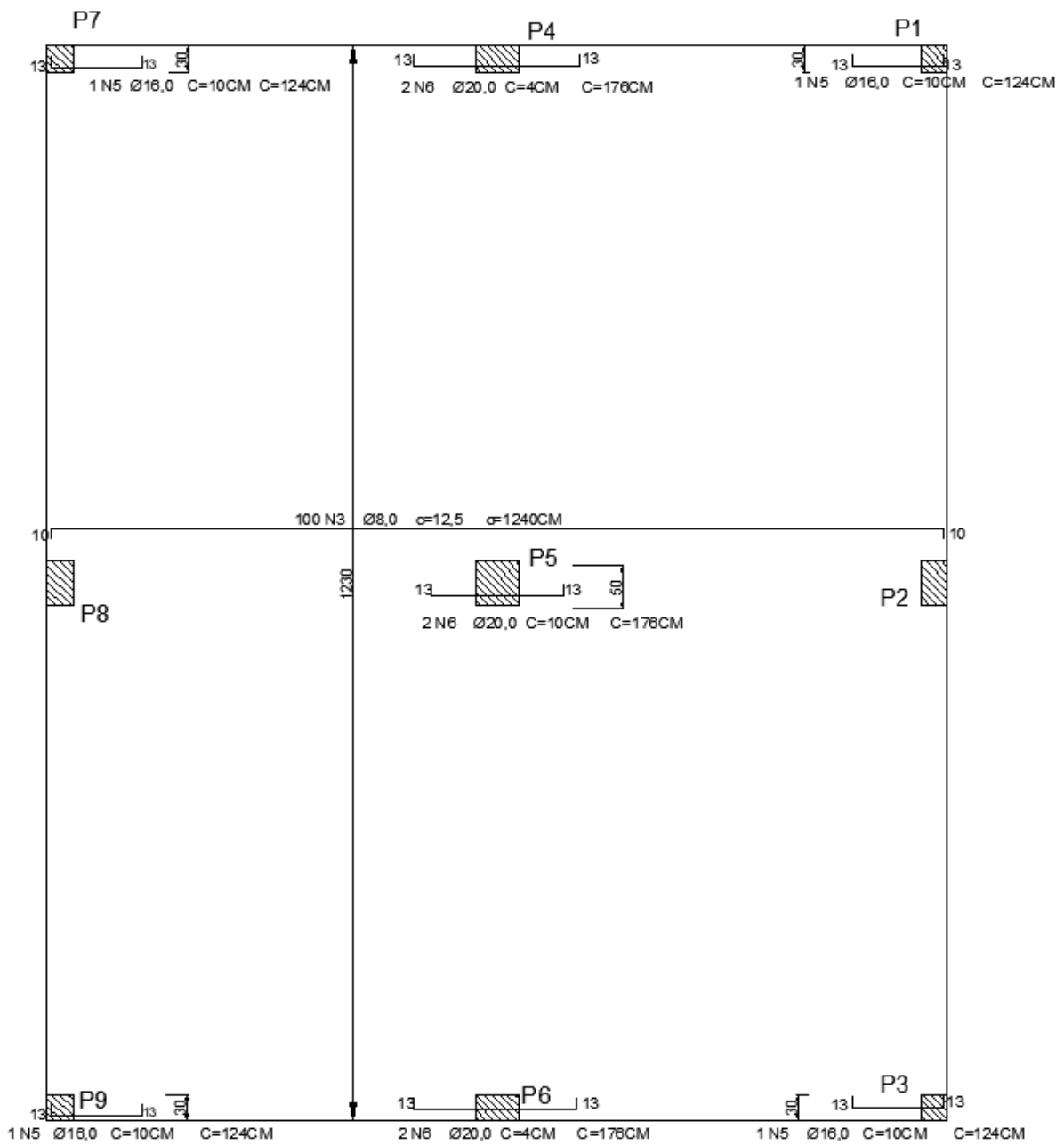


Figura 66 - Armaduras inferiores na direção Y pela NBR 6118/2014
 Fonte: Autoria própria.

Anexo 16 – Armadura contra colapso progressivo NBR 6118/2014

Quadro 37 - Armadura contra colapso progressivo

Pilar	Posição	$A_{s,ccp}$ [cm²]	Φ [mm]	$A_{s,ccp,total}$ [cm²]
P5	central	23,78	20	25,2
P2	borda	11,89	20	12,60
P4	borda	11,89	20	12,60
P6	borda	11,89	20	12,60
P8	borda	11,89	20	12,60

Fonte: Autoria própria.

Anexo 17 – Quadros com os dados do dimensionamento dos pilares ao punçoamento pela NBR 6118/2014

Quadro 38 - Dados do pilar central NBR 6118/2014

Pilar	P5
Posição	central
C	
α_{cv}	0,88
f_{cd}	21,43
τ_{Rd2} [MPa]	5,09
A [cm]	50
B [cm]	50
C_1 [cm]	50
C_2 [cm]	50
F_{sd} [kN]	34470
$M_{sd,x1}$ [kN.cm]	41350
$M_{sd,y1}$ [kN.cm]	21,7
d [cm]	53,04
u_0 [cm]	200
u' [cm]	472,69
W_p [cm ²]	22441,49606
W_{pox} [cm ²]	9495,222896
W_{poy} [cm ²]	9495,222896
τ_{sd} [MPa]	3,796
C'	
3d	65,1
X	180,2
Y	180,2
ρ_{lx}	0,0103
ρ_{ly}	0,0065
ρ_l	0,0082
τ_{Rd1} [MPa]	0,7399
τ_{Rd3} [MPa]	1,655
u' [cm]	472,690
W_p [cm ²]	22441,49606
τ_{sd} [MPa]	1,606
C''	
τ_{Rd1} 1 [MPa]	0,7399
kd [cm]	43,4
u''	579,4
$W_{px''}$ [cm ²]	141048,0
$W_{py''}$ [cm ²]	141048,0
τ_{sd} [MPa]	0,697

Fonte: Autoria própria.

Quadro 39 - Dados dos pilares de borda NBR 6118/2014

C				
Pilar	P2	P4	P6	P8
Posição	borda	borda	borda	borda
C				
α_{cv}	0.88			
f_{cd}	21.43			
τ_{Rd2} [MPa]	5.09			
C_1 [cm]	50	50	50	50
C_2 [cm]	30	30	30	30
F_{sd} [kN]	344.6	344.6	344.6	344.6
$M_{sd,x1}$ [kN.cm]	0	17230	17230	0
$M_{sd,y1}$ [kN.cm]	20670	0	0	20670
d [cm]	21.7			
u_0 [cm]	80			
a [cm]	15			
u^*	216.345			
k	0.549			
e^*	12.19			
M_{sd*} [kN.cm]	4199.81			
$M_{sd'}$ [kN.cm]	16470.19	13030.19	13030.19	16470.19
W_{pl} [cm ²]	8472.296817			
W_{po} [cm ²]	3132.883799			
τ_{sd} [MPa]	3.3151	3.0373	3.0373	3.3151
C'				
ρ_{lx}	0.010322581			
ρ_{ly}	0.006451613			
ρ_l	0.00816			
τ_{Rd1} [MPa]	0.7399			
τ_{Rd3} [MPa]	1.361			
u' [cm]	216.345	216.345	216.345	216.345
k	0.549	0.549	0.549	0.549
$e^{*'} [cm]$	11.24			
M_{sd*}' [kN.cm]	3874.22	3874.22	3874.22	3874.22
M_{sd}' [kN.cm]	16795.78	13355.78	13355.78	16795.78
W_{pl}' [cm ²]	8472.30			
τ_{sd} [MPa]	1.2356	1.1328	1.1328	1.2356
C''				
τ_{Rd1} [MPa]	0.892	0.891	0.891	0.893
u'' [cm]	280.0	280.0	280.0	280.0
$e^{*''}$	33.22			
M_{sd*}'' [kN.m]	11448.7			
M_{sd}'' [kN.m]	9221.29	5781.29	5781.29	9221.29
W_{pl}'' [cm ²]	19940.39			
τ_{sd} [MPa]	0.684	0.641	0.641	0.684

Fonte: Autoria própria.

Quadro 40 - Dados dos pilares de canto NBR 6118/2014

Pilar	P1	P3	P7	P9
Posição	canto	canto	canto	canto
C				
α_{cv}	0,88			
f_{cd}	21,43			
τ_{Rd2} [MPa]	5,09			
A [cm]	30	30	30	30
B [cm]	30	30	30	30
C_1 [cm]	30	30	30	30
C_2 [cm]	30	30	30	30
F_{sd} [kN]	103,4	103,4	103,4	103,4
d [cm]	21,7			
u_0 [cm]	60			
τ_{sd} [MPa]	0,794	0,794	0,794	0,794
C'				
3d [cm]	65,1	65,1	65,1	65,1
X [cm]	95,1	95,1	95,1	95,1
Y [cm]	95,1	95,1	95,1	95,1
ρ_{lx}	0,0029	0,0029	0,0029	0,0029
ρ_{ly}	0,0037	0,0037	0,0037	0,0037
ρ_l	0,0033	0,0033	0,0033	0,0033
τ_{Rd1} [MPa]	0,5470	0,5470	0,5470	0,5470
u' [cm]	128,17	128,17	128,17	128,17
τ_{sd} [MPa]	0,372	0,372	0,372	0,372

Fonte: Autoria própria.

Anexo 18 – Armadura de punçoamento dos pilares NBR 6118/2014

Quadro 41 - Dados das armaduras de punçoamento dos pilares NBR 6118/2014

Armadura					
Pilar	P5	P2	P4	P6	P8
Posição	central	borda	borda	borda	borda
A_{sw}/s_r [cm ² /cm]	0,751	0,281	0,237	0,237	0,281
S_r [cm]	15	15	15	15	15
S_0 [cm]	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
A_s [cm ²]	11,27	4,21	3,56	3,56	4,21
Φ adotado [mm]	12,5	12,5	12,5	12,5	12,5
No de barra utilizada por perímetro	12,00	4,00	4,00	4,00	4,00
No de barra total utilizadas	36,00	12,00	12,00	12,00	12,00
$A_{sw,ef}$ [cm ²]	15,00	5,00	5,00	5,00	5,00
Área total [cm ²]	45,0	18,00	18,00	18,00	18,00

Fonte: Autoria própria.

Anexo 19 – Detalhamento da armadura de punçoamento dos pilares pela NBR 6118/2014

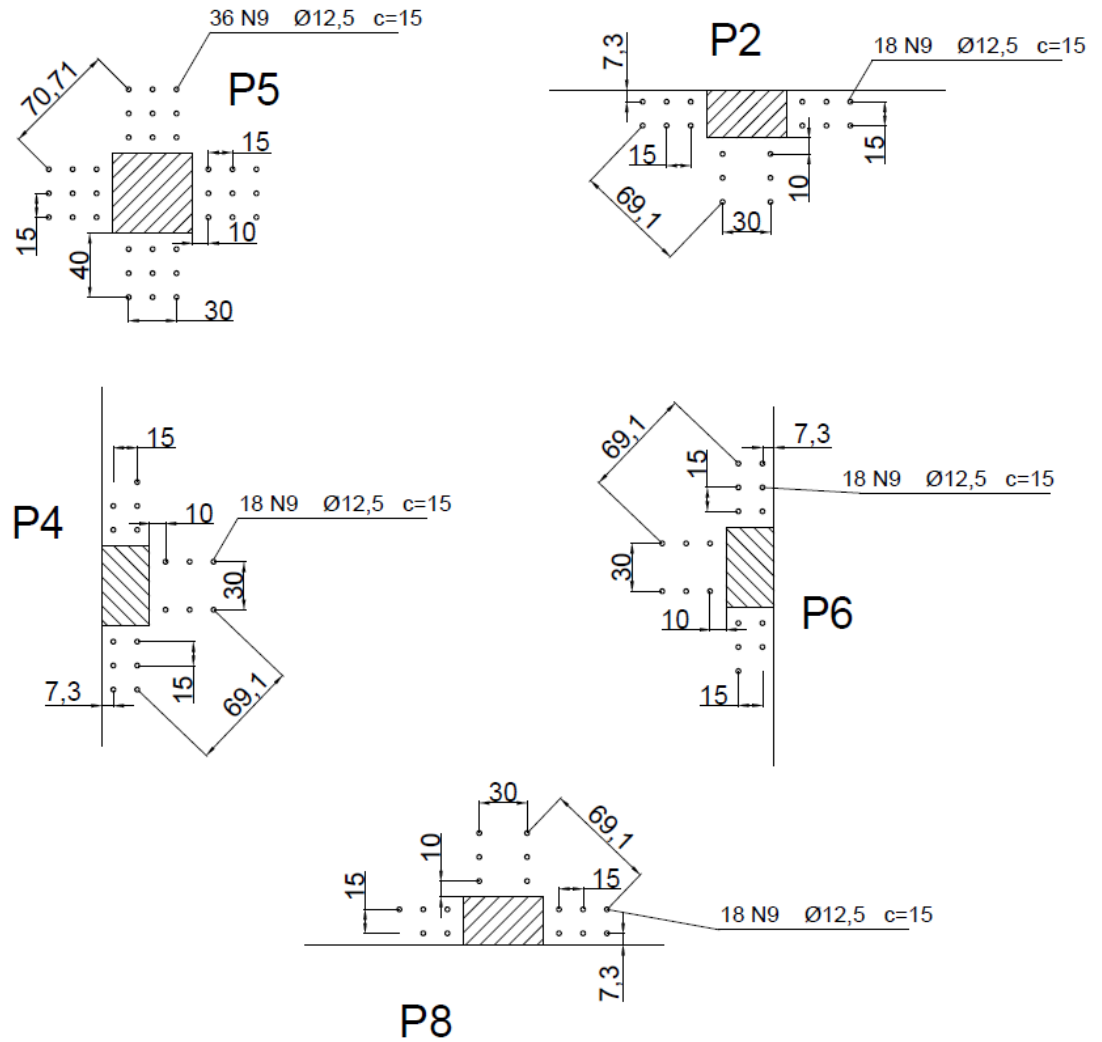


Figura 67 - Detalhamento da armadura de punçoamento NBR 6118/2014
Fonte: Autoria própria.

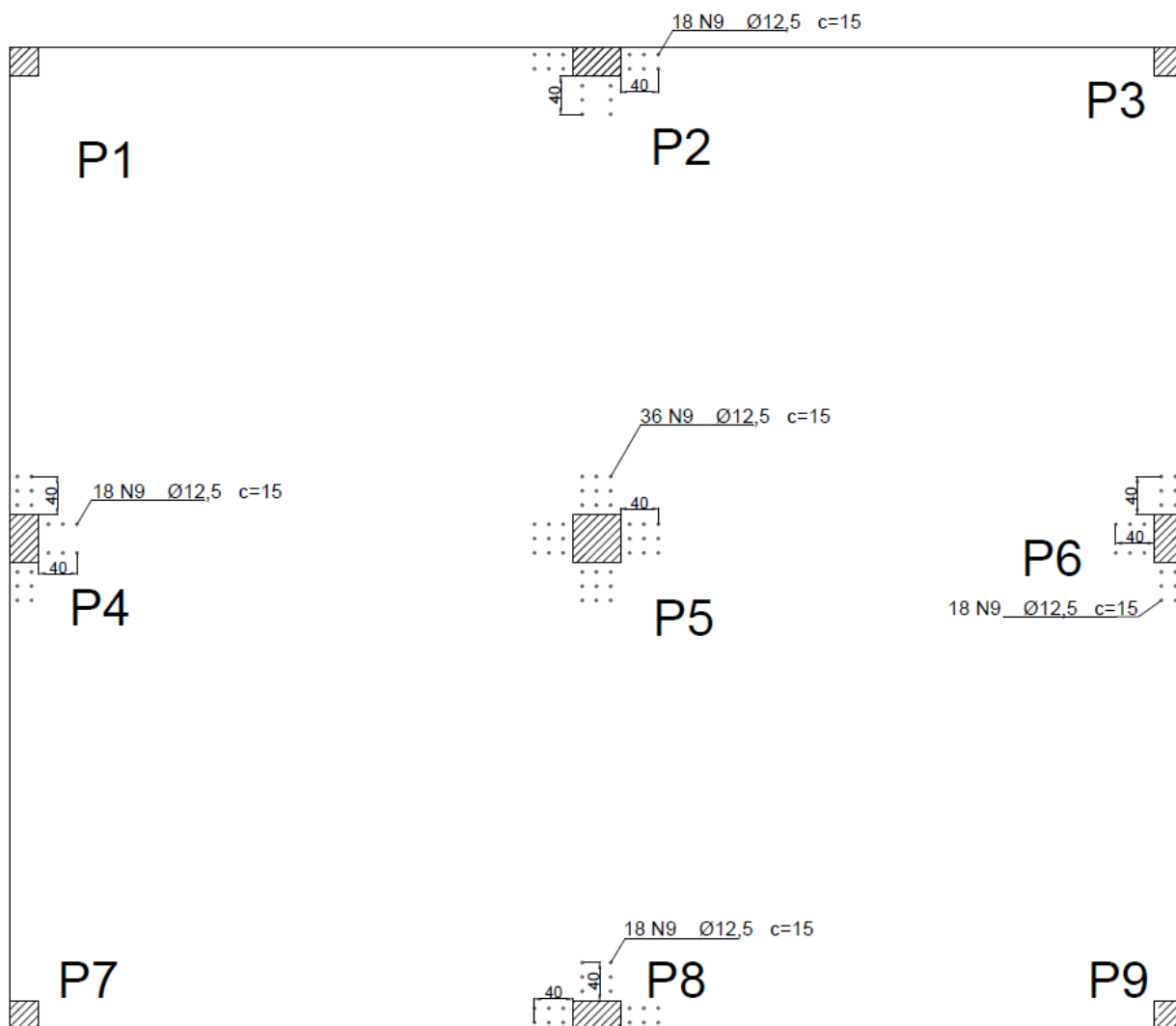


Figura 68 - Laje com a armadura de punçoamento NBR 6118/2014
 Fonte: Autoria própria.