

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE
CONCRETO ARMADO COM SISTEMA CONSTRUTIVO
*BUBBLEDECK***

EDUARDO VELOSO DOS SANTOS

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS
E CONSTRUÇÃO CIVIL

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA

FACULDADE DE TECNOLOGIA

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

BRASÍLIA / DF: JUNHO – 2016

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE
CONCRETO ARMADO COM SISTEMA CONSTRUTIVO
*BUBBLEDECK***

EDUARDO VELOSO DOS SANTOS

ORIENTADOR: GUILHERME SALES SOARES DE AZEVEDO MELO

MONOGRAFIA DE PROJETO FINAL EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

BRASÍLIA / DF: JUNHO – 2016
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA

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

**ANÁLISE EXPERIMENTAL DA PUNÇÃO EM LAJES LISAS DE
CONCRETO ARMADO COM SISTEMA CONSTRUTIVO
*BUBBLEDECK***

EDUARDO VELOSO DOS SANTOS

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

APROVADA POR:

Prof. Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo, *Ph.D* (UnB)
(Orientador)

Prof. Marcos Honorato de Oliveira, *D.Sc* (UnB)
(Examinador interno)

Prof. Paulo Chaves de Rezende Martins, *Dr. ECP* (UnB)
(Examinador interno)

Galileu Silva Santos, *D. Sc* (UnB)
(Examinador externo)

BRASÍLIA/DF, 30 DE JUNHO DE 2016

FICHA CATALOGRÁFICA

SANTOS, EDUARDO VELOSO DOS

Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Sistema Construtivo *BubbleDeck* [Distrito Federal] 2016.

xxv, 111 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Bacharel, Engenharia Civil, 2016)

Monografia de Projeto Final - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Punção

2. Lajes lisas

3. *BubbleDeck*

4. Análise Experimental

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Bacharel)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, E. V. (2016). Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Sistema Construtivo *BubbleDeck*. Monografia de Projeto Final em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 111p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Eduardo Veloso dos Santos.

TÍTULO: Análise Experimental da Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Sistema Construtivo *BubbleDeck*.

GRAU: Bacharel em Engenharia Civil ANO: 2016

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

Eduardo Veloso dos Santos
SHDB QL:32, Conjunto:12, Casa:01
CEP: 71.676-160 Brasília – DF – Brasil
e-mail: edduveloso@gmail.com

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus familiares por todo o apoio imprescindível em minha vida.

Ao professor orientador Guilherme Sales Soares de Azevedo Melo por me guiar e incentivar nesta pesquisa.

Aos professores Maurício de Pina Ferreira e Marcos Honorato de Oliveira pela disponibilidade em ajudar nas discussões a respeito do tema desta pesquisa.

Ao doutorando Wanderley Gustavo Nicácio e ao mestrando Mauricio Menendez Ledo, pelos conhecimentos transmitidos e pelo companheirismo e dedicação empenhados durante toda a realização desta pesquisa.

Aos colegas, professores e funcionários da Universidade de Brasília.

RESUMO

Em uma estrutura de edificação convencional, as lajes se apoiam em vigas, e estas se apoiam nos pilares. No sistema estrutural de lajes lisas, as lajes se apoiam diretamente sobre os pilares, dispensando as vigas. Este sistema resulta em uma série de vantagens construtivas, porém, potencializa o efeito dos esforços cortantes nas regiões de ligação da laje ao pilar, de modo que a laje tende a ser perfurada no apoio com o pilar. Esse fenômeno, que é crítico no dimensionamento de lajes lisas, é denominado punção.

Esta pesquisa avalia experimentalmente a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado fabricadas com a recente técnica construtiva de lajes *BubbleDeck*. Esta técnica construtiva é caracterizada pela presença de grandes esferas plásticas ocas no interior da laje, a fim de reduzir o consumo de concreto e o peso próprio da estrutura. Sua utilização é crescente em países como Holanda, Austrália, Estados Unidos, Canadá, Reino Unido e Dinamarca. No entanto, a sua aceitação ainda encontra resistência devido ao pouco conhecimento do meio técnico-científico a seu respeito.

Neste estudo, quatro painéis de lajes lisas foram levados à ruptura por punção em laboratório. Todos estes painéis foram confeccionados de modo a reproduzir a ligação laje-pilar interna a uma edificação. Em comum, os painéis tem dimensões de 2.500 × 2.500 mm em planta; concreto com resistência em torno de 45 MPa; apoio no centro por um segmento de pilar circular de 300 mm de diâmetro; e mesma taxa de armadura de flexão. As lajes tem espessura de 280 mm.

Algumas características foram variadas entre os painéis de modo a estudar sua influência na resistência à punção da laje, como: o uso ou não de esferas *BubbleDeck*; a utilização de pré-laje e o emprego ou não de armaduras de cisalhamento do tipo estribo, variando ainda sua disposição na laje e suas características de ancoragem.

Os resultados dos ensaios foram avaliados frente às prescrições de três normas de projeto de estruturas de concreto, a norma brasileira NBR 6118:2014, a europeia EUROCODE 2:2004 e a americana ACI 318:2011.

Os ensaios comprovam que a utilização de pré-laje não influenciou a resistência à punção, e que as lajes *BubbleDeck* resistiram aproximadamente 81% da carga última das lajes maciças.

ABSTRACT

In a conventional structure of a building, slabs are supported on beams, and these are supported on columns. In the structural system of flat slabs, the slabs are supported directly on columns, dismissing any beam. This system leads to many constructive advantages, but highlights the effect of shear forces in the slab connection to the columns, so that the slab tends to be perforated by the supporting column. This phenomenon, which is critical in the design of flat slabs, is called punching shear.

This research experimentally evaluates the punching shear resistance of reinforced concrete flat slabs manufactured with the recent construction technique of *BubbleDeck* slabs. This construction technique is characterized by the immersion of large empty plastic balls in the slab's concrete mass in order to reduce the consumption of concrete and the weight of the structure. Their use is increasing in countries such as the Netherlands, Australia, USA, Canada, UK and Denmark. However, their acceptance still encounters resistance due to little knowledge of technical and scientific circles about it.

In this study, four panels of flat slabs were brought to rupture by punching shear in laboratory. All these panels were made to reproduce an interior slab-column connection of a building. In common, the slabs have dimensions of $2,500 \times 2,500$ mm in top view; concrete with resistance around 45 MPa; supported by a 300 mm diameter circular column segment, and same bending reinforcement ratio. The slabs have a thickness of 280 mm.

Some features were varied between panels in order to study their influence on punching shear resistance, such as the use of *BubbleDeck* spheres; the use of pre-cast bottom and the use of stirrups as shear reinforcement, even varying their disposal on the slab and its anchoring features.

The test results were evaluated against the requirements of three standards of concrete structures design: the Brazilian standard NBR 6118: 2014, the European EUROCODE 2: 2004 and the American ACI 318: 2011.

Tests showed that the use of pre-cast bottom did not influence the punching shear resistance and that the *BubbleDeck* slabs resisted approximately 81% of the solid slabs last load.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.2. MOTIVAÇÃO	6
1.3. OBJETIVOS.....	7
1.4. METODOLOGIA	7
1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.1. CARACTERÍSTICAS DA RUPTURA POR PUNÇÃO.....	9
2.2. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO	11
2.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	11
2.2.2. TAXA DE ARMADURA DE FLEXÃO TRACIONADA.....	12
2.2.3. DIMENSÕES E GEOMETRIA DO PILAR.....	12
2.2.4. ALTURA ÚTIL DA LAJE E A CONSIDERAÇÃO DO <i>SIZE EFFECT</i>	13
2.2.5. PRESENÇA DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO	13
2.3. RECOMENDAÇÕES DE CÁLCULO DA <i>BUBBLEDECK INTERNATIONAL</i>	15
2.4. TRABALHOS ANTERIORES	16
2.4.1. HELD (2002).....	16
2.4.2. LIMA (2015)	18
2.5. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	21
2.5.1. NBR 6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO.....	23
2.5.1.1. Verificação da compressão diagonal do concreto	23
2.5.1.2. Verificação da tração diagonal	24
2.5.1.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento	26

2.5.1.4. Críticas ao texto da NBR 6118:2014	28
2.5.2. EUROCODE 2:2004 – <i>DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS</i>	31
2.5.2.1. Verificação da compressão diagonal do concreto	31
2.5.2.2. Verificação da tração diagonal	31
2.5.2.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento	33
2.5.3. ACI 318:2011 – <i>BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY</i>	35
2.5.3.1. Verificação da compressão diagonal do concreto	35
2.5.3.2. Verificação da tração diagonal	36
2.5.3.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento	37
2.6. MODELO PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES.....	39
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	41
3.1. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES ENSAIADAS	42
3.1.1. ARMADURAS DE FLEXÃO DAS LAJES	47
3.1.2. ARMADURAS DE CISALHAMENTO DAS LAJES	48
3.1.3. ARMADURAS DOS PILARES	49
3.1.4. ELEMENTOS INSTRÍNSECOS DO SISTEMA <i>BUBBLEDECK</i>	50
3.1.4.1. Tela superior	50
3.1.4.2. Tela inferior	51
3.1.4.3. Barras de ligação entre painéis	52
3.1.4.4. Treliças	53
3.1.4.5. Esferas <i>BubbleDeck</i>	54
3.2. INSTRUMENTAÇÃO.....	54
3.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS	55
3.2.2. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO.....	56
3.2.3. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO.....	58

3.2.4. DEFORMAÇÕES NO CONCRETO	59
3.3. CONCRETAGEM	61
3.4. ENSAIOS DE MATERIAIS	62
3.4.1. CONCRETO.....	62
3.4.2. AÇO.....	62
3.5. SISTEMA DE ENSAIO	63
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE.....	66
4.1. CARGA DE RUPTURA DAS LAJES	66
4.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS LAJES.....	67
4.3. DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO.....	72
4.4. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO	74
4.5. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO.....	77
4.6. MAPAS DE FISSURAÇÃO	80
4.7. ANÁLISE DO MODO DE RUPTURA DAS LAJES	83
5. RESULTADOS DOS MODELOS TEÓRICOS DE CÁLCULO	84
5.1. RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS LAJES	85
5.2. CÁLCULO DA CARGA DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES	86
5.3. CARGAS DE RUPTURA À PUNÇÃO PELOS MODELOS TEÓRICOS	86
5.3.1. CÁLCULO PELA NBR 6118:2014.....	87
5.3.2. CÁLCULO PELO EUROCODE 2:2004	88
5.3.3. CÁLCULO PELO ACI 318:2011	89
5.4. PROPOSTA DE ADAPTAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS POR SUBTRAÇÃO DE ÁREAS.....	90
5.4.1. CÁLCULO PELA NBR 6118:2014 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS	90
5.4.2. CÁLCULO PELO EUROCODE 2:2004 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS.....	91
5.4.3. CÁLCULO PELO ACI 318:2011 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS	93

5.5. PROPOSTA DE ADAPTAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS POR COEFICIENTE DE AJUSTE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO	95
5.6. CÁLCULO PELA RECOMENDAÇÃO DA <i>BUBBLEDECK INTERNATIONAL</i>	97
5.7. COMPARATIVO DAS ADAPTAÇÕES AOS MODELOS DE CÁLCULO	98
6. CONCLUSÕES	101
6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	103
APÊNDICE A – PERÍMETROS CRÍTICOS.....	107

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Lajes ensaiadas por HELD (2002)	18
Tabela 2.2 – Lajes ensaiadas por LIMA (2015).....	21
Tabela 2.3 – Perímetro crítico u_{out} para pilar de seção circular ou quadrada segundo a NBR 6118:2014.....	28
Tabela 2.4 – Perímetro crítico u_{out} para pilar de seção circular ou quadrada segundo o EUROCODE 2:2004	34
Tabela 3.1 – Lajes ensaiadas	42
Tabela 3.2 – Padrões das lajes <i>BubbleDeck</i> [Página web da <i>BubbleDeck</i> Brasil]	54
Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto.....	62
Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço	63
Tabela 4.1 – Características construtivas e carga de ruptura experimental das lajes ensaiadas	66
Tabela 5.1 – Características das lajes do banco de dados	85
Tabela 5.2 – Carga de resistência à flexão das lajes	86
Tabela 5.3 – Parâmetros de cálculo pela NBR 6118:2014.....	87
Tabela 5.4 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014.....	87
Tabela 5.5 – Parâmetros de cálculo pelo EUROCODE 2:2004	88
Tabela 5.6 – Resultados dos cálculos pelo EUROCODE 2:2004	88
Tabela 5.7 – Parâmetros de cálculo pelo ACI 318:2011	89
Tabela 5.8 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011	89
Tabela 5.9 – Parâmetros de cálculo pela NBR 6118:2014 com subtração de áreas	91
Tabela 5.10 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014 com subtração de áreas.....	91
Tabela 5.11 – Parâmetros de cálculo pelo EUROCODE 2:2004 com subtração de áreas.....	92
Tabela 5.12 – Resultados dos cálculos pelo EUROCODE 2:2004 com subtração de áreas....	92
Tabela 5.13 – Parâmetros de cálculo pelo ACI 318:2011 com subtração de áreas.....	94
Tabela 5.14 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011 com subtração de áreas.....	94
Tabela 5.15 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014 com coeficiente de ajuste	96

Tabela 5.16 – Resultados dos cálculos pelo EUROCODE 2:2004 com coeficiente de ajuste	96
Tabela 5.17 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011 com coeficiente de ajuste	96
Tabela 5.18 – Resultados dos cálculos seguindo recomendações da <i>BubbleDeck International</i>	97
Tabela 5.19 – Comparativo dos modelos de cálculo estudados	98

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Lajes sobre vigas [adaptado – FERREIRA (2010)].....	1
Figura 1.2 – Lajes lisas [adaptado – FERREIRA (2010)].....	2
Figura 1.3 – Cone de punção [modificado – http://www.arab-eng.org]	2
Figura 1.4 – Lajes cogumelo [adaptado – FERREIRA (2010)].....	3
Figura 1.5 – Colapso parcial do edifício <i>Pipers Row Car Park</i> , em <i>Wolverhampton</i> , Inglaterra [WOOD (1997)].....	4
Figura 1.6 – Colapso parcial do edifício <i>Tropicana Cassino</i> , em <i>Atlantic City</i> , EUA [https://failures.wikispaces.com].....	4
Figura 1.7 – Colapso parcial de um pátio de estacionamento, em <i>Christchurch</i> , Nova Zelândia [https://reidmiddleton.wordpress.com]	4
Figura 1.8 – Concretagem de uma laje <i>BubbleDeck</i> [página web da <i>BubbleDeck</i> Brasil no Facebook].....	5
Figura 1.9 – Módulos <i>BubbleDeck</i> [página web da <i>BubbleDeck</i> Brasil].....	5
Figura 1.10 – Ampliação do estacionamento do aeroporto Galeão [página web da <i>BubbleDeck</i> Brasil no Facebook]	6
Figura 2.1 – Inclinação das fissuras de cisalhamento [modificado – EUROCODE 2:2004].....	9
Figura 2.2 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento [FERREIRA (2010)]	10
Figura 2.3 – Classificações da punção em função do tipo de carregamento [adaptado – TASSINARI (2011)].....	10
Figura 2.4 – Armadura contra colapso progressivo [adaptado – Ferreira (2010)].....	11
Figura 2.5 – Tipos de armaduras de cisalhamento para lajes lisas [FERREIRA (2010)]	14
Figura 2.6 – Formas de distribuição das armaduras de cisalhamento	15
Figura 2.7 – Vistas superior e corte dos painéis de laje ensaiados por HELD (2002).....	16
Figura 2.8 – Padrão de fissuras das lajes ensaiadas por HELD (2002).....	17
Figura 2.9 – Comprimentos para redução da área crítica de cisalhamento propostos por HELD (2002).....	17

Figura 2.10 – Dimensões das lajes ensaiadas por LIMA (2015)	19
Figura 2.11 – Detalhe das áreas a serem desconsideradas na proposta de LIMA (2015)	20
Figura 2.12 – Perímetro crítico u_0 em pilares internos [modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.2].....	23
Figura 2.13 – Perímetro crítico u_1 em pilares internos [modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.2].....	24
Figura 2.14 – Definição da altura útil no caso de capitel [NBR 6118:2014 Figura 19.5]	25
Figura 2.15 – Disposição da armadura de punção em corte [modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.9]	25
Figura 2.16 – Disposição da armadura de punção em planta e perímetro crítico u_{out} em pilares internos [NBR 6118:2014 Figura 19.8].....	27
Figura 2.17 – Interpretação confusa entre texto e figura da NBR 6118:2014	29
Figura 2.18 – Figura proposta para substituir a Figura 19.8 da NBR 6118:2014	30
Figura 2.19 – Perímetro crítico u_1 em pilares internos [modificado – EUROCODE 2:2004 Figura 6.13]	32
Figura 2.20 – Perímetros de controle u_{out} para pilares internos [EUROCODE 2:2004 Figura 6.22].....	33
Figura 2.21 – Perímetro crítico b_0 à distância $d/2$ do pilar [modificado – ACI 318:2011 Figura R11.11.6].....	35
Figura 2.22 – Perímetro de controle b_{out} para pilares internos [modificado – ACI 318:2011 Figura R11.11.5]	38
Figura 2.23 – Padrão das linhas de ruptura para as lajes ensaiadas [adaptado – GUANDALINI <i>et al</i> (2009)].....	39
Figura 3.1 – Modelo de pórtico equivalente genérico caracterizando a região de momento fletor negativo na laje nas proximidades de um pilar interno	41
Figura 3.2 – Alturas finais das lajes	42
Figura 3.3 – Perspectiva da laje SS1 entreaberta	43
Figura 3.4 – Corte da laje SS1.....	43
Figura 3.5 – Perspectiva da laje SS2 entreaberta	44
Figura 3.6 – Corte da laje SS2.....	44
Figura 3.7 – Perspectiva da laje BD1 entreaberta	45

Figura 3.8 – Corte da laje BD1	45
Figura 3.9 – Perspectiva da laje BD2 entreaberta	46
Figura 3.10 – Corte da laje BD2	46
Figura 3.11 – Armaduras de flexão das quatro lajes ensaiadas.....	47
Figura 3.12 – Detalhes dos ganchos das armaduras de flexão	48
Figura 3.13 – Detalhamento dos estribos das lajes	48
Figura 3.14 – Disposição dos estribos nas lajes – vista em planta.....	49
Figura 3.15 – Detalhamento das armaduras dos pilares.....	50
Figura 3.16 – Tela superior	51
Figura 3.17 – Tela inferior	52
Figura 3.18 – Barras de ligação das pré-lajes.....	53
Figura 3.19 – Trelças do sistema <i>BubbleDeck</i>	53
Figura 3.20 – Esfera <i>BubbleDeck</i>	54
Figura 3.21 – Elementos do sistema de aquisição de dados.....	55
Figura 3.22 – Posição dos LVDT's nas lajes – vista em planta	55
Figura 3.23 – LVDT's fixados ao suporte metálico independente	56
Figura 3.24 – Extensômetro elétrico de resistência.....	56
Figura 3.25 – Posição dos extensômetros dos estribos (EE) – vista em planta.....	57
Figura 3.26 – Processo de aplicação dos extensômetros nas barras de aço	58
Figura 3.27 – Posição dos extensômetros das armaduras de flexão (EF) – vista em planta	59
Figura 3.28 – Posição dos extensômetros do concreto (EC) – vista em planta.....	60
Figura 3.29 – Etapas da concretagem.....	61
Figura 3.30 – Pontos de carregamento das lajes	63
Figura 3.31 – Esquema de montagem do sistema de ensaio	64
Figura 3.32 – Laje SS2 pronta para o ensaio.....	65
Figura 4.1 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje SS1	67
Figura 4.2 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje SS1	67
Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje SS2	68
Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje SS2.....	68
Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje BD1	69
Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje BD1	69
Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje BD2	70
Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje BD2.....	70

Figura 4.9 – Deslocamentos verticais médios nas extremidades das lajes.....	71
Figura 4.10 – Deformações na superfície do concreto da laje SS1	72
Figura 4.11 – Deformações na superfície do concreto da laje SS2.....	72
Figura 4.12 – Deformações na superfície do concreto da laje BD1.....	73
Figura 4.13 – Deformações na superfície do concreto da laje BD2.....	73
Figura 4.14 – Deformações nas armaduras de flexão da laje SS1	75
Figura 4.15 – Deformações nas armaduras de flexão da laje SS2	75
Figura 4.16 – Deformações nas armaduras de flexão da laje BD1	76
Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão da laje BD2	76
Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje SS1	77
Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje SS2	78
Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje BD1	78
Figura 4.21 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje BD2.....	79
Figura 4.22 – Mapa de fissuração da laje SS1	81
Figura 4.23 – Mapa de fissuração da laje SS2	81
Figura 4.24 – Mapa de fissuração da laje BD1	82
Figura 4.25 – Mapa de fissuração da laje BD2	82
Figura 5.1 – Exemplo da laje BD1 pela NBR 6118:2014.....	90
Figura 5.2 – Comparativo dos resultados das normas com lajes calculadas como se fossem maciças	99
Figura 5.3 – Comparativo dos resultados das normas com adaptação por subtração de áreas	99
Figura 5.4 – Comparativo dos resultados das normas com adaptação por coeficiente de ajuste	99
Figura 5.5 – Comparativo dos resultados das normas seguindo recomendações da <i>BubbleDeck International</i>	100
Figura A.1 – Perímetros críticos da laje SS1	107
Figura A.2 – Perímetros críticos da laje SS2	107
Figura A.3 – Perímetros críticos da laje BD1	108
Figura A.4 – Perímetros críticos da laje BD2	108
Figura A.5 – Perímetros críticos da laje RSP.....	109
Figura A.6 – Perímetros críticos da laje BD28-P1.....	109
Figura A.7 – Perímetros críticos da laje BD28-P2.....	110
Figura A.8 – Perímetros críticos da laje BD28-P3.....	110

Figura A.9 – Perímetros críticos das lajes D1-24, D2-24 e D3-24 111

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
A	Área da seção crítica de cisalhamento (abordagem – HELD (2002));
A_{BD}	Áreas a serem descontadas devido à presença das esferas <i>BubbleDeck</i> ;
$A_{BD,out}$	Áreas a serem descontadas devido à presença das esferas <i>BubbleDeck</i> no perímetro crítico u_{out} ;
$A_{BD,0}$	Áreas a serem descontadas devido à presença das esferas <i>BubbleDeck</i> no perímetro crítico u_0 ;
$A_{BD,1}$	Áreas a serem descontadas devido à presença das esferas <i>BubbleDeck</i> no perímetro crítico u_1 ou b_0 ;
$A_{c,ef}$	Área de concreto efetiva a ser considerada (abordagem – LIMA (2015));
A_s	Área da seção transversal das barras de aço tracionadas;
A_{sw}	Área de aço da seção transversal de uma camada de armadura de cisalhamento;
A_v	Área de aço da seção transversal de uma camada de armadura de cisalhamento (abordagem – ACI 318:2011);
b_{out}	Comprimento do perímetro crítico afastado das armaduras de cisalhamento externas (abordagem – ACI 318:2011);
b_w	Largura da faixa de laje;
b_0	Comprimento do perímetro crítico afastado $d/2$ da face do pilar (abordagem – ACI 318:2011);
B	Medida dos lados do painel de laje (abordagem – GUANDALINI <i>et al</i> (2009));
c	Lado do pilar quadrado; ou diâmetro do pilar circular;
c_{arq}	Comprimento de arco gerado pela interseção do perímetro crítico com as esferas <i>BubbleDeck</i> (abordagem – LIMA (2015));
C	Primeira superfície crítica na face do pilar (abordagem – NBR 6118:2014);
C'	Segunda superfície crítica afastada $2d$ do pilar (abordagem – NBR 6118:2014);

C''	Terceira superfície crítica afastada $2d$ das armaduras de cisalhamento externas (abordagem – NBR 6118:2014);
$C_{Rd,c}$	Coefficiente de correção da tensão de cisalhamento resistente de projeto do concreto da laje (abordagem – EUROCODE 2:2004);
C'_1	Contorno crítico interno ao capitel ou ábaco;
C'_2	Contorno crítico externo ao capitel ou ábaco;
d	Altura útil da laje;
d_a	Altura útil da laje no contorno C'_1 , na existência de capitel ou ábaco;
d_c	Altura útil da laje na face do pilar, na existência de capitel ou ábaco;
d_e	Diâmetro das esferas <i>BubbleDeck</i> (abordagem – LIMA (2015));
d_k	Comprimento da corda gerada pela interseção do perímetro crítico com as esferas <i>BubbleDeck</i> (abordagem – HELD (2002));
d_x	Altura útil da laje na direção x;
d_y	Altura útil da laje na direção y;
D	Distância entre as armaduras mais externas de linhas vizinhas;
$D_{máx}$	Diâmetro máximo do agregado graúdo;
$D.M.F$	Diagrama de momento fletor;
E_c	Módulo estático de elasticidade à compressão do concreto;
E_s	Módulo de elasticidade do aço;
$E_{s,w}$	Módulo de elasticidade do aço da armadura de cisalhamento;
$E_{s,flex}$	Módulo de elasticidade do aço das armadura de flexão;
$E_{s,tela}$	Módulo de elasticidade do aço da tela superior;
EC	Extensômetro da superfície do concreto;
EE	Extensômetro do estribo;
EF	Extensômetro das armaduras de flexão;
f_c	Resistência à compressão do concreto;

f'_c	Resistência à compressão do concreto (abordagem – ACI 318:2011 e LIMA (2015));
f_{cd}	Tensão de resistência de projeto do concreto à compressão;
f_{ck}	Tensão de resistência característica do concreto à compressão;
f_{ct}	Resistência à tração do concreto;
$f_{c,t}$	Resistência à tração do concreto (abordagem – HELD (2002));
$f_{c,150}$	Resistência à compressão para o corpo de prova cúbico (abordagem – HELD (2002));
f_{ys}	Tensão de escoamento do aço;
$f_{ys,flex}$	Tensão de escoamento do aço das armaduras de flexão;
$f_{ys,tela}$	Tensão de escoamento do aço da tela superior;
$f_{ys,w}$	Tensão de escoamento do aço das armaduras de cisalhamento;
f_{yt}	Tensão de escoamento do aço das armaduras de cisalhamento (abordagem – ACI 318:2011);
f_{ywd}	Tensão de escoamento de projeto das armaduras de cisalhamento;
f_{ywk}	Tensão de escoamento característica das armaduras de cisalhamento;
$f_{ywd,ef}$	Tensão de escoamento de projeto efetiva das armaduras de cisalhamento (abordagem – EUROCODE 2:2004);
$f_{ywk,ef}$	Tensão de escoamento característica efetiva das armaduras de cisalhamento (abordagem – EUROCODE 2:2004);
F_{Sd}	Carga solicitante de projeto de reação do pilar;
F_{Sk}	Carga solicitante característica de reação do pilar;
h	Altura total da laje;
h_m	Altura ou a altura útil da laje (abordagem – HELD (2002));
k	<i>Size effect</i> (abordagem – EUROCODE 2:2004);
ℓ_c	Distância entre a borda do capitel e a face do pilar;
m	Distância entre duas linhas de armaduras em um mesmo ramo da cruz;

m_R	Momento resistente da seção transversal de largura unitária da laje (abordagem – GUANDALINI <i>et al</i> (2009));
Modo_{ACI}	Modo de ruptura da laje determinado pelo ACI 318:2011;
Modo_{EC}	Modo de ruptura da laje determinado pelo EUROCODE 2:2004;
Modo_{NBR}	Modo de ruptura da laje determinado pela NBR 6118:2014;
n	Quantidade total de linhas de armaduras de cisalhamento;
q	Quantidade de camadas de armaduras de cisalhamento;
r_q	Distância dos ponto de carregamento ao pilar;
s	Distância entre as camadas de armaduras de cisalhamento (abordagem – ACI 318:2011);
s_r	Distância entre as camadas de armaduras de cisalhamento;
s_0	Distância da primeira camada de armadura de cisalhamento ao pilar;
u	Perímetro crítico de cisalhamento;
u_{out}	Comprimento do perímetro crítico afastado das armaduras de cisalhamento externas;
$u_{out,ef}$	Comprimento do perímetro crítico efetivo afastado das armaduras de cisalhamento externas;
u_0	Comprimento do perímetro crítico na face do pilar;
u_1	Comprimento do perímetro crítico afastado $2d$ da face do pilar;
V_{ACI}	Carga de resistência à punção calculada pelo ACI 318:2011;
V_{EC}	Carga de resistência à punção calculada pelo EUOCODE 2:2004;
$V_{Flexão}$	Cargas de resistência à flexão da laje;
V_{NBR}	Carga de resistência à punção calculada pela NBR 6118:2014;
V_R	Capacidade de carga da ligação laje-pilar;
V_{Rc}	Contribuição do concreto para a capacidade de carga da ligação laje-pilar;
$V_{R,cs}$	Capacidade de carga da ligação laje-pilar;
$V_{Rd,c}$	Carga resistente de projeto da laje à tração diagonal do concreto;

$V_{Rd,cs}$	Carga resistente de projeto da laje à tração diagonal na presença de armaduras de cisalhamento;
$V_{Rd,máx}$	Carga resistente de projeto da laje à compressão diagonal do concreto;
$V_{Rd,out}$	Carga resistente de projeto da laje à tração diagonal do concreto fora da região das armaduras de cisalhamento;
$V_{Rk,c}$	Carga resistente característica da laje à tração diagonal do concreto;
$V_{Rk,cs}$	Carga resistente característica da laje à tração diagonal na presença de armaduras de cisalhamento;
$V_{Rk,máx}$	Carga resistente característica da laje à compressão diagonal do concreto;
$V_{Rk,out}$	Carga resistente característica da laje à tração diagonal do concreto fora da região das armaduras de cisalhamento;
V_{Rs}	Contribuição do aço para a capacidade de carga da ligação laje-pilar;
V_u	Carga última de ruptura experimental da laje;
x	Altura da linha neutra em relação à fibra mais comprimida;
α	Ângulo de inclinação ente o eixo da armadura de punção e o plano da laje;
α_s	É uma constante usada para computar a carga resistente em lajes ou sapatas (abordagem – ACI 318:2011);
β	Razão entre a maior e a menor dimensão do pilar (abordagem – ACI 318:2011);
ϕ	Coeficiente de segurança (abordagem – ACI 318:2011);
\emptyset	Indicação do diâmetro da armadura;
\emptyset_w	Indicação do diâmetro da armadura de punção;
γ_c	Coeficiente de minoração da resistência do concreto;
ε_{ys}	Deformação de escoamento do aço;
λ	Fator de modificação para levar em conta a redução das propriedades mecânicas dos concretos de baixa densidade (abordagem – ACI 318:2011);
ν	Fator de redução da força do concreto fissurado no cisalhamento (abordagem – EUROCODE 2:2004);

$V_{Rd,c}$	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal tracionada de concreto (abordagem – EUROCODE 2:2004);
$V_{Rd,cs}$	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal tracionada na presença de armaduras de cisalhamento (abordagem – EUROCODE 2:2004);
$V_{Rd,máx}$	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal comprimida de concreto (abordagem – EUROCODE 2:2004);
$V_{Rd,cs}$	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal tracionada na presença de armaduras de cisalhamento (abordagem – EUROCODE 2:2004);
θ	Inclinação da superfície teórica de ruptura por punção (abordagem – EUROCODE 2:2004); Ângulação dos pontos de carregamento da laje (abordagem – GUANDALINI <i>et al</i> (2009));
ρ	Taxa de armadura de flexão tracionada da laje;
ρ_x	Taxa de armadura de flexão tracionada da laje na direção x;
ρ_y	Taxa de armadura de flexão tracionada da laje na direção y;
τ	Tensão de cisalhamento resistente;
τ_{Rd}	Tensão de cisalhamento resistente de projeto;
τ_{Rk}	Tensão de cisalhamento resistente característica;
τ_{Rd1}	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal tracionada de concreto;
τ_{Rd2}	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal comprimida de concreto;
τ_{Rd3}	Tensão de cisalhamento resistente de projeto da diagonal tracionada na presença de armaduras de cisalhamento;
τ_{Rk1}	Tensão de cisalhamento resistente característica da diagonal tracionada de concreto;
τ_{Rk2}	Tensão de cisalhamento resistente característica da diagonal comprimida de concreto;
τ_{Rk3}	Tensão de cisalhamento resistente característica da diagonal tracionada na presença de armaduras de cisalhamento;

τ_{Sd} Tensão de cisalhamento solicitante de projeto;
 τ_{Sk} Tensão de cisalhamento solicitante característica;

1. INTRODUÇÃO

Na fase de concepção de uma estrutura de edificação, a escolha do sistema estrutural mais adequado deve ser feita considerando uma série de parâmetros, como a finalidade da edificação, o processo construtivo a ser utilizado, o projeto arquitetônico, as cargas de utilização, o tamanho dos vãos a vencer, a disponibilidade de equipamentos na obra, os materiais empregados, a qualificação da mão de obra, os custos e a interação da estrutura com os demais subsistemas da edificação.

Para pavimentos em que o vão a ser vencido pelas lajes é pequeno, de até 5 m, normalmente se tem empregado o sistema convencional em que as lajes são maciças e apoiadas em vigas. Por outro lado, para grandes vãos, as lajes maciças podem ser antieconômicas, pois a espessura necessária da laje para atender aos critérios normativos se torna elevada, resultando em elevados peso próprio e consumo de material. Dessa maneira, é interessante utilizar um sistema estrutural que permita reduzir a quantidade de material sem provocar perda de resistência, o que é viável, visto que há regiões na estrutura em que certos materiais não contribuem significativamente com a resistência da peça.

Nesse sentido, tem se tornado cada vez mais comum a utilização de lajes com vazios, como as lajes nervuradas, as alveolares e suas variações, que se baseiam na eliminação do concreto das regiões tracionadas da laje, onde é essencialmente o aço que desempenha a função resistente nas peças de concreto armado, aliviando o peso da estrutura. A Figura 1.1 mostra o sistema estrutural com vigas.

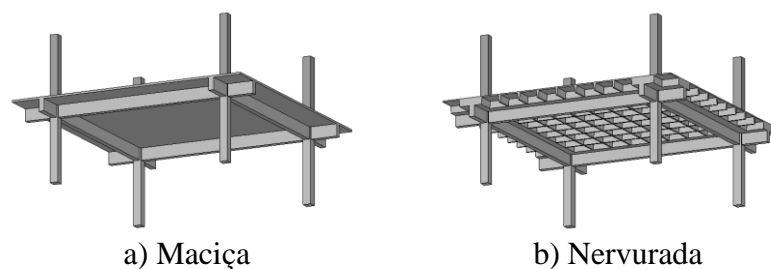


Figura 1.1 – Lajes sobre vigas [adaptado – FERREIRA (2010)]

Em países da América do Norte, Europa e Ásia, o usual para estruturas de concreto armado é utilizar o sistema estrutural de lajes lisas, no qual as lajes se apoiam diretamente sobre os

pilares, dispensando os apoios contínuos. A utilização deste sistema, ilustrado na Figura 1.2, é crescente no Brasil.

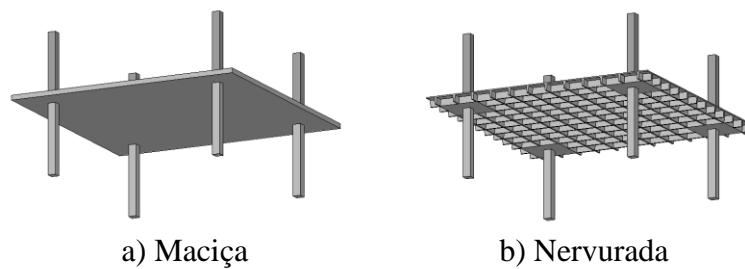


Figura 1.2 – Lajes lisas [adaptado – FERREIRA (2010)]

Esta concepção resulta em uma série de vantagens construtivas proporcionadas pela eliminação das vigas, como: menor pé-direito requerido por pavimento, possibilitando a adoção de mais pavimentos para a mesma altura do edifício; simplificação das formas, o que permite maior agilidade no processo construtivo e redução de custos com materiais e mão de obra; maior flexibilidade de layout dos imóveis; e maior facilidade de disposição das instalações em geral.

Porém, o sistema estrutural em lajes lisas também apresenta desvantagens quando comparado aos sistemas com vigas, como: obtenção de estruturas mais flexíveis, exigindo maior atenção quanto às flechas nos vãos dos pavimentos; redução da rigidez do edifício para resistir aos esforços horizontais, o que dificulta seu uso em prédios mais altos; e, principalmente, a ocorrência de elevado esforço cortante nas regiões de ligação da laje ao pilar, de modo que a laje tende a ser perfurada pelo apoio, fenômeno conhecido como punção.

A resistência à punção na ligação laje-pilar é um dos parâmetros mais críticos no dimensionamento de lajes lisas, pois tende a provocar rupturas frágeis e repentinas. A ruptura por punção é caracterizada pela formação de uma superfície tronco-cônica na extremidade do pilar onde a laje se desvincula deste, como exemplificado na Figura 1.3.

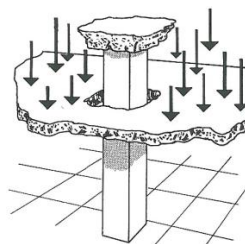


Figura 1.3 – Cone de punção [modificado – <http://www.arab-eng.org>]

Uma ruptura localizada deste tipo provoca a redistribuição dos esforços às outras regiões da estrutura, podendo levá-las também a colapsar, gerando um efeito sequenciado conhecido como colapso progressivo, com consequências desproporcionalmente maiores à edificação.

É possível reduzir a intensidade das tensões de cisalhamento na ligação laje-pilar através do aumento da área do pilar ou da espessura da laje nas proximidades dessa ligação, com o uso, respectivamente, de capitéis ou ábacos, ilustrados na Figura 1.4.

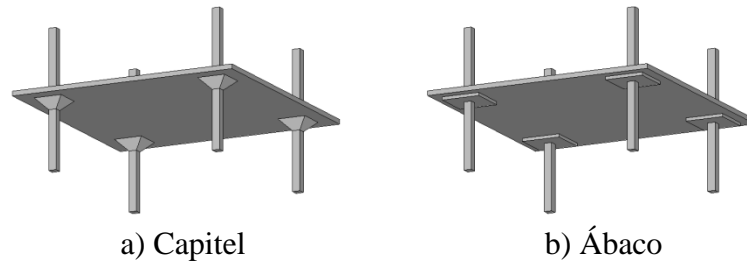


Figura 1.4 – Lajes cogumelo [adaptado – FERREIRA (2010)]

Existem outras formas de melhorar a resistência à punção, como aumentar a seção do pilar, a taxa de armadura de flexão da laje ou a resistência à compressão do concreto. Porém, a maneira mais eficiente de elevar a resistência à punção na ligação laje-pilar é utilizando armaduras de cisalhamento, como estribos ou *studs*, por exemplo.

Segundo MELO (1990) o primeiro caso registrado de ruptura por punção ocorreu no edifício *Prest-o-Lite*, em *Indianápolis*, EUA, em 1911, onde as lajes se desligaram completamente dos pilares, levando a estrutura à ruína total. Outros casos de ruptura por punção têm sido registrados em edificações por todo o mundo, como o caso mostrado na Figura 1.5, do edifício *Pipers Row Car Park*, em *Wolverhampton*, Inglaterra, onde houve colapso parcial da estrutura (WOOD, 1997); o caso mostrado na Figura 1.6, do colapso parcial no edifício garagem *Tropicana Cassino*, em *Atlantic City*, EUA, 2003; e o caso mostrado na Figura 1.7 do colapso parcial de um pátio de estacionamento após terremoto em *Christchurch*, Nova Zelândia, em 2011.



Figura 1.5 – Colapso parcial do edifício *Pipers Row Car Park*, em *Wolverhampton*, Inglaterra [WOOD (1997)]



Figura 1.6 – Colapso parcial do edifício *Tropicana Casino*, em *Atlantic City*, EUA [https://failures.wikispaces.com]



Figura 1.7 – Colapso parcial de um pátio de estacionamento, em *Christchurch*, Nova Zelândia [https://reidmiddleton.wordpress.com]

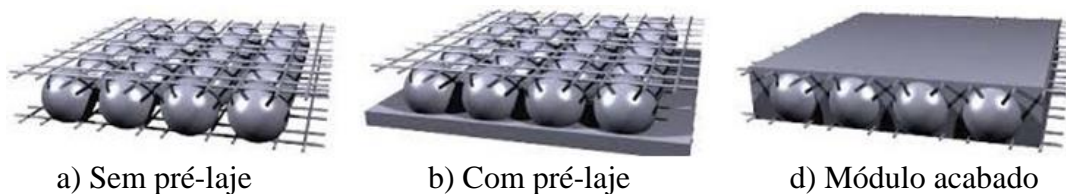
Em meio a esse contexto de lajes lisas com reduzido peso próprio, Jørgen Breuning desenvolveu na Dinamarca as lajes *BubbleDeck*, que são lajes caracterizadas pela presença de grandes esferas plásticas ocas e uniformemente espaçadas em seu interior, a fim de reduzir o consumo de concreto e o peso próprio da estrutura. Sua utilização é crescente em países como Holanda, Austrália, Estados Unidos, Canadá, Reino Unido e Dinamarca, comumente

associado ao sistema de lajes lisas. A Figura 1.8 mostra uma laje *BubbleDeck* durante a concretagem.



Figura 1.8 – Concretagem de uma laje *BubbleDeck*
[página web da *BubbleDeck* Brasil no Facebook]

As esferas de polipropileno utilizadas nas lajes *BubbleDeck* são comercializadas em módulos, compostos por certa quantidade destas esferas inseridas uniformemente entre duas telas metálicas. Estes módulos podem ainda contar com uma pré-laje de 6,0 cm de espessura previamente concretada na parte inferior da laje. Uma terceira opção é a aquisição das lajes em módulos acabados, em que as lajes são entregues na obra já armadas e concretadas. No entanto, esta terceira modalidade de laje só é aplicável quando existem apoios contínuos, como vigas ou paredes estruturais. A Figura 1.9 ilustra os três tipos de módulos *BubbleDeck*.



a) Sem pré-laje

b) Com pré-laje

d) Módulo acabado

Figura 1.9 – Módulos *BubbleDeck*
[página web da *BubbleDeck* Brasil]

Esta recente técnica construtiva promete uma série de vantagens à edificação, como: a redução do peso da laje em até 35% quando comparada a uma laje maciça de mesma espessura; a utilização de formas simples, podendo ainda dispensá-las ao serem adotadas pré-lajes; permite que as instalações sejam embutidas na laje; não inviabiliza a utilização de cabos de protensão; proporciona grande redução de consumo de materiais e energia na obra; e possui certificação ambiental “Selo Verde”.

No entanto, as lajes *BubbleDeck* também apresentam alguns inconvenientes quando comparadas às lajes maciças, como: ainda são pouco difundidas no meio técnico; não possuem prescrições normativas específicas na maioria dos países; e podem gerar dificuldades de execução.

O sistema *BubbleDeck* conta com mais de 400 obras realizadas pelo mundo. No Brasil, o sistema já conta com algumas obras de destaque, como a ampliação do estacionamento do aeroporto Galeão, no Rio de Janeiro, mostrada na Figura 1.10; e a construção do Centro Administrativo do Distrito Federal, em Brasília.

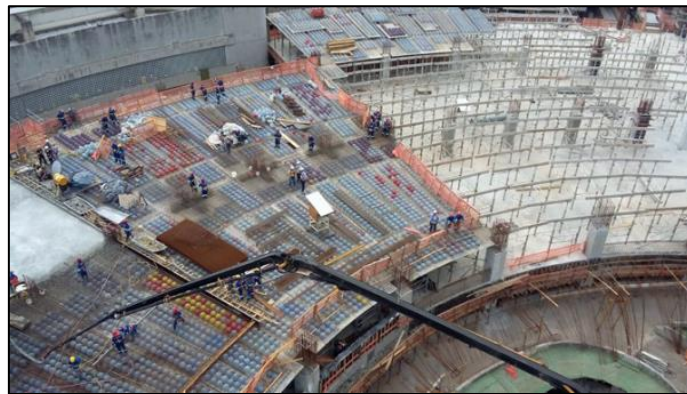


Figura 1.10 – Ampliação do estacionamento do aeroporto Galeão
[página web da *BubbleDeck* Brasil no Facebook]

1.2. MOTIVAÇÃO

Diversas obras pelo mundo estão utilizando o sistema de lajes *BubbleDeck*, principalmente devido às reduções de custos proporcionados pela adoção deste tipo de laje. No entanto, a sua aceitação por parte de calculistas e construtores ainda encontra certa resistência devido à falta de prescrições normativas a seu respeito e à escassez de comprovações experimentais, especialmente no Brasil. Além disso, essas lajes são empregadas em sistema estrutural de lajes lisas, o que também provoca resistência por ser um sistema ainda pouco utilizado no Brasil em razão do pouco conhecimento do meio técnico-científico brasileiro a respeito.

Neste sentido, esta pesquisa busca avaliar experimentalmente o comportamento das lajes *BubbleDeck* à punção na ligação laje-pilar e contribuir para aumentar o rol de experimentos com este tipo de laje, trazendo mais informação ao meio técnico-científico brasileiro a respeito dessa recente e interessante técnica construtiva.

1.3. OBJETIVOS

O objetivo deste estudo é avaliar e mensurar, a partir de comprovações experimentais, a resistência das lajes *BubbleDeck* à punção sob carregamento simétrico.

Busca-se avaliar também a adequação dos modelos de cálculo da resistência de lajes lisas à punção prescritos em três normativas, NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011 ao caso específico das lajes *BubbleDeck*, e, se necessário, propor alterações ou adendos a estes modelos.

1.4. METODOLOGIA

Neste estudo, quatro painéis de lajes lisas são levados à ruptura por punção no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Todos estes painéis foram confeccionados de modo a reproduzir a ligação laje-pilar interna das edificações. Em comum, os painéis tem dimensões de 2.500 × 2.500 mm em planta; concreto com resistência em torno de 45 MPa; apoio no centro por um segmento de pilar circular de 300 mm de diâmetro; utilização de estribos como armadura de cisalhamento, mesma taxa de armadura de flexão; e foram submetidos a carga simétrica em relação ao eixo do pilar. As lajes tem espessura de 280 mm. Todos estes ensaios, bem como outros, de punção e de flexão em lajes *BubbleDeck* comporão a tese do doutorando Wanderley Gustavo Nicácio e a dissertação do mestrando Mauricio Menendez Ledo, ambos pela Universidade de Brasília.

As diferenças entre os quatro painéis moldados, que são as principais variáveis avaliadas nesta pesquisa, são: a utilização ou não das esferas do sistema *BubbleDeck*; o emprego ou não de pré-laje; a influência de diferentes disposições e tipos de ancoragem das armaduras de cisalhamento.

As lajes foram instrumentadas com LVDT's (*Linear Variable Differential Transformer*) e extensômetros, permitindo assim o acompanhamento dos deslocamentos verticais e das deformações no concreto e no aço das armaduras de flexão e cisalhamento, a cada passo de carga, até ser atingida a ruptura da laje.

Os resultados experimentais são confrontados com as estimativas teóricas das normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011.

1.5. ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido em 6 capítulos.

O presente Capítulo 1 introduz o leitor nos assuntos abordados no trabalho.

No Capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica onde alguns fundamentos teóricos são apresentados. Trabalhos de autores que já abordaram os assuntos tratados nesta pesquisa são mostrados, evidenciando suas conclusões e outras considerações pertinentes. Em seguida, são discutidas as teorias das normativas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011, utilizadas para análises em capítulos posteriores. Por fim, é apresentado um modelo de cálculo da resistência à flexão das lajes ensaiadas.

O Capítulo 3 descreve o programa experimental, dando detalhes sobre a preparação e instrumentação de cada laje ensaiada no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília.

No Capítulo 4 os resultados dos experimentos são apresentados e analisados detalhadamente.

No Capítulo 5 é organizado um pequeno banco de dados com outros experimentos de punção em lajes *BubbleDeck*. Então, são apresentadas as cargas de ruptura calculadas com os modelos teóricos das normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011 para as lajes do banco de dados, comparando-as com as cargas de ruptura experimentais. Em seguida são estudadas maneiras de adequar os modelos teóricos das normas supracitadas às respostas experimentais das lajes *BubbleDeck*.

O Capítulo 6 é reservado para as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Maiores detalhes sobre a ruptura por punção das lajes lisas e os parâmetros que influenciam a resistência da ligação laje-pilar serão apresentados no decorrer deste capítulo. Serão expostas também as recomendações de cálculo sugeridas pela *BubbleDeck International* para projeto de lajes *BubbleDeck*, bem como algumas pesquisas anteriores envolvendo este tipo de laje, e as formulações teóricas das normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011 relevantes ao escopo desta pesquisa. Por fim, será apresentado um modelo de cálculo da resistência à flexão das lajes ensaiadas.

2.1. CARACTERÍSTICAS DA RUPTURA POR PUNÇÃO

As características mais destacadas de uma ruptura por cisalhamento, como é o caso da punção em lajes lisas, são: a formação de fissuras inclinadas na laje ao redor do pilar, e a não observância de grandes deslocamentos antes da ruptura, ou seja, a ruptura é repentina. As fissuras são inclinadas devido à orientação das tensões principais. Em lajes sem armadura de cisalhamento, normas como o CEB-FIP MC90:1993 e o EUROCODE 2:2004, admitem, em seus modelos de cálculo, uma inclinação de $26,6^\circ$ das fissuras características do punção da laje, como mostra a Figura 2.1.

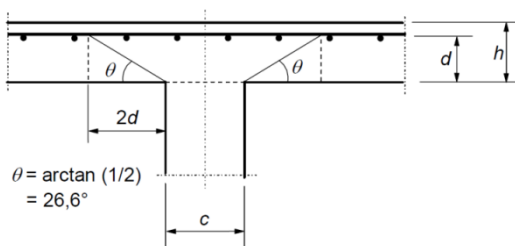


Figura 2.1 – Inclinação das fissuras de cisalhamento
[modificado – EUROCODE 2:2004]

Em lajes lisas com armadura de cisalhamento, a ruptura por punção pode ocorrer de três modos distintos: por esmagamento da biela comprimida próxima à face do pilar; por esgotamento da resistência à tração diagonal do concreto e do aço das armaduras de cisalhamento; e ainda, fora da região das armaduras de cisalhamento, por esgotamento da

resistência à tração diagonal do concreto. Este último modo de ruptura é semelhante ao que ocorre nas lajes sem armaduras de cisalhamento. A Figura 2.2 exemplifica as características visíveis de cada modo de ruptura descrito.

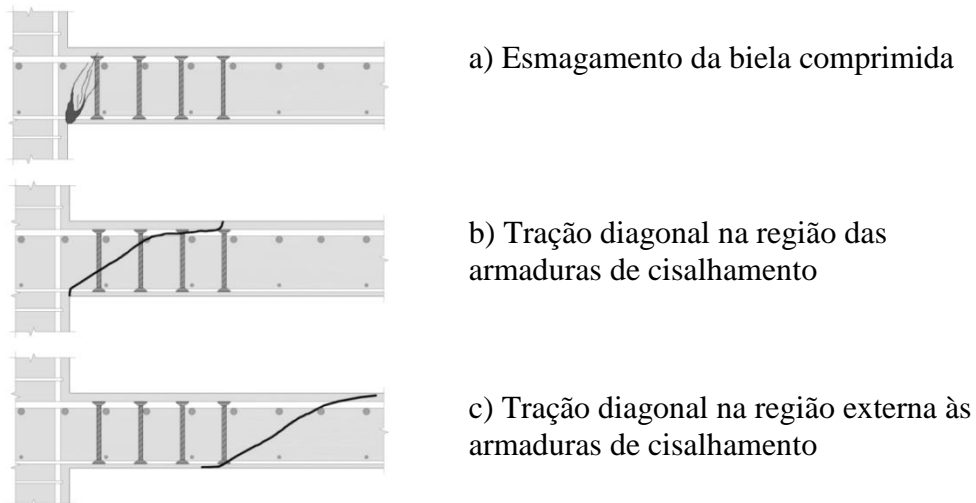


Figura 2.2 – Modos de ruptura por punção em lajes lisas com armadura de cisalhamento [FERREIRA (2010)]

Outras três classificações dizem respeito à simetria do carregamento da laje em volta do pilar, que influencia diretamente sua resistência à punção. São elas:

- Punção simétrica: quando o carregamento tem simetria axial em volta do eixo do pilar;
- Punção assimétrica: quando o carregamento não tem simetria axial em volta do eixo do pilar, porém, sem transferência de momento fletor ao pilar;
- Punção excêntrica: quando o carregamento não tem simetria axial em volta do eixo do pilar e há transferência de momento fletor ao pilar;

A Figura 2.3 ilustra essas três classificações.

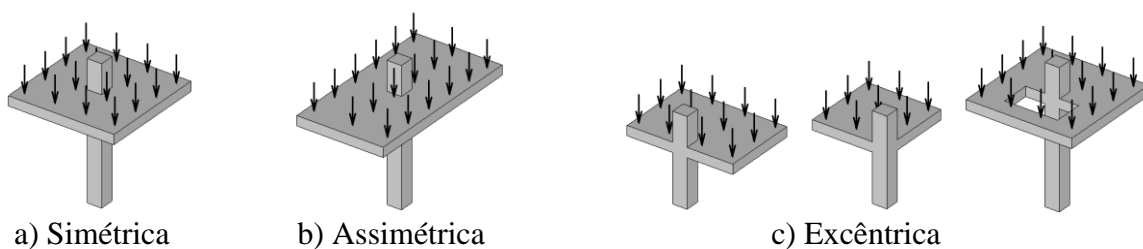


Figura 2.3 – Classificações da punção em função do tipo de carregamento [adaptado – TASSINARI (2011)]

Após uma ruptura localizada por punção ocorre a redistribuição dos esforços às outras ligações laje-pilar adjacentes que, caso não suportem o acréscimo de tensão, podem punccionar também. O sequenciamento deste efeito é o que se denomina colapso progressivo. Segundo MELO (1990), a resistência pós-puncionamento das ligações laje-pilar é fundamental para evitar o colapso progressivo. Tal resistência deve ser garantida pela utilização de uma armação específica, disposta longitudinalmente na parte inferior da laje, e que intercepte o pilar. A Figura 2.4 ilustra a armadura contra colapso progressivo sustentando a laje na fase de pós-puncionamento, onde se pode notar a ineficiência das armaduras de flexão para sustentar a laje desvinculada do pilar, pois estas são forçadas contra a fina e fissurada camada de cobrimento, e por isso são facilmente arrancadas da laje.

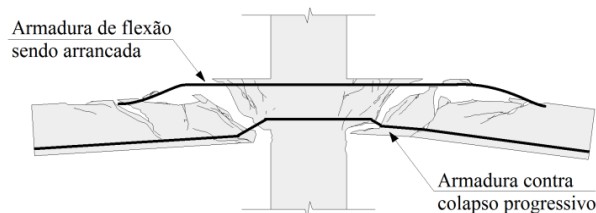


Figura 2.4 – Armadura contra colapso progressivo [adaptado – Ferreira (2010)]

2.2. PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A RESISTÊNCIA À PUNÇÃO

Inúmeros ensaios indicam que a resistência à punção de lajes lisas de concreto armado é influenciada pela resistência à compressão do concreto; pela taxa de armadura de flexão; pelas dimensões e geometria do pilar; pela altura útil da laje; e, principalmente, pela presença de armaduras de cisalhamento.

2.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

Fundamentalmente, a ruptura por cisalhamento de uma estrutura de concreto armado é função direta da resistência à tração do concreto. Como em geral esta resistência é obtida correlacionando-a com sua resistência à compressão, as formulações teóricas existentes e as pesquisas experimentais costumam apresentar a resistência ao cisalhamento diretamente como função da resistência à compressão do concreto.

Pesquisas como as de GRAF (1933) e MOE (1961) avaliaram a influência do aumento da resistência à compressão do concreto, concluindo que este provoca aumento da capacidade resistente da ligação laje-pilar. Uma contribuição mais conclusiva da influência deste parâmetro foi proposta por MARZOUK e HUSSEIN (1991) que defendem que a resistência à punção da laje varia com a raiz cúbica da resistência à compressão do concreto. Esta tendência de variação também é defendida por vários autores.

2.2.2. TAXA DE ARMADURA DE FLEXÃO TRACIONADA

O aumento da taxa de armadura de flexão tracionada nas proximidades do pilar também melhora a capacidade resistente da ligação laje-pilar. Esta taxa é calculada, para uma faixa de largura da laje, como a razão entre a área de armadura de flexão tracionada e o produto da altura útil da laje pela largura da faixa.

Segundo REGAN (1981), o aumento da taxa de armadura de flexão desloca a linha neutra da laje aumentando a zona de concreto comprimido. Nesta zona o concreto encontra-se não fissurado e, portanto, disponível para resistir ao cisalhamento. Pesquisadores como REGAN e BRÆSTRUP (1985), e SHERIF e DILGER (2000) defendem que a resistência à punção é função da raiz cúbica da taxa de armadura de flexão tracionada da laje.

2.2.3. DIMENSÕES E GEOMETRIA DO PILAR

As dimensões dos pilares também afetam a resistência à punção uma vez que definem o fluxo de tensões na região de ligação da laje ao pilar. Quanto maior a região carregada, ou seja, o pilar, menores tensões se desenvolvem, propiciando maior capacidade de carga da ligação. É intuitivo que um pilar mais fino tenha maior facilidade em “perfurar” a laje. Neste sentido, a adoção de capitéis visa aumentar as dimensões do pilar apenas na região de ligação com a laje, suavizando a transferência de esforços entre a laje e o pilar.

Quanto à geometria do pilar, em experimentos como os de VANDERBILT (1972), foram observadas concentrações de tensões nos vértices de pilares quadrados, o que não ocorre com pilares de seção circular. VANDERBUILT concluiu ainda que os pilares de seção quadrada

ou retangular tendem a apresentar menor resistência à punção devido a esta concentração de tensões.

2.2.4. ALTURA ÚTIL DA LAJE E A CONSIDERAÇÃO DO *SIZE EFFECT*

O aumento da altura útil da laje melhora a resistência à punção das lajes lisas devido ao maior volume de concreto disponível para resistir ao cisalhamento. Neste sentido, a adoção de ábacos visa aumentar a espessura da laje apenas na região de ligação com o pilar.

No entanto, este aumento de resistência com a altura útil da laje não é linear, devendo-se levar em conta a influência do *size effect*, ou efeito de tamanho, numa tradução livre. O *size effect* é melhor entendido como efeito de escala. Decorre de observações entre modelos experimentais em escala real e modelos reduzidos. Por razões econômicas e limitações físicas, é comum que os laboratórios de estruturas busquem avaliar a resistência à punção em modelos reduzidos de lajes. No entanto, como alertado por GRAF (1938) e RICHART (1948) a resistência ao cisalhamento das lajes não varia de modo proporcional a sua espessura. Por exemplo, uma laje com espessura de 30 cm não é duas vezes mais resistente que outra, com propriedades semelhantes, porém, de 15 cm de espessura. As normas NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004 recomendam que o *size effect* deve ser estimado por “ $1+(20/d)^{1/2}$ ”, onde d é a altura útil da laje expressa em centímetros.

2.2.5. PRESENÇA DE ARMADURAS DE CISALHAMENTO

A maneira mais eficiente de melhorar a resistência da ligação laje-pilar em lajes de concreto armado é utilizando armaduras de cisalhamento, uma vez que não prejudicam as características do projeto arquitetônico, nem aumentam consideravelmente o custo total do empreendimento em comparação com outras soluções como: utilização de capitéis ou ábacos; utilização de concreto mais resistente; aumento das dimensões dos pilares ou da laje ou o aumento da taxa de armadura de flexão.

No entanto, para a eficácia de tais armaduras é preciso garantir condições de ancoragem, o que nem sempre é fácil uma vez que estas armaduras são posicionadas perpendicularmente às lajes, que são normalmente delgadas. Além disso, estas armaduras devem ser corretamente

dispostas na laje: próximas ao pilar e interceptando a fissuras de cisalhamento. O correto uso de armaduras de cisalhamento pode ser tão eficaz que provoca até mesmo a mudança do modo de ruptura da laje para a flexão.

Um modelo de armadura de cisalhamento ideal seria tal que permitisse boa ancoragem, que pudesse ser facilmente instalado nas proximidades dos pilares e que fosse de baixo custo econômico. Diversos tipos de armaduras de cisalhamento já foram testados buscando-se avaliar sua eficiência técnica e construtiva, como os ilustrados na Figura 2.5.

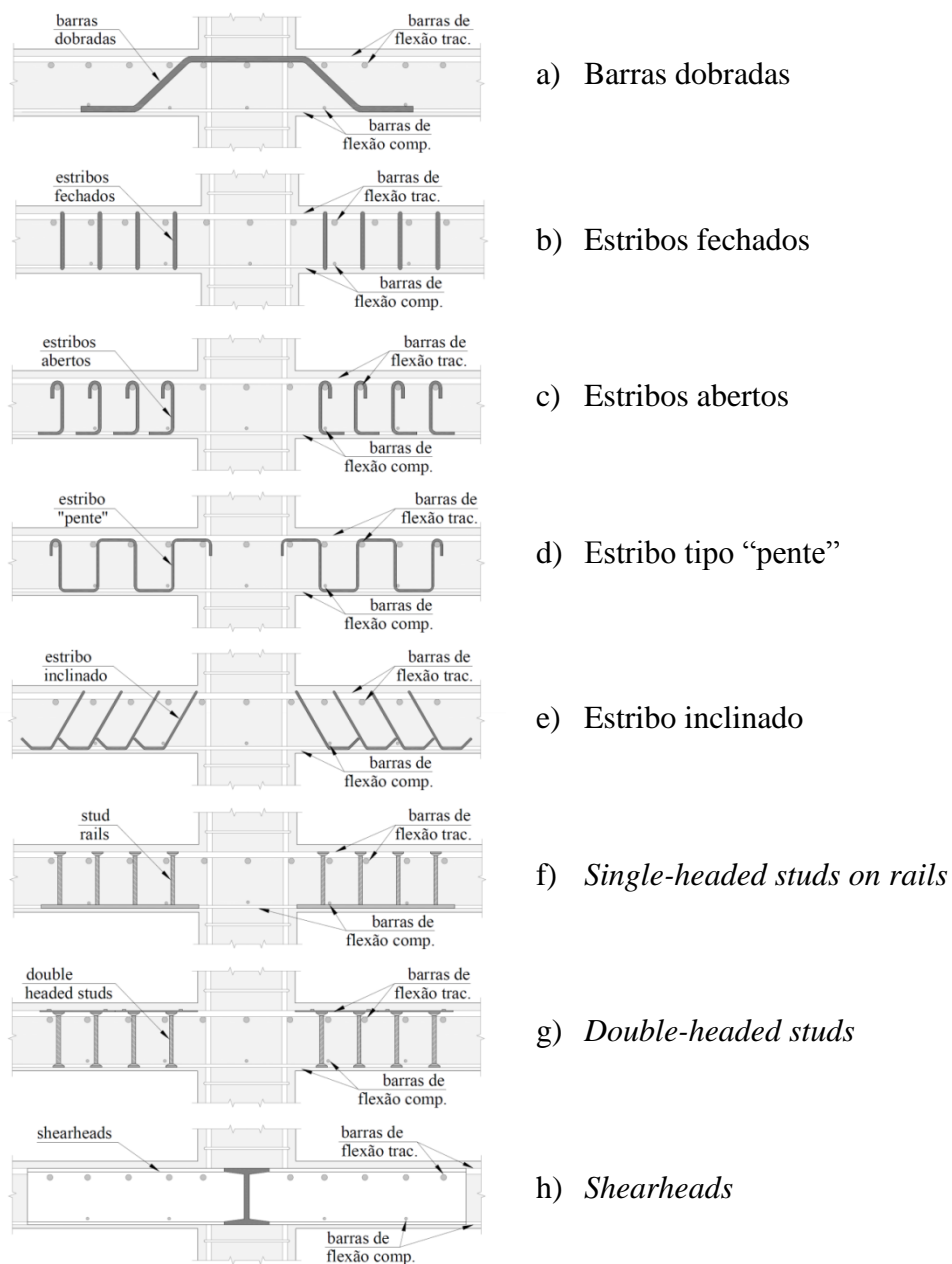


Figura 2.5 – Tipos de armaduras de cisalhamento para lajes lisas [FERREIRA (2010)]

Dentre os tipos de armaduras mostrados na Figura 2.5, o mais popular é o tipo pino, ou *studs*, principalmente por ser comercializado já pronto, não demandando trabalhos de corte e dobra no canteiro de obras, além de ser de fácil posicionamento na laje.

Quanto à disposição das armaduras de cisalhamento na laje, o arranjo ideal, teoricamente, seria aquele em que estas fossem distribuídas igualmente em torno da superfície de ruptura, por exemplo, em uma conformação radial, o que nem sempre é fácil de ser obtido devido à interferência com as armaduras de flexão. Por isso, muitas vezes opta-se por distribuições em cruz. A Figura 2.6 ilustra as formas de distribuição radial e em cruz.

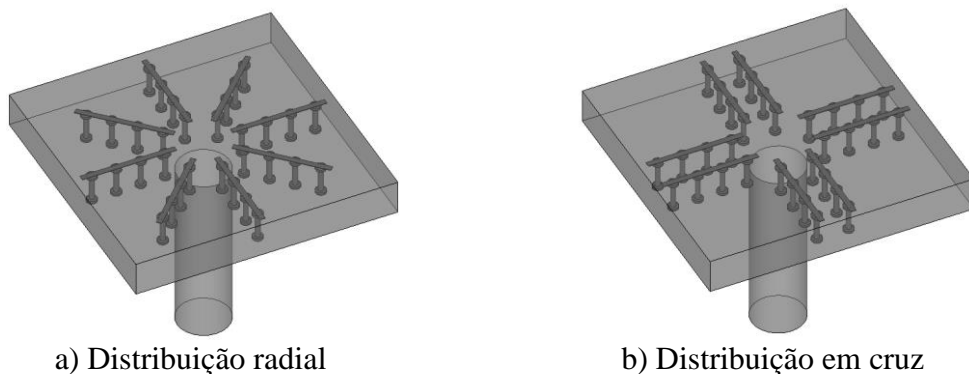


Figura 2.6 – Formas de distribuição das armaduras de cisalhamento

2.3. RECOMENDAÇÕES DE CÁLCULO DA *BUBBLEDECK* INTERNATIONAL

Segundo a empresa *BubbleDeck*, as suas lajes podem ser simplesmente dimensionadas como lajes maciças, aplicando os seguintes fatores corretivos:

- Considerar o peso próprio da laje igual $2/3$ da carga de peso próprio de uma laje maciça de mesma espessura.
- Quando calcular as flechas, considerar a rigidez da laje igual a 90% da rigidez de uma laje maciça de mesma espessura.
- Considerar a resistência aos esforços de cisalhamento igual a 60% da resistência ao cisalhamento de uma laje maciça de mesma espessura.

2.4. TRABALHOS ANTERIORES

2.4.1. HELD (2002)

Em seu trabalho a pesquisadora investigou o comportamento estrutural de lajes *BubbleDeck* aplicadas como lajes lisas. A pesquisa foi desenvolvida em três etapas:

Na etapa 1 foram feitos testes experimentais de resistência à punção em seis painéis representativos de lajes, sendo três de 24 cm de espessura e outros três de 45 cm. Foram utilizadas armaduras de flexão suficientes para garantir que a ruptura das lajes ocorresse por cisalhamento. A Figura 2.7 ilustra como foram moldados os painéis de lajes *BubbleDeck*.

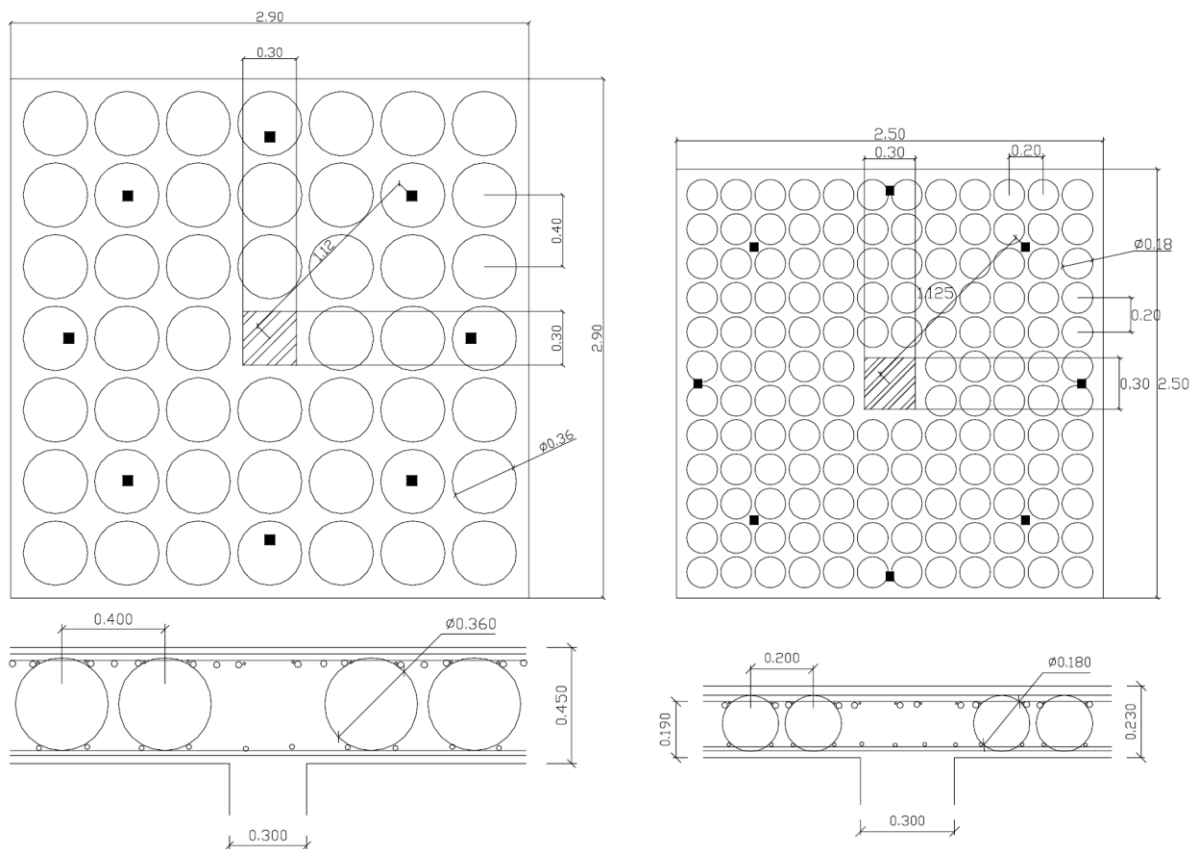


Figura 2.7 – Vistas superior e corte dos painéis de laje ensaiados por HELD (2002)

Após os ensaios, verificando as seções transversais serradas das lajes, a principal conclusão desta etapa do trabalho da pesquisadora foi de que os vazios esféricos não influenciaram o padrão das fissuras nem o modo de ruptura das lajes em comparação ao padrão de lajes maciças, como pode ser conferido na Figura 2.8.

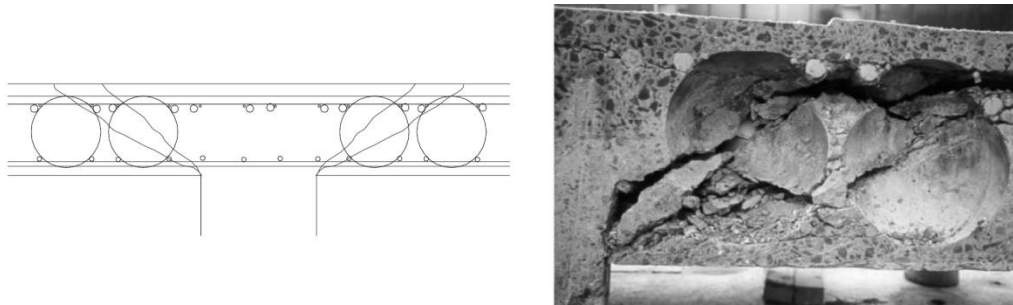


Figura 2.8 – Padrão de fissuras das lajes ensaiadas por HELD (2002)

Na etapa 2 a pesquisadora realizou simulações numéricas usando o método dos elementos finitos. Para tal análise, ela utilizou o software *DIANA*, onde reproduziu a laje tridimensionalmente para modelar os vazios esféricos. Com base nas comparações de diagramas tensão-deformação e de padrões de fissuração gerados pelo software e aqueles obtidos dos ensaios, HELD concluiu que a modelagem computacional para este tipo de laje leva a resultados bastante realistas.

Na etapa 3 foram sugeridas modificações aos modelos de cálculo das normas de projeto existentes. A pesquisadora, percebendo que várias normas utilizam o artifício de calcular a resistência à punção considerando uma tensão cisalhante agindo em uma área crítica, sugeriu uma modificação simples, que apenas altera o cômputo desta área subtraindo a parcela referente aos vazios esféricos. As áreas a serem reduzidas são consideradas circulares, com diâmetro d_k , obtido da interseção do perímetro crítico com as esferas, conforme mostrado na Figura 2.9. A Tabela 2.1 apresenta as variáveis das lajes ensaiadas pela pesquisadora, bem como as cargas de ruptura e as cargas previstas levando em conta a modificação de cálculo sugerida na Equação 2.1.

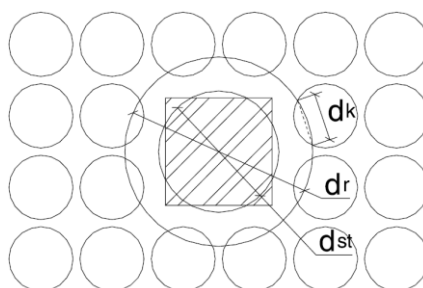


Figura 2.9 – Comprimentos para redução da área crítica de cisalhamento propostos por HELD (2002)

$$A = u \cdot h_m - \sum (d_k^2 \cdot \pi / 4) \quad \text{Equação 2.1}$$

Onde:

A é a área a ser considerada para a seção crítica;

u é o perímetro crítico tal como definido na normativa adotada;

h_m é a altura ou a altura útil da laje, tal como definido pela normativa adotada;

d_k é o comprimento da corda gerada pela interseção do perímetro crítico com as esferas, como exemplificado na Figura 2.9.

Tabela 2.1 – Lajes ensaiadas por HELD (2002)

Laje	Espessura (cm)	Armadura superior (cm ² /m)	Armadura inferior (cm ² /m)	$f_{c,150}$ (MPa)	$f_{c,t}$ (MPa)	Carga última experimental (kN)	Carga última calculada* (kN)
D1-24	24	34,25	11,31	44,4	2,8	520	840
D2-24	24	34,25	11,31	50,8	2,5	580	945
D3-24	24	34,25	11,31	46,7	2,9	525	893
D4-45	45	40,29	15,71	29,6	2,9	935	1503
D5-45	45	40,29	15,71	37,9	2,1	990	1701
D6-45	45	40,29	15,71	40,5	3,0	1180	1795

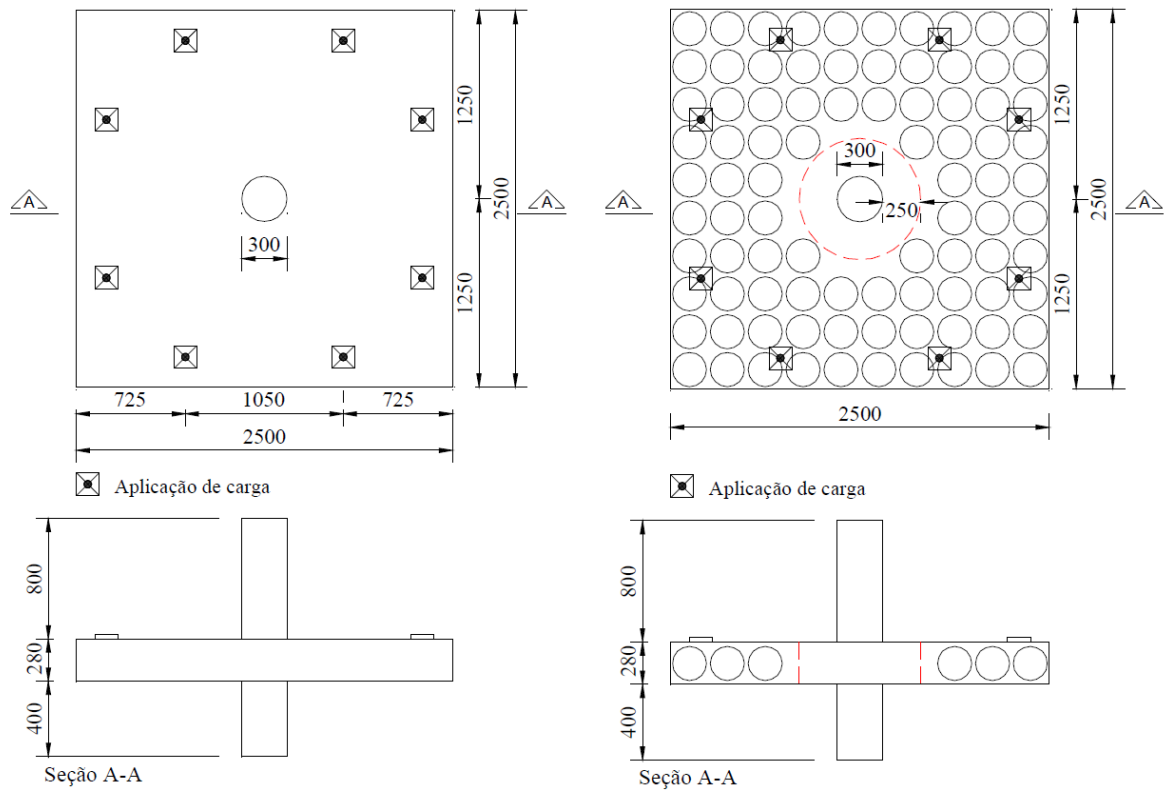
* De acordo com a norma DIN 1045 considerando a modificação proposta pela autora HELD.

$f_{c,150}$ é a resistência à compressão para o corpo de prova cúbico.

2.4.2. LIMA (2015)

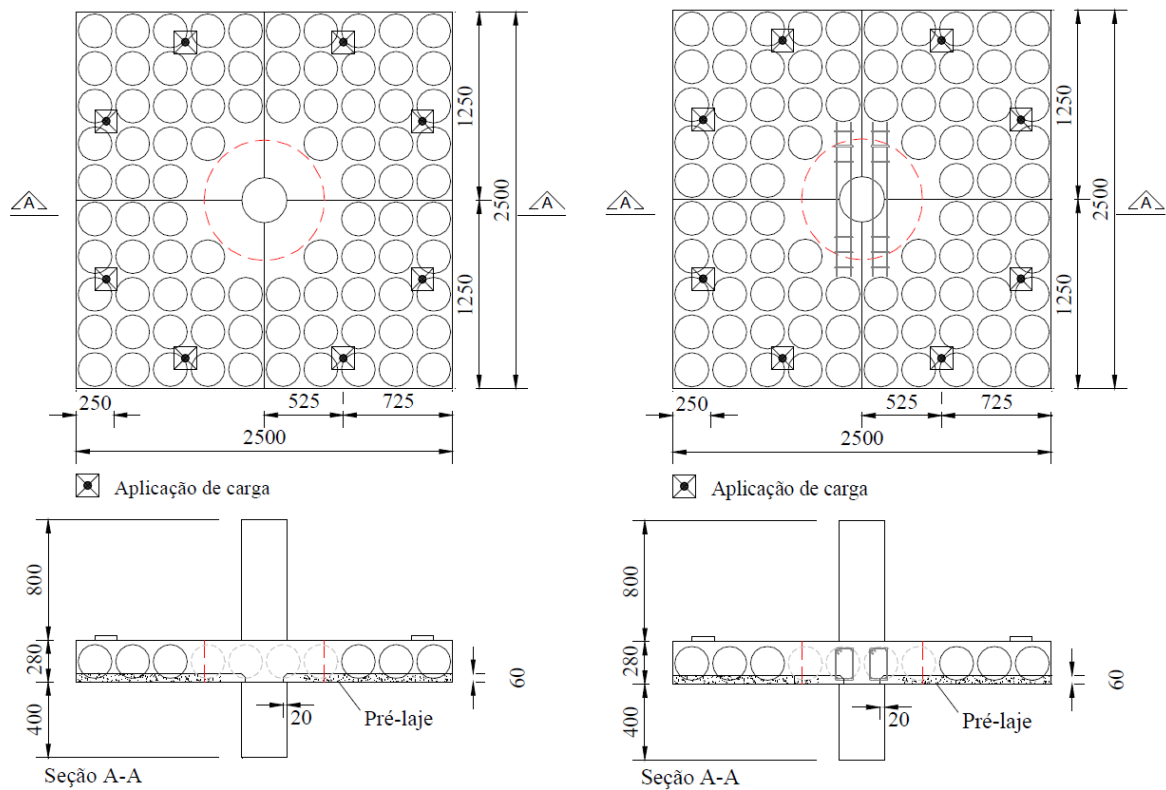
Em seu trabalho, o pesquisador realizou ensaios de resistência à punção em quatro lajes no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, sendo uma laje maciça e três do tipo *BubbleDeck*.

Todas as quatro lajes tinham dimensões 2.500 × 2.500 mm em planta e espessura de 280 mm, contando com um tramo de pilar circular de 300 mm ao centro. LIMA avaliou a influência da utilização ou não de esferas do sistema *BubbleDeck*, de pré-laje, e de armadura de cisalhamento do tipo estribo. A Figura 2.10, ilustra os painéis ensaiados na pesquisa.



a) Laje RSP

b) Laje BD28 - P1



c) Laje BD28 - P2

d) Laje BD28 - P3

Figura 2.10 – Dimensões das lajes ensaiadas por LIMA (2015)

Devido à observação decorrente de seus ensaios de que a resistência à punção é menor nas lajes *BubbleDeck* em comparação à laje maciça, LIMA sugere uma modificação aos modelos de cálculo das normas de projeto existentes que reduz a área de seção resistente ao esforço cisalhante. As áreas a serem reduzidas são consideradas retangulares, com um dos lados igual ao diâmetro das esferas, nomeado d_e , e o outro lado igual ao comprimento de arco gerado pela projeção do perímetro crítico sobre as esferas, nomeado c_{arq} , conforme exemplificado na Figura 2.11.

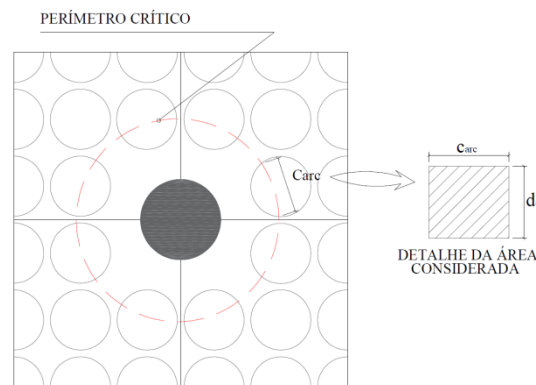


Figura 2.11 – Detalhe das áreas a serem desconsideradas na proposta de LIMA (2015)

$$A_{c,ef} = u \cdot d - \sum c_{arq} \cdot d_e \quad \text{Equação 2.2}$$

Onde:

$A_{c,ef}$ é a área de concreto efetiva a ser considerada;

u é o perímetro crítico tal como definido na normativa adotada;

d é a altura útil da laje, tal como definido pela normativa adotada;

c_{arq} é o comprimento de arco gerado pela interseção do perímetro crítico com as esferas, como exemplificado na Figura 2.11;

d_e é o diâmetro das esferas *BubbleDeck*.

A Tabela 2.2 mostra as cargas últimas obtidas dos ensaios, bem como algumas características das lajes e a carga calculada pelo autor segundo sua proposta.

Tabela 2.2 – Lajes ensaiadas por LIMA (2015)

Laje	Espessura (mm)	Altura útil (mm)	Taxa de armadura de flexão (%)	f'_c (MPa)	f_{ys} (MPa)	$f_{ys,w}$ (MPa)	Carga última experimental (kN)	Carga última calculada* (kN)
RSP	280	238	0,41	47,7	583	-	858	870
BD28 – P1	280	250	0,39	47,7	583	-	642	560
BD28 – P2	280	255	0,39	47,7	583	-	651	583
BD28 – P3	280	255	0,39	47,7	583	622	697	565

* Calculada pelo autor de acordo com a norma NBR 6118:2014 considerando sua modificação proposta.

Esferas de 22,5 cm nas lajes *BubbleDeck*.

Segundo LIMA, dentre as lajes *BubbleDeck* ensaiadas, o método construtivo contar ou não com pré-laje não interferiu de forma considerável na resistência ao cisalhamento da ligação laje-pilar. Nem mesmo a presença de armaduras de cisalhamento trouxe melhoria expressiva na capacidade de carga da laje, provavelmente porque foram utilizados estribos dispostos em apenas uma direção e não ancorados nas armaduras de flexão, seguindo a prática de execução usual da *BubbleDeck International*.

Comparando a laje RSP com a laje BD28 – P1, LIMA observou que a presença das esferas provocou redução de 25% na carga de ruptura da laje.

Os resultados experimentais das quatro lajes ensaiadas por LIMA serão somados aos resultados das quatro lajes desta pesquisa, pois fazem parte de uma mesma série de experimentos requisitados pela *BubbleDeck Brasil* à Universidade de Brasília.

2.5. PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

Em várias das normas existentes, a resistência à punção é tratada como uma tensão resistente agindo em uma área crítica, delimitada por um contorno, o perímetro crítico. Este perímetro crítico não tem nenhum significado físico, de acordo com o CEB-FIP *Model Code* (1990). No entanto, essa abordagem empírica de fato fornece boas aproximações da resistência à punção das lajes.

As três normas que serão apresentadas neste estudo utilizam esta abordagem, variando na maneira com que a tensão resistente e o perímetro crítico são calculados. De maneira geral, a carga resistente V_R é calculada por:

$$V_R = \tau(u \cdot d) \quad \text{Equação 2.3}$$

Onde:

τ é a tensão de cisalhamento resistente;

u é o perímetro crítico;

d é a altura útil da laje.

Com esta expressão geral pode-se calcular as parcelas de carga resistente do concreto e do aço da armadura de cisalhamento, compondo a resistência última da laje quando ambos os materiais são interceptados pela superfície de ruptura.

$$V_{R,cs} = V_{Rc} + V_{Rs} \quad \text{Equação 2.4}$$

Onde:

$V_{R,cs}$ é a capacidade de carga da ligação laje-pilar;

V_{Rc} é a contribuição do concreto para a capacidade de carga;

V_{Rs} é a contribuição do aço para a capacidade de carga.

As normas calculam a altura útil das lajes armadas em duas direções como a média aritmética da altura útil de cada direção ortogonal x e y.

$$d = \frac{d_x + d_y}{2} \quad \text{Equação 2.5}$$

A taxa de armadura é calculada como a média geométrica das taxas em cada direção.

$$\rho = \sqrt{\rho_x \cdot \rho_y} \quad \text{Equação 2.6}$$

Será utilizada simbologia única para referir-se à carga de reação do pilar, sendo F_{Sk} a carga solicitante característica, e F_{Sd} a carga solicitante de projeto. O mesmo será feito para o ângulo de inclinação ente o eixo da armadura de punção e o plano da laje, denominado por α .

2.5.1. NBR 6118:2014 – PROJETO DE ESTRUTURAS DE CONCRETO – PROCEDIMENTO

A seção 19.5 desta norma é dedicada ao cálculo de lajes à punção.

2.5.1.1. Verificação da compressão diagonal do concreto

“Na primeira superfície crítica (contorno C), do pilar ou da carga concentrada, deve ser verificada indiretamente a tensão de compressão diagonal do concreto, através da tensão de cisalhamento.” Item 19.5.1 da norma. A Figura 2.12 exemplifica o perímetro crítico u_0 .

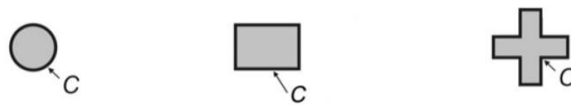


Figura 2.12 – Perímetro crítico u_0 em pilares internos
[modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.2]

Do item 19.5.3.1 da norma, a tensão resistente vale:

$$\tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \quad \text{Equação 2.7}$$

Como a norma utiliza coeficiente de minoração da resistência do concreto igual a 1,4:

$$\tau_{Rk2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} \quad \text{Equação 2.8}$$

Assim, em uma análise experimental impõe-se que a tensão solicitante seja menor que a resistente, $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} \cdot u_0 \cdot d = V_{Rk,máx} \quad \text{Equação 2.9}$$

Em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot u_0 \cdot d = V_{Rd,máx} \quad \text{Equação 2.10}$$

2.5.1.2. Verificação da tração diagonal

“Na segunda superfície crítica (contorno C') afastada $2d$ do pilar ou carga concentrada, deve ser verificada a capacidade da ligação à punção, associada à resistência à tração diagonal. Essa verificação também é feita através de uma tensão de cisalhamento, no contorno C' .”

Caso haja necessidade, a ligação deve ser reforçada por armadura transversal.” Item 19.5.1 da norma. A Figura 2.13 exemplifica o perímetro crítico u_1 afastado $2d$ do pilar.

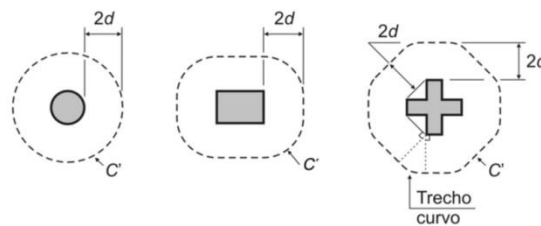


Figura 2.13 – Perímetro crítico u_1 em pilares internos
[modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.2]

Do item 19.5.3.2 da norma, a resistência na ausência de armaduras de cisalhamento é dada por:

$$\tau_{Rd1} = 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.11}$$

Como a norma utiliza coeficiente de minoração da resistência do concreto igual a 1,4:

$$\tau_{Rk1} = 0,182 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.12}$$

Assim, em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,182 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} u_1 \cdot d = V_{Rk,c} \quad \text{Equação 2.13}$$

E em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} u_1 \cdot d = V_{Rd,c} \quad \text{Equação 2.14}$$

“Quando existir capitel, devem ser feitas duas verificações nos contornos críticos C'_1 e C'_2 , como indica a Figura 19.5.” Item 19.5.2.5 da norma. A Figura 2.14 exemplifica os contornos críticos C'_1 e C'_2 .

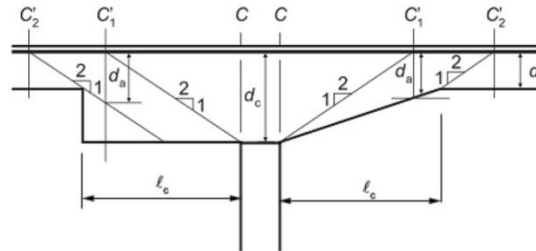


Figura 2.14 – Definição da altura útil no caso de capitel [NBR 6118:2014 Figura 19.5]

Onde:

d é a altura útil da laje no contorno C'_2 ;

d_c é a altura útil da laje na face do pilar;

d_a é a altura útil da laje no contorno C'_1 ;

l_c é a distância entre a borda do capitel e a face do pilar. Quando:

$l_c \leq 2(d_c - d) \Rightarrow$ basta verificar o contorno C'_2 ;

$2(d_c - d) < l_c \leq 2d_c \Rightarrow$ basta verificar o contorno C'_1 ;

$l_c > 2d_c \Rightarrow$ necessário verificar os contornos C'_1 e C'_2 .

Caso a resistência do concreto se mostre insuficiente, devem ser adotadas armaduras de cisalhamento. Sendo s_0 a distância da primeira camada de armadura de cisalhamento ao pilar, e s_r a distância entre as camadas, conforme exemplifica a Figura 2.15, verifica-se:

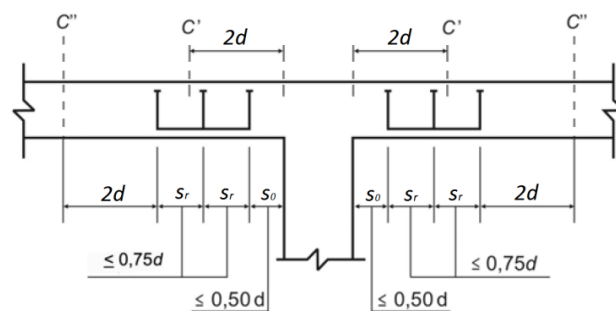


Figura 2.15 – Disposição da armadura de punção em corte [modificado – NBR 6118:2014 Figura 19.9]

Do item 19.5.3.3 da norma, a tensão resistente na presença de armaduras de cisalhamento vale:

$$\tau_{Rd3} = 0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \quad \text{Equação 2.15}$$

Onde a tensão f_{ywd} é limitada a 300 MPa para *studs*. Para estribos, se a altura da laje for de até 15 cm a limitação é de 250 MPa; e se a altura for 35 cm ou maior, limita-se a 435 MPa, permitindo interpolação para alturas intermediárias, segundo item 19.4.2.

Como a norma utiliza coeficiente de minoração da resistência do concreto igual a 1,4 e do aço igual a 1,15, cada parcela de resistência, do aço e do concreto, está minorada pelo seu respectivo coeficiente na Equação 2.15. Portanto, removendo a influência destes coeficientes, resulta:

$$\tau_{Rk3} = 0,14 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \quad \text{Equação 2.16}$$

Sendo a tensão f_{ywk} limitada a 345 MPa para *studs*. Para estribos, se a altura da laje for de até 15 cm a limitação é de 287,5 MPa; e se a altura for 35 cm ou maior, limita-se a 500,25 MPa, permitindo interpolação para alturas intermediárias, segundo item 19.4.2.

Assim, em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq \left[0,14 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \right] u_1 \cdot d = V_{Rk,cs} \quad \text{Equação 2.17}$$

E em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq \left[0,10 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \right] u_1 \cdot d = V_{Rd,cs} \quad \text{Equação 2.18}$$

2.5.1.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento

“A terceira superfície crítica (contorno C”) apenas deve ser verificada quando for necessário colocar armadura transversal.” Item 19.5.1 da norma.

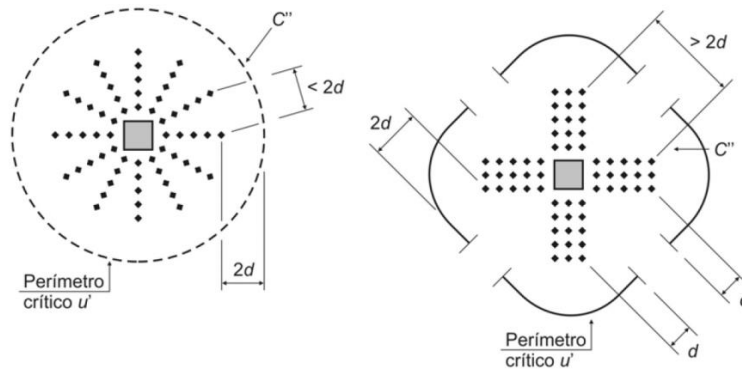


Figura 2.16 – Disposição da armadura de punção em planta e perímetro crítico u_{out} em pilares internos [NBR 6118:2014 Figura 19.8]

Aplicam-se as mesmas verificações derivadas da seção 19.5.3.2 da norma:

Assim, em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,182 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} u_{out} \cdot d = V_{Rk,out} \quad \text{Equação 2.19}$$

E em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq 0,13 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} u_{out} \cdot d = V_{Rd,out} \quad \text{Equação 2.20}$$

Nomeando algumas variáveis, pode-se propor a formulação da Tabela 2.3 para automatizar o cálculo do perímetro de controle externo nos casos mais comuns de disposição das armaduras de cisalhamento:

n é a quantidade total de linhas de armaduras de cisalhamento;

q é a quantidade de camadas de armaduras de cisalhamento em volta do pilar;

m é a distância entre duas linhas de armaduras em um mesmo ramo da cruz;

c é o lado do pilar quadrado, ou o diâmetro do pilar circular;

s_0 e s_r são os espaçamentos definidos na Figura 2.15;

D é a distância entre as armaduras mais externas de linhas vizinhas.

Tabela 2.3 – Perímetro crítico u_{out} para pilar de seção circular ou quadrada segundo a NBR 6118:2014

Se a distribuição da armadura for em cruz		Se a distribuição da armadura for radial	
Se $D \leq 2d$	Se $D > 2d$	Se $D \leq 2d$	Se $D > 2d$
$D = \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} - \left(\frac{n-4}{8} \right) m \right] \sqrt{2}$		$D = \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} \right] 2 \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi}{n} \right)$	
$u_{out} = \left[\left(\frac{n-4}{8} \right) m \sqrt{2} + 2d \right] 2\pi + 4D$		$u_{out} = \left[\left(\frac{n-4}{8} \right) m \sqrt{2} + 2d \right] 2\pi + 8d$	
$u_{out} = \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} + 2d \right] 2\pi$		$u_{out} = (2d)2\pi + n(2d)$	

Para distribuição em cruz, deve-se utilizar “n” múltiplo de 4.

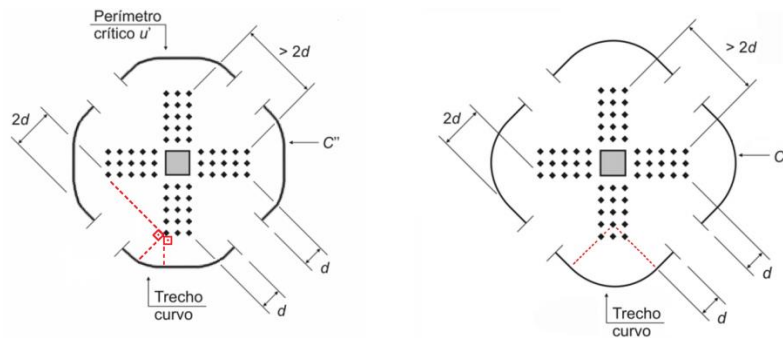
2.5.1.4. Críticas ao texto da NBR 6118:2014

Cabe crítica quanto às definições apresentadas pela NBR 6118:2014 para determinar o perímetro crítico u_{out} , pois as informações textuais não coincidem com o exemplo apresentado na Figura 19.8 da norma, aqui apresentada como Figura 2.16, como explicado a seguir:

“Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser estendida em contornos paralelos a C' até que, em um contorno C'' afastado $2d$ do último contorno de armadura (ver Figuras 19.8 e 19.9), não seja mais necessária armadura, isto é, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$ (conforme 19.5.3.2).” Item 19.5.3.4.

1ª Crítica: Seguindo rigorosamente o texto da norma, a distribuição radial não deveria ser permitida para pilares quadrados, pois com essa distribuição as armaduras não ficam paralelas ao contorno C' . No entanto a Figura 2.16 explicita este tipo de distribuição.

2ª Crítica: Do texto da norma, entende-se que o contorno C'' deve ser paralelo às armaduras de punção mais externas, sempre afastado $2d$ delas. No entanto, na Figura 2.16 este paralelismo não é respeitado na ilustração da distribuição de *studs* em cruz. A Figura 2.17 esclarece essa diferença de interpretação:



a) Interpretando o texto da norma b) Interpretando a figura da norma

Figura 2.17 – Interpretação confusa entre texto e figura da NBR 6118:2014

Vale ressaltar que, inspirado no que mostra a Figura 19.2 da norma, aqui apresentada como Figura 2.13, no caso de *studs* em cruz, o contorno C'' deveria ser determinado conforme apresentado na Figura 2.17a. Esta diferença de interpretação gera resultados cuja diferença varia de 1 a 4%. Não é uma diferença preocupante, porém, é indesejável que este tipo de dúvida decorra da norma.

3ª Crítica: O texto da norma não menciona a interrupção no perímetro de controle observada na Figura 2.16, e esta mesma figura não ilustra como tal interrupção deve ser feita no caso de distribuição radial dos *studs*.

4ª Crítica: A seta que indica o contorno C'' para distribuição dos *studs* em cruz na Figura 2.16 está mal posicionada, não apontando para o contorno C'' .

Diante dessas dúvidas, o engenheiro encontra dificuldades em definir corretamente o perímetro crítico u_{out} para estas e outras distribuições de armaduras não exemplificadas na norma, ficando a decisão a seu critério e gerando diferenças de cálculo entre projetistas.

Sugere-se a alteração do texto do item 19.5.3.4 e da Figura 19.8 da NBR 6118:2014 no sentido de melhor definir o contorno C'' , tornando-os mais consistentes e abrangentes, por exemplo, como proposto a seguir:

“Quando for necessário utilizar armadura transversal, ela deve ser disposta de forma radial, em cruz, ou em contornos paralelos a C'. O contorno C'' é obtido de modo semelhante ao contorno C' exemplificado na Figura 19.2, porém, C'' contorna a área carregada delimitada pelas armaduras de punção mais externas e não o pilar. Para armaduras externas de linhas vizinhas com afastamento maior que $2d$ entre si, o perímetro crítico deve ser interrompido

(ver Figura 19.8). As armaduras deverão ser estendidas até que, em um contorno C'' afastado $2d$ do último contorno de armadura (ver Figuras 19.8 e 19.9), não seja mais necessária armadura, isto é, $\tau_{sd} \leq \tau_{Rd1}$ (conforme 19.5.3.2)."

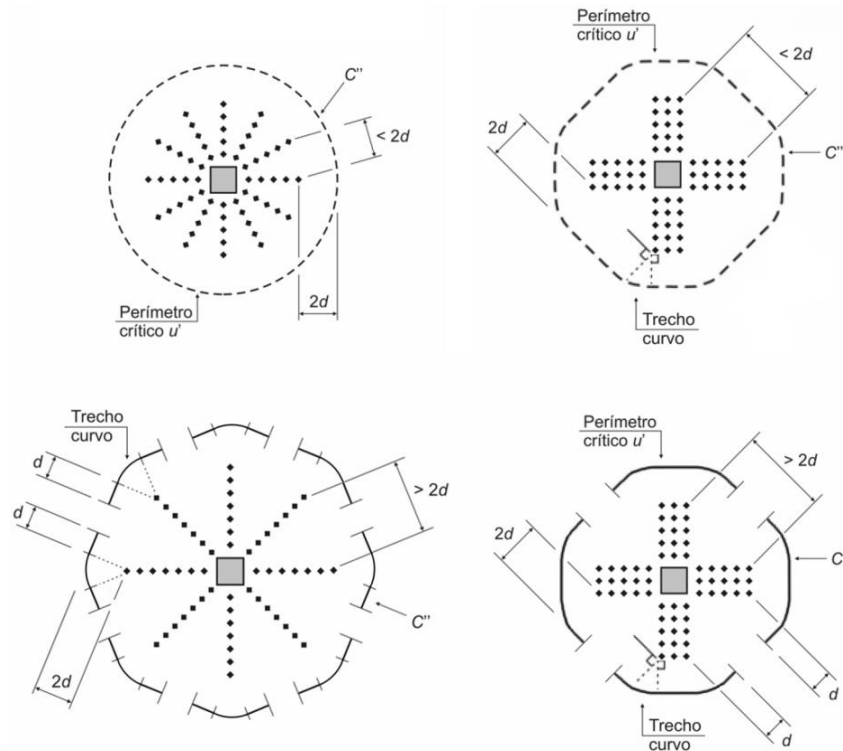


Figura 2.18 – Figura proposta para substituir a Figura 19.8 da NBR 6118:2014

Na ausência destas alterações sugeridas, as fórmulas apresentadas na Tabela 2.3 podem ser utilizadas para calcular o perímetro crítico externo nos casos mais comuns de forma dos pilares internos e distribuição das armaduras.

Para diferentes casos de distribuição das armaduras, sugere-se que o contorno C'' seja avaliado com auxílio de um desenho em escala dessa distribuição, devendo estar afastado $2d$ das armaduras mais externas e observando as interrupções no contorno C'' sempre que o afastamento maior que $2d$ entre as armaduras mais externas de linhas vizinhas for verificado.

2.5.2. EUROCODE 2:2004 – DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES – GENERAL RULES AND RULES FOR BUILDINGS

A seção 6.4 desta norma é dedicada ao cálculo de lajes à punção.

2.5.2.1. Verificação da compressão diagonal do concreto

Do Item 6.4.5 (3) da norma, o cálculo da tensão resistente é feito por:

$$v_{Rd,máx} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \quad \text{Equação 2.21}$$

Onde o f_{ck} é limitado ao máximo de 90 MPa e, da expressão 6.6 da norma:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad \text{Equação 2.22}$$

O item 6.4.1 da norma explicita que esta tensão deve ser checada na face do pilar, ou seja, no perímetro u_0 . Portanto, em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot u_0 \cdot d = V_{Rd,máx} \quad \text{Equação 2.23}$$

E em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,3 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{ck} \cdot u_0 \cdot d = V_{Rk,máx} \quad \text{Equação 2.24}$$

2.5.2.2. Verificação da tração diagonal

Do item 6.4.4 da norma, quando não há armaduras de cisalhamento, a tensão resistente do concreto é verificada por:

$$v_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \quad \text{Equação 2.25}$$

Onde:

$$C_{Rd,c} = 0,18 / \gamma_c \quad \text{Equação 2.26}$$

ρ é a taxa de armadura de flexão, limitada a $\rho \leq 0,02$;

γ_c é o coeficiente de minoração da resistência do concreto;

k é o *size effect*, calculado como:

$$k = \left(1 + \sqrt{20/d}\right) \leq 2,0 \quad \text{Equação 2.27}$$

Sendo d a altura útil, em centímetros.

O item 6.4.1 da norma explicita que esta tensão deve ser checada no perímetro crítico u_1 , afastado $2d$ da face do pilar conforme Figura 2.19.

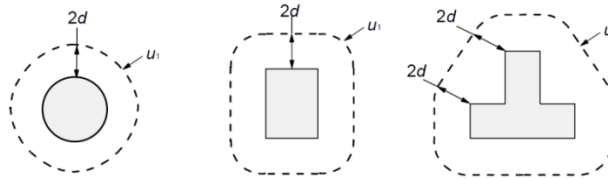


Figura 2.19 – Perímetro crítico u_1 em pilares internos
[modificado – EUROCODE 2:2004 Figura 6.13]

Portanto, em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq (0,18/\gamma_c) \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d = V_{Rd,c} \quad \text{Equação 2.28}$$

E em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_1 \cdot d = V_{Rk,c} \quad \text{Equação 2.29}$$

Caso a resistência do concreto se mostre insuficiente, devem ser adotadas armaduras de cisalhamento. Do item 6.4.5 da norma, quando há armaduras de cisalhamento, a tensão resistente é verificada por:

$$v_{Rd,cs} = 0,75 \cdot v_{Rd,c} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} f_{ywd,ef} \cdot \text{sen} \alpha}{u_1 \cdot d} \quad \text{Equação 2.30}$$

Onde a tensão $f_{ywd,ef}$ deve ser tomada como o menor valor entre “ $250 + 2,5d$ ” e f_{ywd} , com d em centímetros.

Portanto, em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq \left[0,75 \left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd,ef} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \right] u_1 \cdot d = V_{Rd,cs} \quad \text{Equação 2.31}$$

E em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq \left[0,75 \cdot 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}} \right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 1,5 \cdot \frac{d}{s_r} \cdot \frac{A_{sw} \cdot f_{ywk,ef} \cdot \text{sen}\alpha}{u_1 \cdot d} \right] u_1 \cdot d = V_{Rk,cs} \quad \text{Equação 2.32}$$

Onde a tensão $f_{ywk,ef}$ deve ser tomada como o menor valor entre “ $1,15 \cdot (250 + 2,5d)$ ” e f_{ywk} , com d em centímetros.

2.5.2.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento

Segundo o item 6.4.5 (4), as armaduras de cisalhamento devem ser dispostas de maneira que, no perímetro de controle externo u_{out} ou $u_{out,ef}$, apenas o concreto seja suficiente para resistir ao cisalhamento. Os perímetros externos são mostrados na Figura 2.20.

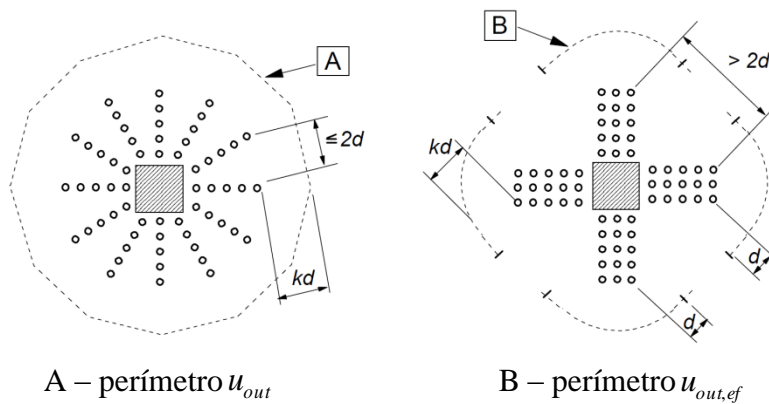


Figura 2.20 – Perímetros de controle u_{out} para pilares internos
[EUROCODE 2:2004 Figura 6.22]

A norma recomenda adotar o valor de k mostrado na Figura 2.20 igual a 1,5.

Aplicam-se as mesmas verificações derivadas da seção 6.4.4 da norma. Portanto, em uma análise de projeto impõe-se $\tau_{Sd} \leq \tau_{Rd}$, que resulta:

$$F_{Sd} \leq (0,18/\gamma_c) \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d = V_{Rd,out} \quad \text{Equação 2.33}$$

Em uma análise experimental impõe-se $\tau_{Sk} \leq \tau_{Rk}$, que resulta:

$$F_{Sk} \leq 0,18 \left(1 + \sqrt{\frac{20}{d}}\right) (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot u_{out} \cdot d = V_{Rk,out} \quad \text{Equação 2.34}$$

Nomeando algumas variáveis, pode-se propor a formulação da Tabela 2.4 para automatizar o cálculo do perímetro de controle externo nos casos mais comuns de disposição das armaduras de cisalhamento:

n é a quantidade total de linhas de armaduras de cisalhamento;

q é a quantidade de camadas de armaduras de cisalhamento em volta do pilar;

m é a distância entre duas linhas de armaduras em um mesmo ramo da cruz;

c é o lado do pilar quadrado, ou o diâmetro do pilar circular;

s_0 e s_r são os espaçamentos tais como definidos na Figura 2.15 para a NBR 6118:2014;

D é a distância entre as armaduras mais externas de linhas vizinhas.

Tabela 2.4 – Perímetro crítico u_{out} para pilar de seção circular ou quadrada segundo o EUROCODE 2:2004

Se a distribuição da armadura for em cruz		Se a distribuição da armadura for radial	
Se $D \leq 2d$	Se $D > 2d$	Se $D \leq 2d$	Se $D > 2d$
$D = \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} - \left(\frac{n-4}{8} \right) m \right] \sqrt{2}$		$D = \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} \right] 2 \cdot \text{sen} \left(\frac{\pi}{n} \right)$	
$u_{out} = \left[\left(\frac{n-4}{8} \right) m \sqrt{2} + 1,5d \right] 2\pi + 4D$	$u_{out} = \left[\left(\frac{n-4}{8} \right) m \sqrt{2} + 1,5d \right] 2\pi + 8d$	$u_{out} = \left[D + 3d \cdot \tan \left(\frac{\pi}{n} \right) \right] n$	$u_{out} = \left[3d \cdot \tan \left(\frac{\pi}{n} \right) + 2d \right] n$

Para distribuição em cruz, deve-se utilizar “ n ” múltiplo de 4.

2.5.3. ACI 318:2011 – BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR STRUCTURAL CONCRETE AND COMMENTARY

A seção 11.11 desta norma é dedicada ao cálculo de lajes à punção.

2.5.3.1. Verificação da compressão diagonal do concreto

Dos itens 11.11.5.1 e 11.11.5.2 da norma, em uma análise experimental, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sk} \leq \begin{cases} 0,66\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d & \text{se } s_r \leq 0,5d \\ 0,5\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d & \text{se } 0,5d < s_r < 0,75d \end{cases} = V_{Rk,máx} \quad \text{Equação 2.35}$$

Onde s_r é o espaçamento entre camadas de armaduras de cisalhamento.

Em uma análise de projeto, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} 0,66\phi\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d & \text{se } s_r \leq 0,5d \\ 0,5\phi\sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d & \text{se } 0,5d < s_r < 0,75d \end{cases} = V_{Rd,máx} \quad \text{Equação 2.36}$$

Onde:

b_0 é o perímetro crítico, tomado à distância $d/2$ do pilar, conforme Figura 2.1;

ϕ é o coeficiente de segurança, em geral adotado igual a 0,75;

f'_c é a tensão de resistência à compressão do concreto, limitada ao máximo de 69 MPa.

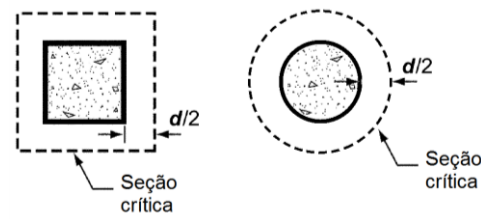


Figura 2.21 – Perímetro crítico b_0 à distância $d/2$ do pilar
[modificado – ACI 318:2011 Figura R11.11.6]

2.5.3.2. Verificação da tração diagonal

Do item 11.11.2.1 da norma, quando não há armaduras de cisalhamento, a tensão resistente do concreto, em uma análise experimental, é verificada pelo menor valor dentre 3 expressões:

$$F_{Sk} \leq \begin{cases} 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rk,c} \quad \text{Equação 2.37}$$

Em uma análise de projeto, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} 0,17 \phi \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0,083 \phi \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \\ 0,33 \phi \lambda \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rd,c} \quad \text{Equação 2.38}$$

Onde:

β é a razão entre a maior e a menor dimensão do pilar;

λ vale 1,0 para concretos de densidade normal.

α_s vale 40 para pilares internos, 30 para pilares de borda e 20 para pilares de canto.

Caso a resistência do concreto se mostre insuficiente, devem ser adotadas armaduras de cisalhamento. Dos itens 11.11.5.1 e 11.4.7.4 da norma, quando há armaduras de cisalhamento do tipo *studs*, a força resistente em uma análise experimental é verificada por:

$$F_{Sk} \leq \begin{cases} 0,25 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_v \cdot f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s} \\ 0,66 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rk,cs} \quad \text{Equação 2.39}$$

Em uma análise de projeto, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} 0,25 \phi \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_v \cdot f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \\ 0,66 \phi \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rd,cs} \quad \text{Equação 2.40}$$

Onde:

A_v é a área da transversal das armaduras de cisalhamento por camada ao redor do pilar;

f_{yt} é a tensão de escoamento do aço da armadura de cisalhamento, limitada ao máximo de 420 MPa;

s é o espaçamento entre camadas de armadura de cisalhamento.

Quando há armaduras de cisalhamento do tipo estribos, dos itens 11.11.3.1 e 11.11.3.2, a força resistente em uma análise experimental é verificada por:

$$F_{Sk} \leq \begin{cases} 0,17 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_v \cdot f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \\ 0,5 \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rk,cs} \quad \text{Equação 2.41}$$

Em uma análise de projeto, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sd} \leq \begin{cases} 0,17 \phi \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d + \frac{A_v \cdot f_{yt} (\sin \alpha + \cos \alpha) d}{s} \\ 0,5 \phi \sqrt{f'_c} \cdot b_0 \cdot d \end{cases} = V_{Rd,cs} \quad \text{Equação 2.42}$$

2.5.3.3. Verificação da região externa às armaduras de cisalhamento

As armaduras de cisalhamento devem ser dispostas de maneira que, no perímetro de controle externo b_{out} , apenas o concreto seja suficiente para resistir ao cisalhamento. O perímetro externo é mostrado na Figura 2.22.

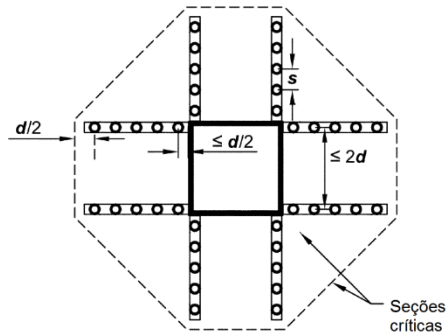


Figura 2.22 – Perímetro de controle b_{out} para pilares internos
[modificado – ACI 318:2011 Figura R11.11.5]

Segundo o item 11.11.5.4, em uma análise experimental, no perímetro externo deve-se verificar:

$$F_{Sk} \leq 0,17\sqrt{f'_c} \cdot b_{out} \cdot d = V_{Rk,out} \quad \text{Equação 2.43}$$

Em uma análise de projeto, o cálculo da força resistente é feito por:

$$F_{Sd} \leq 0,17\phi\sqrt{f'_c} \cdot b_{out} \cdot d = V_{Rd,out} \quad \text{Equação 2.44}$$

Nomeando algumas variáveis, pode-se propor a formulação da Equação 2.45 para automatizar o cálculo do perímetro de controle externo no caso de pilar circular ou quadrado e armaduras de cisalhamento dispostas em cruz:

n é a quantidade total de linhas de armaduras de cisalhamento, devendo ser um valor múltiplo de 4;

q é a quantidade de camadas de armaduras de cisalhamento em volta do pilar;

m é a distância entre duas linhas de armaduras em um mesmo ramo da cruz;

c é o lado do pilar quadrado, ou o diâmetro do pilar circular;

s_0 é o espaçamento da primeira cada de armaduras de punção em relação ao pilar, devendo ser menor ou igual a $0,5d$;

s_r é o espaçamento entre camadas de armaduras de punção, também menor ou igual a $0,5d$.

$$b_{out} = 4\sqrt{2} \left[s_0 + (q-1)s_r + \frac{c}{2} - \left(\frac{n-4}{8} \right) m \right] + (n-4)m + 8d \cdot \tan\left(\frac{\pi}{8}\right) \quad \text{Equação 2.45}$$

2.6. MODELO PARA CÁLCULO DA RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES

Para nortear as análises das lajes ensaiadas, deve ser mensurada a carga de ruptura por flexão destas. O cálculo desta carga será feito seguindo o modelo teórico proposto por GUANDALINI *et al* (2009), que é baseado no método das linhas de ruptura.

No método das linhas de ruptura, admite-se que ocorrem na laje deformações plásticas ao longo de linhas de ruptura, ou charneiras plásticas, nas quais o momento fletor se iguala ao momento de plastificação da laje. Esta fica assim subdividida em partes rígidas, planas, articuladas entre si nas linhas de ruptura que são, em consequência, linhas retas. Ocorre colapso quando se forma um sistema de linhas de ruptura que transforma a laje num mecanismo deformável sob carga constante.

GUANDALINI *et al* (2009) assume o mecanismo de colapso demonstrado na Figura 2.23, para o qual o autor explicita a formulação analítica resultante, apresentada na Equação 2.46 para cálculo imediato da carga de flexão dos modelos de lajes.

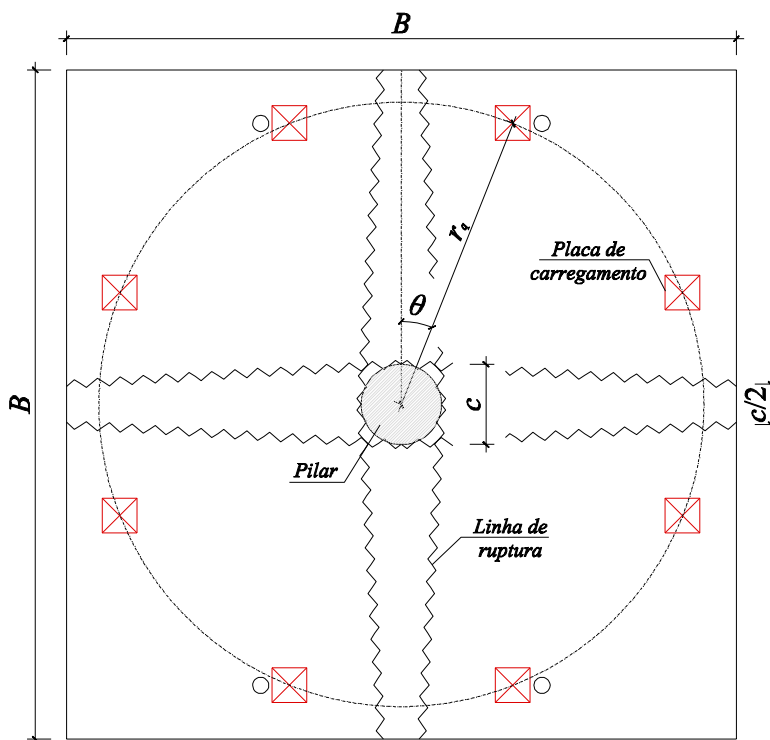


Figura 2.23 – Padrão das linhas de ruptura para as lajes ensaiadas
[adaptado – GUANDALINI *et al* (2009)]

$$V_{Flexão} = \frac{4 \cdot m_R}{r_q (\cos \theta + \sin \theta) - c} \cdot \left(\frac{B^2 - Bc - \frac{c^2}{4}}{B - c} \right) \quad \text{Equação 2.46}$$

Onde m_R é o momento resistente da seção transversal de largura unitária da laje, e as demais incógnitas são representadas na Figura 2.23.

Para cálculo do momento resistente, será adotada a formulação da NBR 6118:2014 descrita em seu item 17.2, porém, ajustada ao caso experimental avaliado nesta pesquisa, ou seja, utilizando a tensão de pico do diagrama parábola-retângulo do concreto igual a $0,95 f_c$ em vez de $0,85 f_c$, pois o coeficiente 0,85 apresentado pela NBR 6118:2014 é o produto de três outros, que levam em conta a perda de resistência por solitação mantida ao longo do tempo – Efeito Rüsç – igual a 0,75; o ganho de resistência do concreto ao longo do tempo em virtude da reação química do cimento, igual a 1,2; e, por último, o coeficiente 0,95, que considera a relação entre resistência do concreto na estrutura e a medida em corpos-de-prova devido ao confinamento da prensa de ensaio. Assim, no caso experimental em análise o único coeficiente aplicável é 0,95, resultando:

$$m_R = 0,95 \cdot f_c \cdot (0,8 \cdot x) \cdot b_w \cdot (d - 0,4x) \quad \text{Equação 2.47}$$

Onde f_c é a resistência à compressão do concreto;

d é a altura útil da laje;

b_w é a largura da faixa de laje, tomada igual a um metro.

x é a altura da linha neutra em relação à fibra mais comprimida, calculada por:

$$x = \frac{\sum (A_s \cdot f_{ys})}{0,95 \cdot f_c \cdot b_w \cdot 0,8} \quad \text{Equação 2.48}$$

Sendo A_s a área da seção transversal armaduras de flexão tracionadas dentro da faixa unitária de laje, e f_{ys} a sua respectiva tensão de escoamento.

Com as cargas de flexão, $V_{Flexão}$, calculadas para cada laje pode-se avaliar se a ruptura dos modelos se dará por punção, como esperado, ou por flexão.

3. PROGRAMA EXPERIMENTAL

Analisar a ruptura de um pavimento em proporções reais em laboratório seria ideal, porém os elevados custos envolvidos bem como a grande infraestrutura requerida tornam este tipo de experimentação inviável à grande maioria dos laboratórios de estruturas. Neste sentido, o estudo da punção tem sido realizado em modelos locais, que buscam representar apenas a região da laje em estudo. Portanto, é assumida a hipótese de que a punção é um fenômeno local que não é significativamente afetado por condições de contorno mais genéricas.

A idealização destes modelos locais para os casos de ligação laje-pilar interna busca representar a região da laje em torno do pilar onde os momentos fletores são negativos. Esta região se estende a uma distância aproximadamente igual a 22% do vão entre pilares, como exemplificado pelo diagrama de momentos fletores de um pórtico equivalente com dimensões e carregamentos meramente ilustrativos da Figura 3.1.

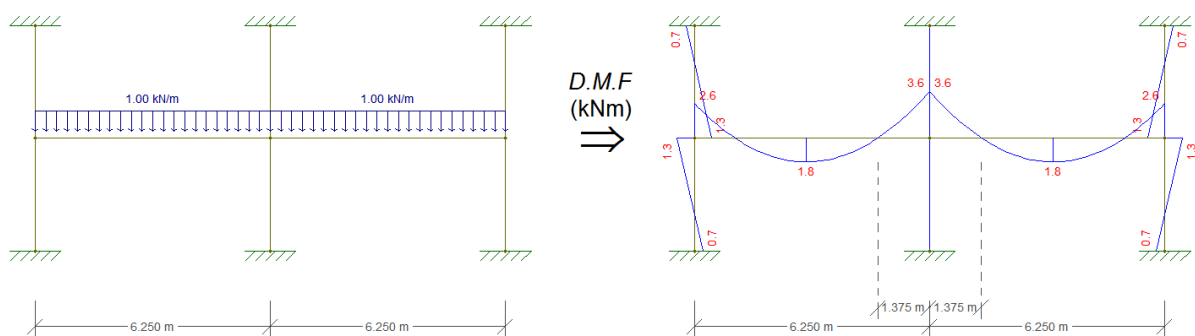


Figura 3.1 – Modelo de pórtico equivalente genérico caracterizando a região de momento fletor negativo na laje nas proximidades de um pilar interno

Assumindo tais hipóteses, foram realizados quatro ensaios experimentais para investigar a resistência e o comportamento de ligações laje-pilar internas a uma edificação empregando-se a técnica construtiva *BubbleDeck* em alguns dos modelos de laje ensaiados, enquanto outros foram construídos sem as esferas *BubbleDeck* para servirem como referência.

3.1. CARACTERÍSTICAS DAS LAJES ENSAIADAS

Levando em consideração a infraestrutura disponível no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília, optou-se por ensaiar painéis de lajes com dimensões de 2.500×2.500 mm em planta e 280 mm de espessura, se adequando às dimensões do pórtico de reação do laboratório e representando bem a ligação laje-pilar interna de uma edificação com vãos de aproximadamente 5,7 m. As quatro lajes se apoiam em pilares circulares de 300 mm de diâmetro, tendo alturas de 850 mm no tramo superior e 450 mm no tramo inferior.

Das quatro lajes testadas, duas são maciças, denominadas *Solid Slab 1* (SS1) e *Solid Slab 2* (SS2), e as outras duas contêm as esferas *BubbleDeck*, denominadas *BubbleDeck 1* (BD1) e *Bubbledeck 2* (BD2). Dentre as lajes maciças, ambas tem estribos distribuídos em cruz como armadura de punção, devidamente ancorados nas armaduras de flexão. A laje SS2 com pré-laje de 6,0 cm e a SS1 não. Dentre as lajes *BubbleDeck*, ambas tem estribos como armadura de punção, não ancorados nas armaduras de flexão e com uma distribuição “aberta”, de acordo com o padrão da *BubbleDeck International*. A laje BD2 conta com pré-laje de 6,0 cm e a BD1 não. A Tabela 3.1 resume estas particularidades das lajes ensaiadas, e a Figura 3.2 ilustra as alturas finais das lajes.

Tabela 3.1 – Lajes ensaiadas

Laje	Descrição
SS1	Laje maciça. Estribos em cruz e ancorados nas armaduras de flexão
SS2	Laje maciça com pré-laje de 6,0 cm. Estribos em cruz e ancorados nas armaduras de flexão.
BD1	Laje <i>BubbleDeck</i> . Estribos distribuídos no padrão <i>BubbleDeck</i>
BD2	Laje <i>BubbleDeck</i> com pré-laje de 6,0 cm. Estribos distribuídos no padrão <i>BubbleDeck</i> .

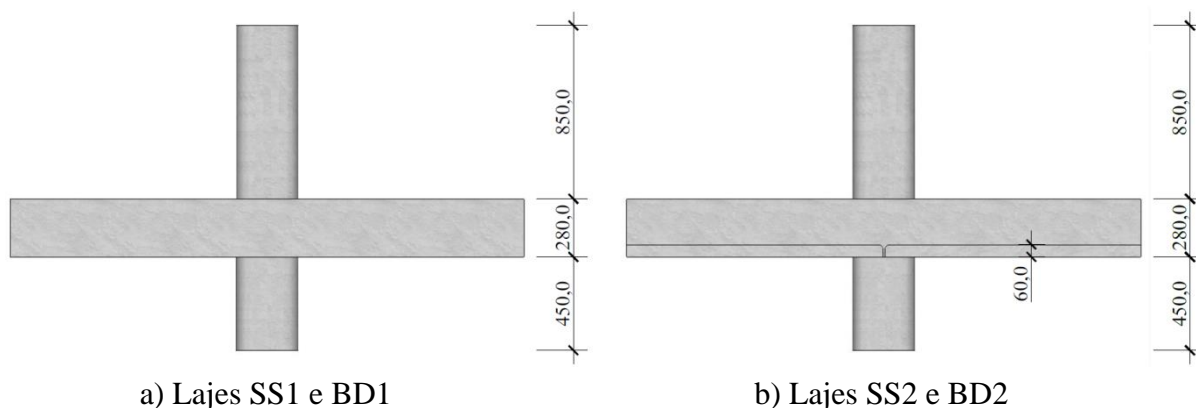


Figura 3.2 – Alturas finais das lajes

A Figura 3.3 e a Figura 3.4 demonstram as disposições das armaduras da laje SS1.

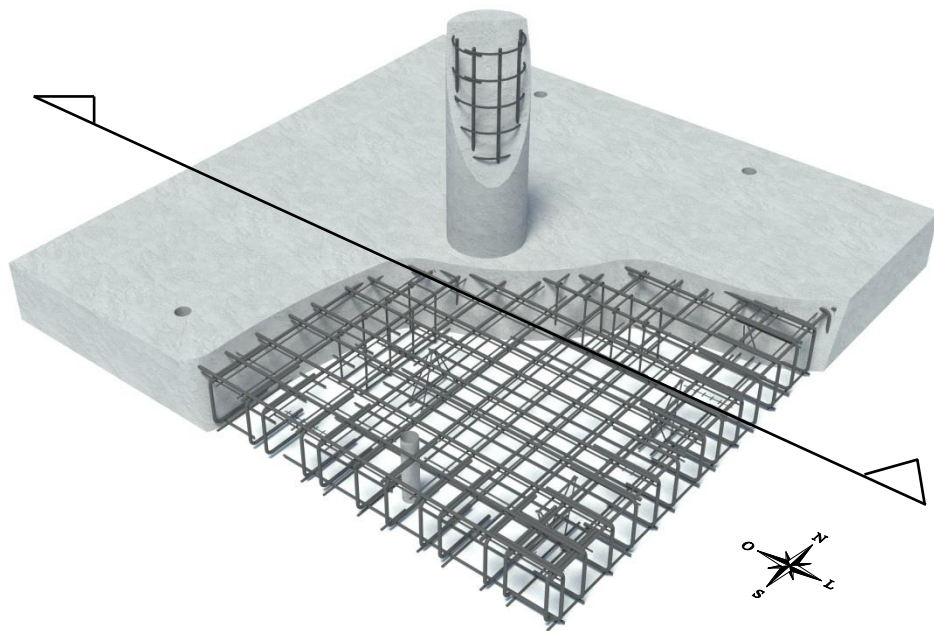
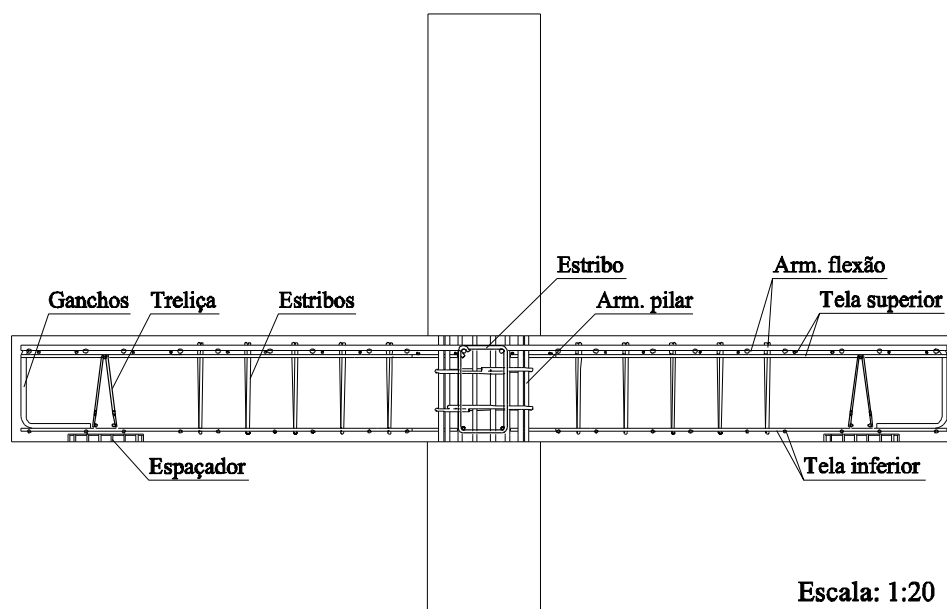


Figura 3.3 – Perspectiva da laje SS1 entreaberta



Escala: 1:20

Figura 3.4 – Corte da laje SS1

A Figura 3.5 e a Figura 3.6 demonstram as disposições das armaduras da laje SS2.

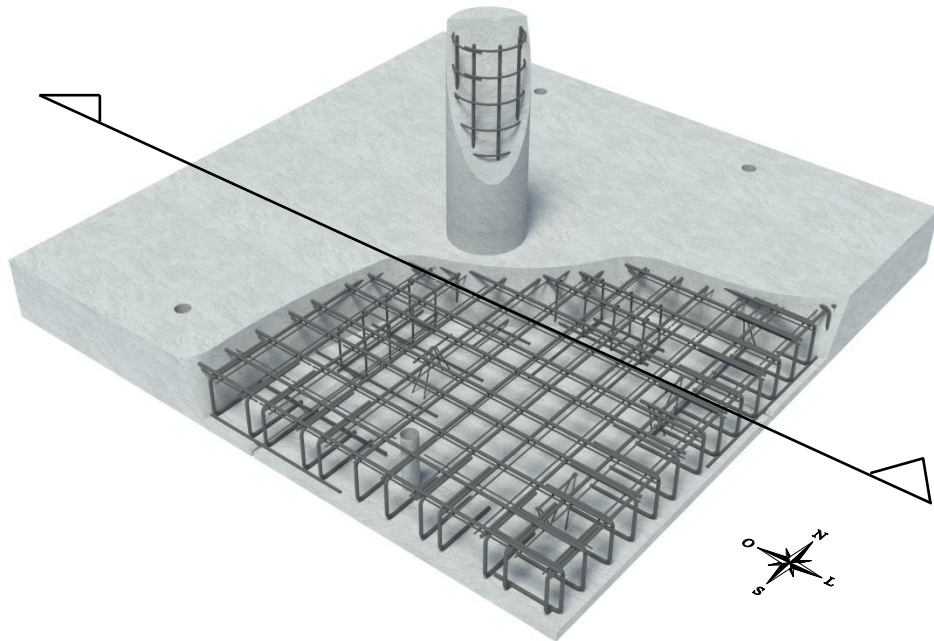


Figura 3.5 – Perspectiva da laje SS2 entreaberta

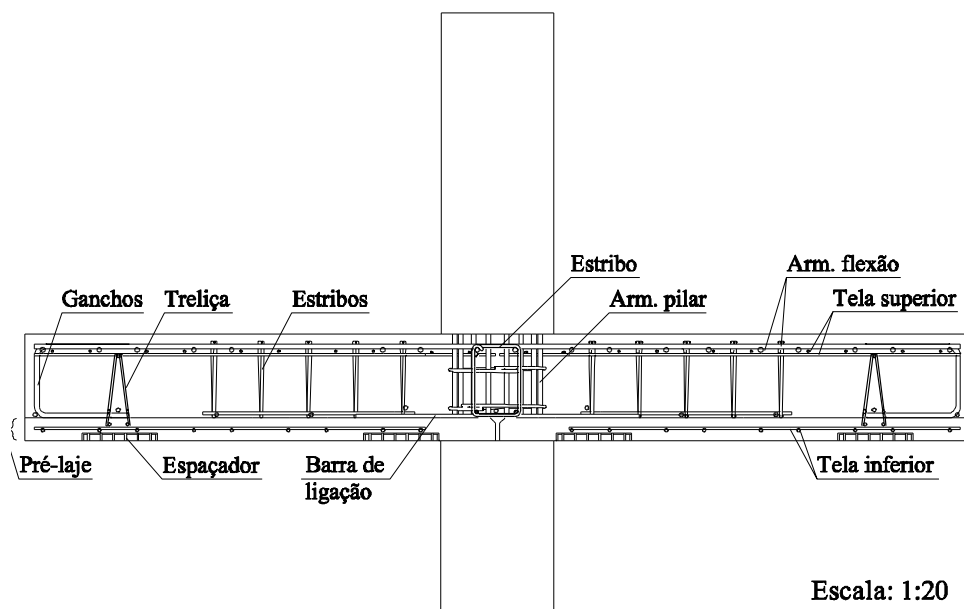


Figura 3.6 – Corte da laje SS2

A Figura 3.7 e a Figura 3.8 demonstram as disposições das armaduras da laje BD1.

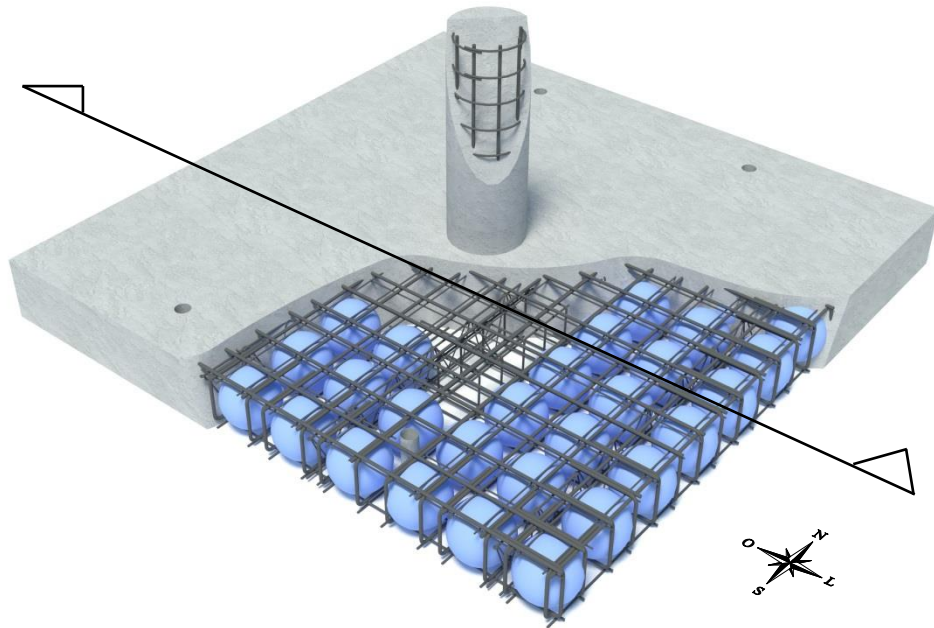


Figura 3.7 – Perspectiva da laje BD1 entreaberta

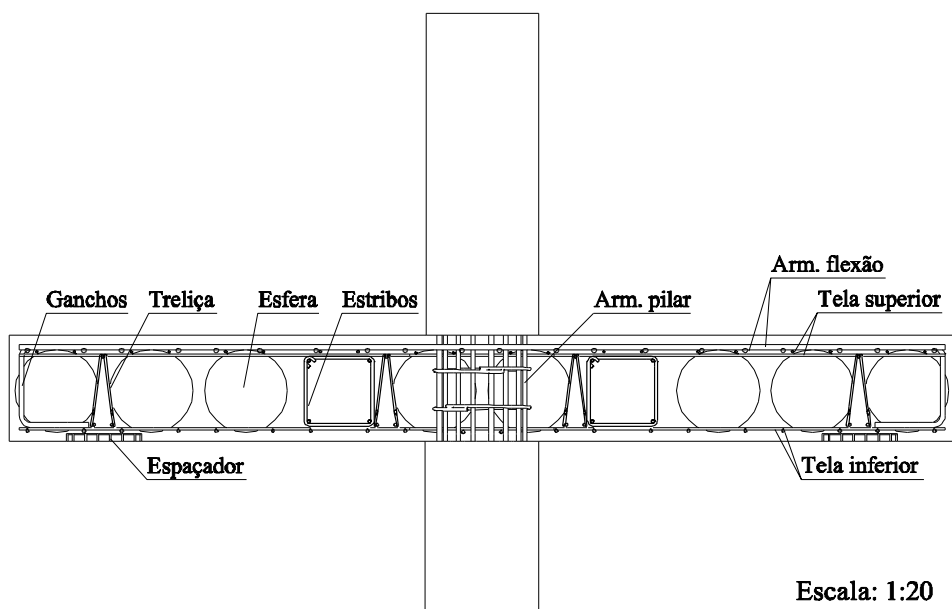


Figura 3.8 – Corte da laje BD1

A Figura 3.9 e a Figura 3.10 demonstram as disposições das armaduras da laje BD2.

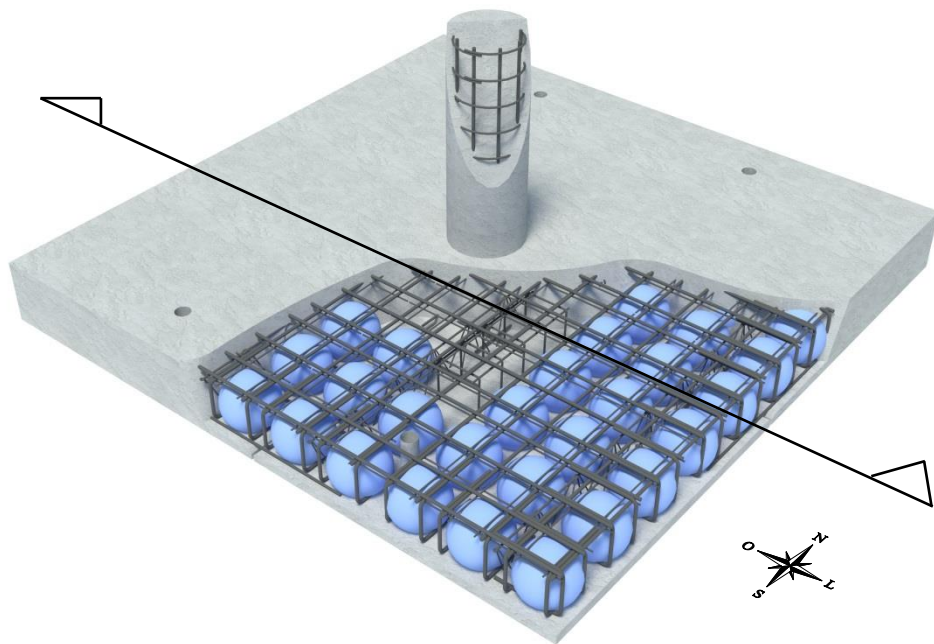


Figura 3.9 – Perspectiva da laje BD2 entreaberta

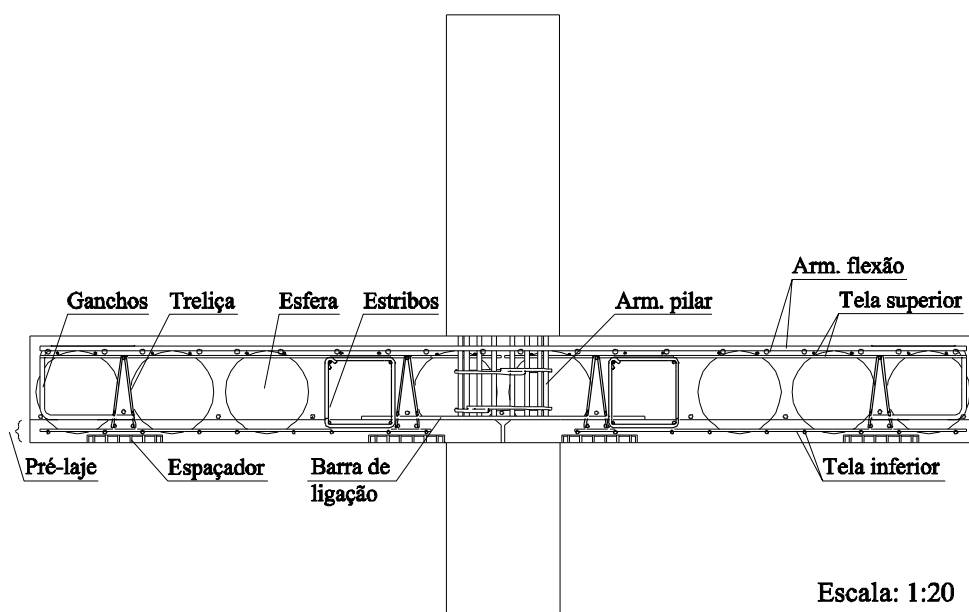


Figura 3.10 – Corte da laje BD2

3.1.1. ARMADURAS DE FLEXÃO DAS LAJES

As armaduras de flexão das lajes eram formadas por barras retas de 12,5 mm de diâmetro e aço CA-50 distribuídas na face superior das lajes, contando com um cobrimento de 2,5 cm de concreto. Essas armaduras foram dispostas nas duas direções, Norte-Sul e Leste-Oeste, com espaçamentos intercalados de 10,0 e 15,0 cm, realizando leves alterações no espaçamento, quando necessário, a fim de manter a disposição das armaduras de cisalhamento fiel ao projeto e não obstruir a passagem dos tirantes de reação. A Figura 3.11 ilustra as armaduras de flexão, que foram iguais para as quatro lajes ensaiadas.

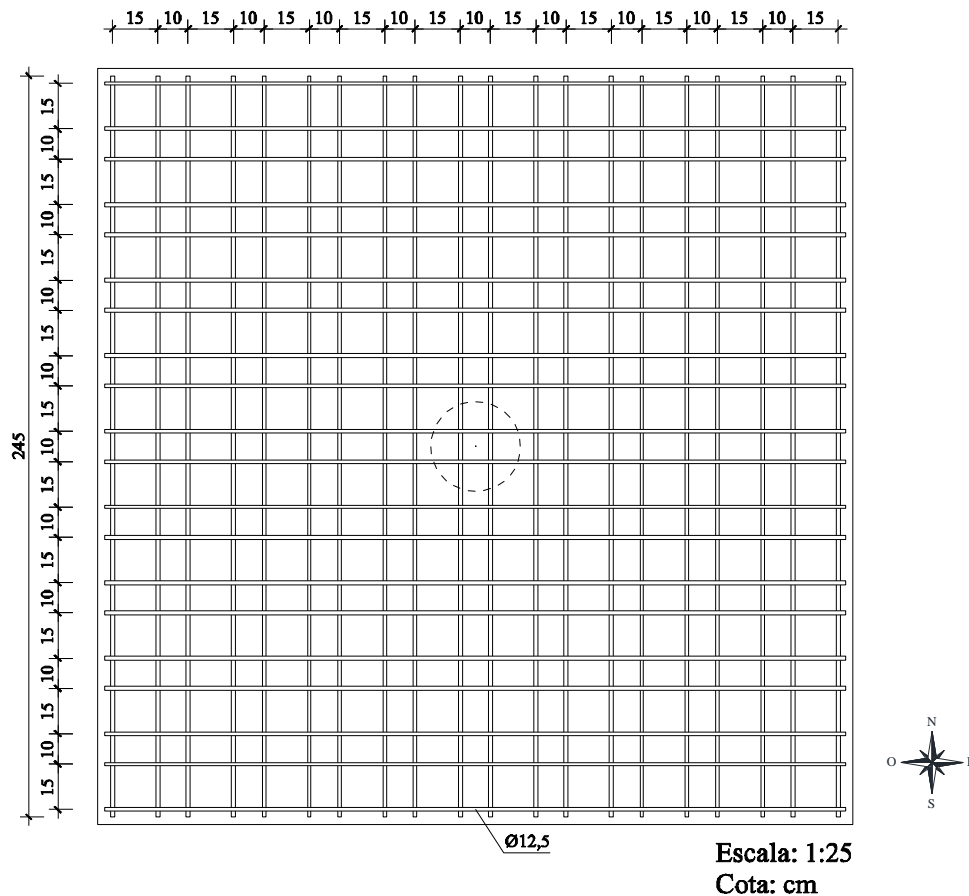
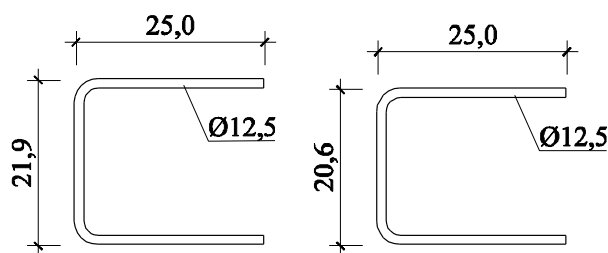
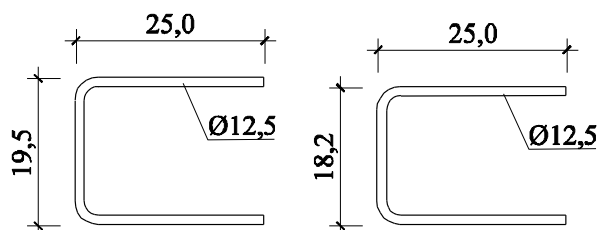


Figura 3.11 – Armaduras de flexão das quatro lajes ensaiadas

A ancoragem destas armaduras foi garantida por meio de ganchos de aço CA-50 e 12,5 mm de diâmetro, colocados nas extremidades das barras de flexão com 25,0 cm de transpasse, contornando as bordas laterais das lajes. A Figura 3.12 detalha os ganchos de cada laje.



a) Ganchos das barras superiores e inferiores das lajes SS1 e BD1



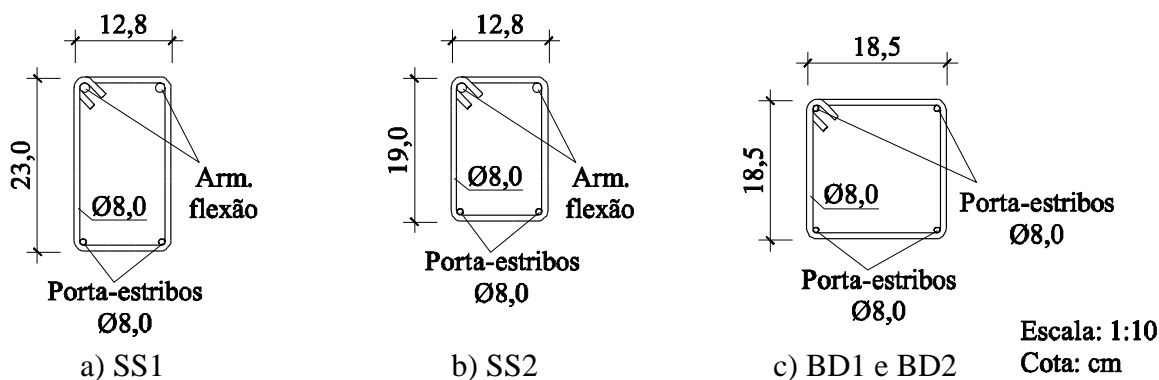
Escala: 1:10
Cota: cm

b) Ganchos das barras superiores e inferiores das lajes SS2 e BD2

Figura 3.12 – Detalhes dos ganchos das armaduras de flexão

3.1.2. ARMADURAS DE CISALHAMENTO DAS LAJES

As armaduras de cisalhamento utilizadas nas lajes foram do tipo estribos fechados, de 8,0 mm de diâmetro e aço CA-50. A Figura 3.13 detalha os estribos de cada laje. Nas lajes SS1 e SS2 os estribos foram ancorados nas armaduras flexão e dispostos em cruz, espaçados a cada 12,5 cm, sendo o primeiro deles distante 10,0 cm da face do pilar. Já nas lajes BD1 e BD2 os estribos não foram ancorados nas armaduras flexão, e foram dispostos de maneira “aberta”, seguindo o padrão adotado pela *BubbleDeck International*. Neste caso o espaçamento entre estribos foi de 12,5 cm, merecendo observação atenta da Figura 3.14 para compreender melhor esta distribuição.



Escala: 1:10
Cota: cm

Figura 3.13 – Detalhamento dos estribos das lajes

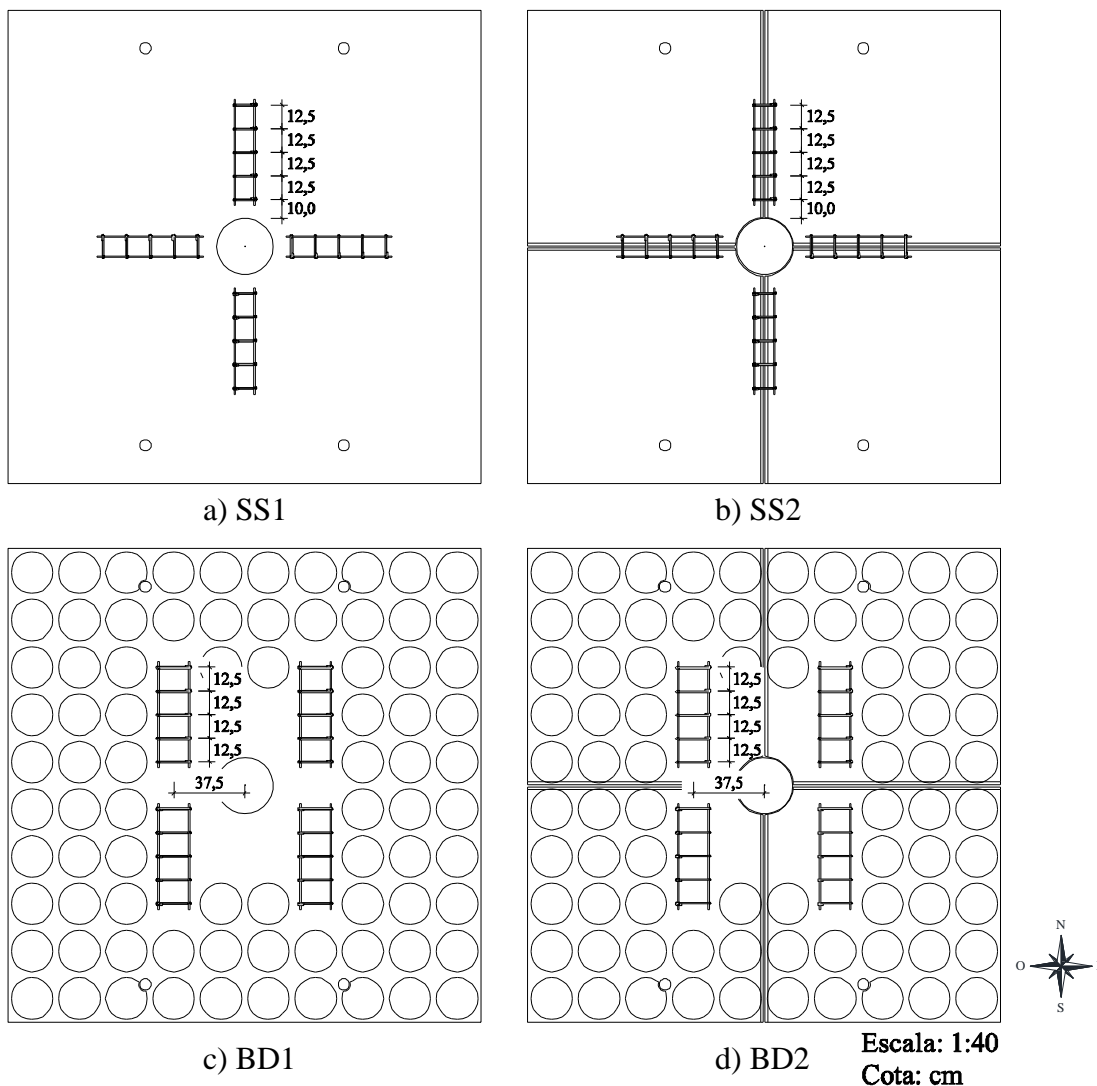


Figura 3.14 – Disposição dos estribos nas lajes – vista em planta

3.1.3. ARMADURAS DOS PILARES

Os pilares foram armados longitudinalmente com 8 barras de aço CA-50 e 12,5 mm de diâmetro distribuídas de forma circular e igualmente espaçadas. A armação transversal foi composta por 16 estribos de aço CA-50 e 8,0 mm de diâmetro. Estes foram dispostos de maneira circular, confinando as armaduras longitudinais a cada 10,0 cm e contando com 2,0 cm de cobrimento. A Figura 3.15 detalha estas armaduras.

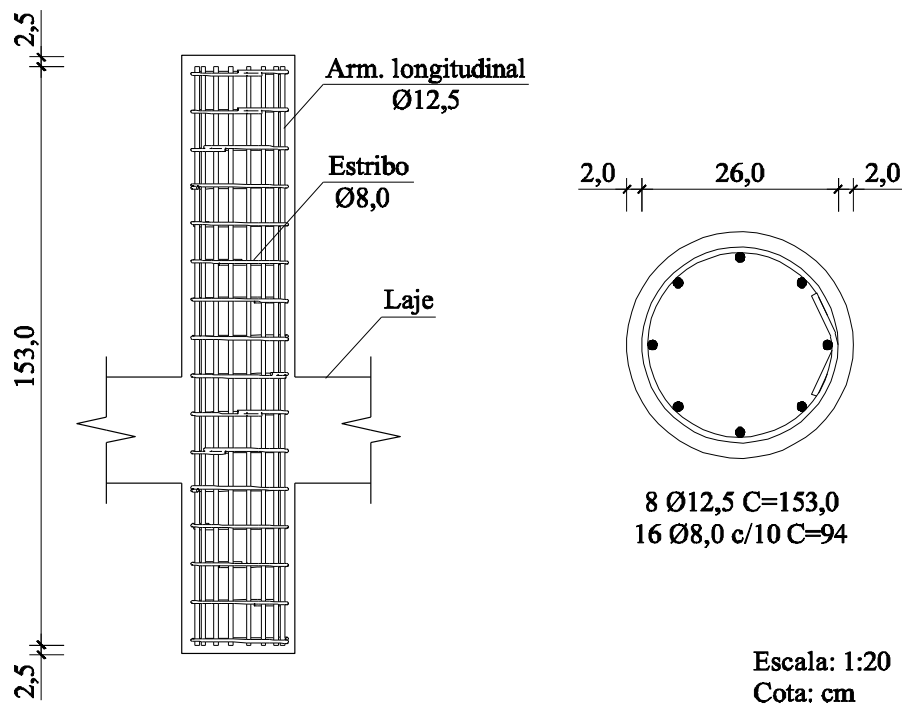


Figura 3.15 – Detalhamento das armaduras dos pilares

3.1.4. ELEMENTOS INSTRÍNSECOS DO SISTEMA *BUBBLEDECK*

3.1.4.1. Tela superior

As lajes do sistema *BubbleDeck* contam com uma tela de aço CA-60 colocada sobre as esferas a fim de melhor aloca-las, mantendo-as confinadas entre as telas superior e inferior; facilitar a movimentação dos operários em obra; e apoiar as barras de flexão negativas. Esta tela acaba colaborando para a flexão da laje, tanto nas regiões de momento negativo, onde está tracionada, quanto nas de momento positivo, onde funciona como armadura de compressão. Apesar disso, a tela superior não é comumente levada em consideração nos cálculos de dimensionamento para resistir à flexão. Por isso é usual fabricá-la com uma bitola pequena.

Para as lajes ensaiadas, foram adotadas telas superiores fabricadas com barras de aço CA-60 de 6,0 mm de diâmetro dispostas nas duas direções, Norte-Sul e Leste-Oeste, soldadas e com espaçamentos intercalados de 10,0 e 15,0 cm. A Figura 3.16 detalha a tela superior das lajes. Nas lajes com pré-laje a tela foi cortada, dividindo-a em 4 quadrantes.

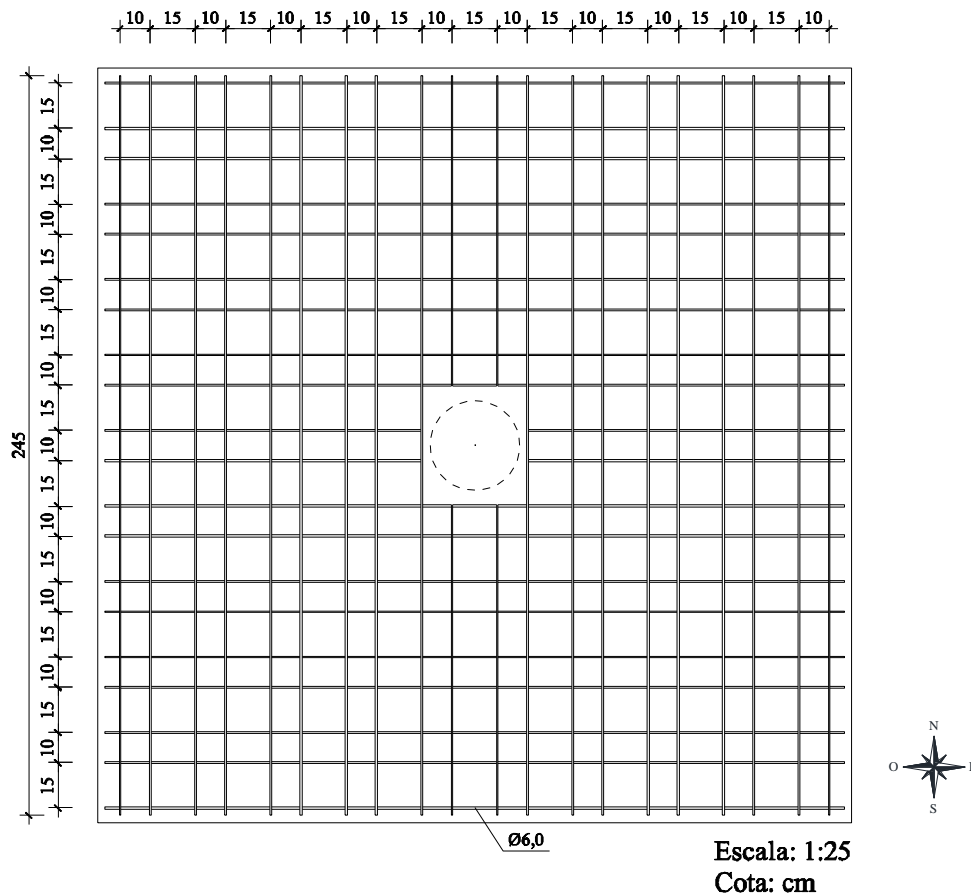


Figura 3.16 – Tela superior

3.1.4.2. Tela inferior

As lajes do sistema *BubbleDeck* contam com uma tela de aço CA-60 colocada sob as esferas, servindo como armadura de flexão positiva das lajes. Nas regiões onde a tela de aço é insuficiente para resistir aos esforços de flexão positivos, são previstas barras complementares. Deste modo o processo de armação das lajes é bastante acelerado nas obras. Outra função desta tela é alocar as esferas *BubbleDeck*, garantido seu espaçamento uniforme.

No caso dos painéis de lajes moldadas para esta pesquisa, pode-se atribuir às telas inferiores a função de resistir aos esforços de flexão positivos durante o içamento dos painéis. Já na situação de carregamento do ensaio, quando agirão apenas momentos negativos, essas telas acabam colaborando para a flexão por agirem como armadura comprimida, apesar desta contribuição ser desprezada. Após a ruptura por punção a tela inferior contribui também para manter a consolidação das lajes.

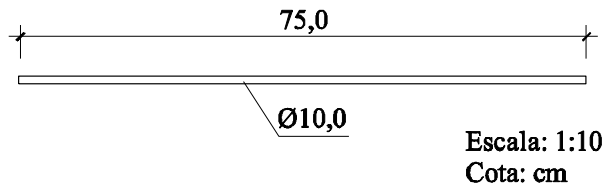


Figura 3.18 – Barras de ligação das pré-lajes

3.1.4.4. Treliças

Para lajes do sistema *BubbleDeck*, devem ser adotadas treliças, localizadas entre as telas inferior e superior, passando entre duas fileiras de esferas. Estas treliças são importantes para resistir aos esforços durante o içamento da pré-laje; ou, quando não se adotam pré-lajes, do conjunto de telas e esferas. Sua função é manter a integridade do conjunto e dar maior resistência ao ponto onde ocorre o içamento.

Nas lajes maciças SS1 e SS2 foram utilizados apenas pequenos trechos de treliça para espaçar as telas superior e inferior e para o içamento. Na laje BD1 foram utilizadas treliças inteiras, enquanto na BD2 elas foram cortadas ao meio para serem fixadas às pré-lajes, como detalhado na Figura 3.19. As treliças foram dispostas nas lajes na direção Norte-Sul.

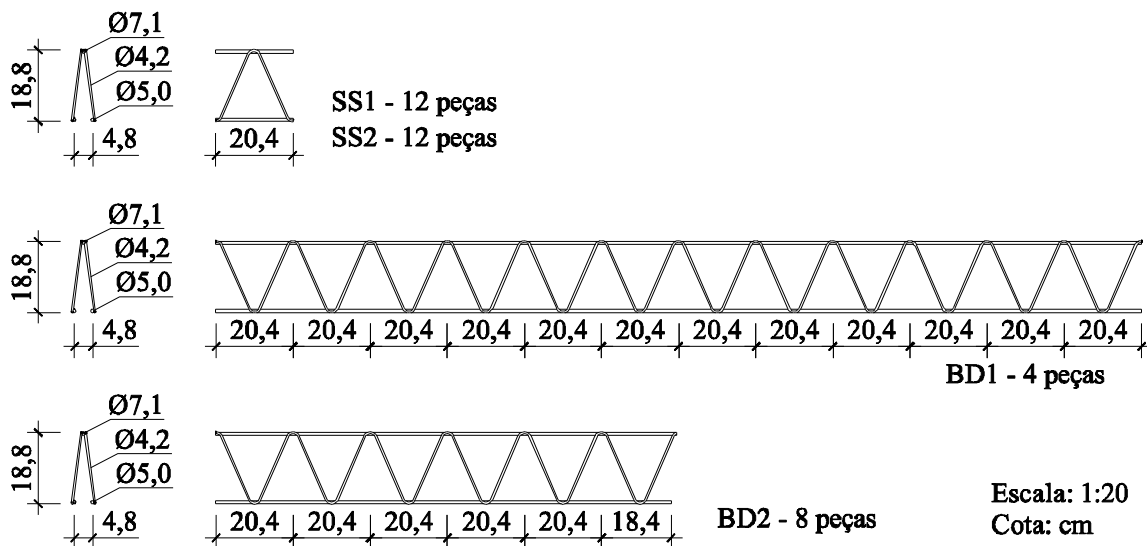


Figura 3.19 – Treliças do sistema *BubbleDeck*

3.1.4.5. Esferas *BubbleDeck*

As esferas do sistema *BubbleDeck* são feitas em polipropileno (C_3H_6)_n, um polímero termoplástico reciclável. Este material é adequado por ser facilmente moldável, impermeável e quimicamente resistente em meios alcalinos como o concreto.

As esferas *BubbleDeck* são moldadas em medidas padronizadas, resultando nas características finais de laje especificadas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Padrões das lajes *BubbleDeck* [Página web da *BubbleDeck* Brasil]

Tipo	Espessura da laje (mm)	Diâmetro das esferas (mm)	Vão (m)	Consumo de concreto (m ³ /m ²)
BD230	230	180	7 a 10	0,15
BD280	280	225	8 a 12	0,19
BD340	340	270	9 a 14	0,23
BD390	390	315	10 a 16	0,25
BD450	450	360	11 a 18	0,31

Nas lajes desta pesquisa foram utilizadas esferas de 225 mm de diâmetro espaçadas a cada 250 mm, resultando na espessura final da laje de 280 mm. A Figura 3.20 ilustra as esferas utilizadas.



Figura 3.20 – Esfera *BubbleDeck*

3.2. INSTRUMENTAÇÃO

Para monitorar o comportamento das lajes durante os ensaios, estas foram instrumentadas com alguns componentes que pudessem aferir as respostas da laje ao carregamento aplicado com precisão adequada e interferindo o mínimo possível no desempenho geral das lajes em estudo e no andamento dos ensaios. Estes componentes foram conectados ao software de

aquisição de dados *Catman* por meio dos módulos *Spider8*, permitindo gravar suas leituras a cada passo de carga sem interrupções nos ensaios. A Figura 3.21 ilustra os módulos e os computadores do sistema de aquisição de dados utilizado.



Figura 3.21 – Elementos do sistema de aquisição de dados

3.2.1. DESLOCAMENTOS VERTICAIS

Os deslocamentos verticais das lajes foram aferidos com defletômetros do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), a cada passo de carga, até ser atingida a ruptura da laje. Foram utilizados LVDT's distribuídos em 12 pontos sobre cada laje, conforme ilustra a Figura 3.22. Os LVDT's foram apoiados em um suporte metálico independente de modo que apenas seu cursor móvel pudesse se deslocar com a laje, proporcionando leituras fiéis. Alguns foram apoiados no pórtico de reação, cujas deslocabilidades podem ser consideradas nulas. A Figura 3.23 demonstra a fixação dos LVDT's no suporte independente.

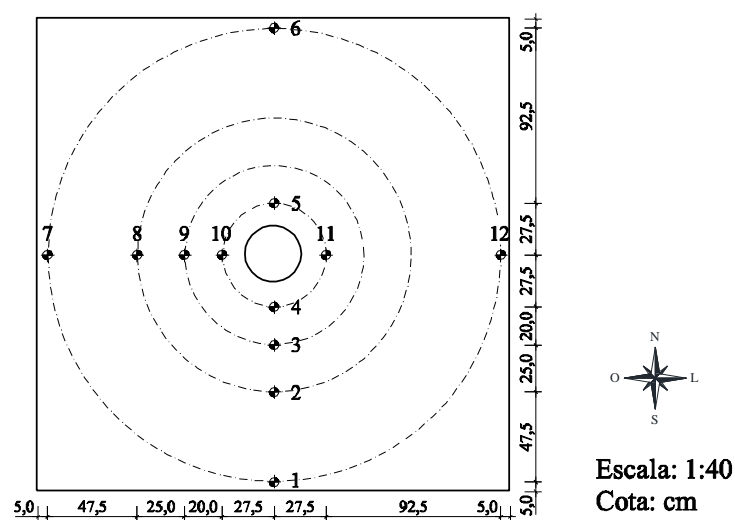


Figura 3.22 – Posição dos LVDT's nas lajes – vista em planta



Figura 3.23 – LVDT's fixados ao suporte metálico independente

3.2.2. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO

As deformações nas armaduras de cisalhamento foram monitoradas ao longo dos ensaios de cada laje com a utilização de extensômetros elétricos de resistência como os da Figura 3.24 colados em seis estribos por laje. Foram utilizados extensômetros da marca *Kyowa Eletronic Instruments*, modelo KFG-5-120-C1-11. A Figura 3.25 mostra a posição destes extensômetros nos estribos de cada laje, e a Figura 3.26 ilustra os passos do processo de aplicação.



Figura 3.24 – Extensômetro elétrico de resistência

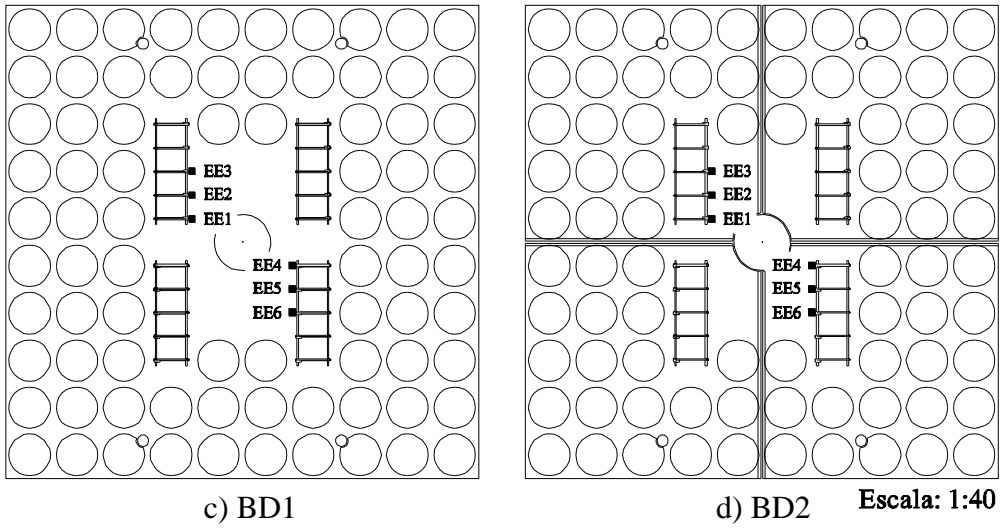
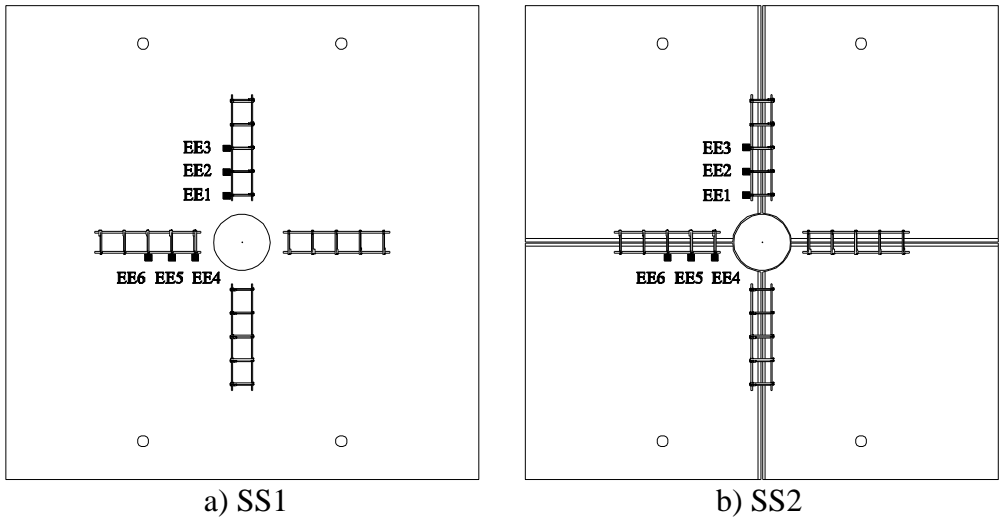


Figura 3.25 – Posição dos extensômetros dos estribos (EE) – vista em planta



Figura 3.26 – Processo de aplicação dos extensômetros nas barras de aço

3.2.3. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

As deformações nas armaduras de flexão foram monitoradas durante o carregamento das lajes com a utilização de extensômetros elétricos de resistência iguais aos utilizados nos estribos, aplicados seguindo mesmo processo descrito na Figura 3.26.

Em cada barra monitorada foram colados dois extensômetros na metade de seu comprimento e diametralmente opostos tomando a média aritmética de suas leituras para retratar uma única deformação na barra, diluindo assim os efeitos da flexão localizada. Com este mesmo intuito, durante a armação das lajes tomou-se cuidado para que estes dois extensômetros ficassem na mesma altura em relação à linha neutra da laje, posicionando-os horizontalmente, exatamente como exemplificado na Figura 3.27. Se, mesmo com estes cuidados, os dois extensômetros da barra apresentarem leituras divergindo em mais de 25%, admite-se que houve falha na colagem daquele que acusa menor deformação, presumindo que a cola se deformou menos que o aço. Nestas leituras discrepantes, será tomada a maior deformação em vez da média.

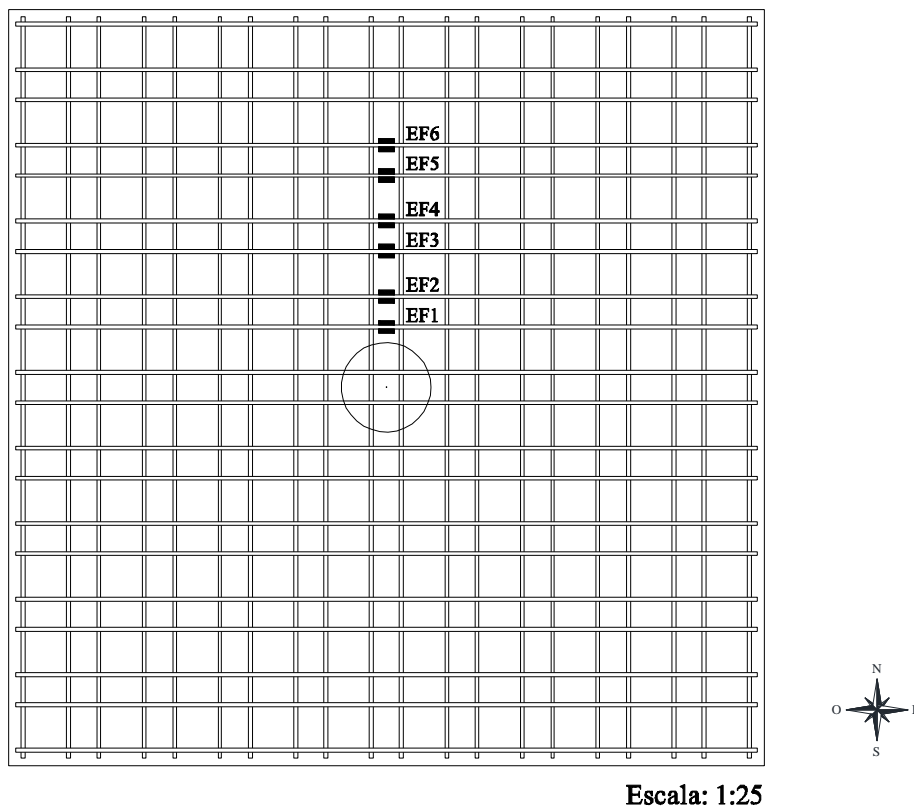


Figura 3.27 – Posição dos extensômetros das armaduras de flexão (EF) – vista em planta

3.2.4. DEFORMAÇÕES NO CONCRETO

A fim de se verificar a possibilidade de ruptura por flexão causada pelo esmagamento do concreto, as deformações na face inferior das lajes foram monitoradas durante o carregamento das lajes com auxílio de extensômetros colados na superfície do concreto. Foram utilizados extensômetros da marca *Kyowa Eletronic Instruments*, modelo KC-70-120-A1-11. O

procedimento de colagem é análogo àquele exemplificado na Figura 3.26 para os extensômetros no aço, realizando uma preparação da superfície do concreto com lixamento e limpeza, aplicando cola para fixar o extensômetro e ligando seus contatos elétricos à fiação. Estes extensômetros não precisaram ser protegidos com resina e silicone, já que são colados na parte externa da laje pouco antes dos ensaios, sem risco iminente de degradação.

Os extensômetros do concreto foram posicionados nas proximidades do pilar, onde as deformações são supostamente máximas, sendo dois para registrar as deformações radiais e outros dois para as tangenciais. As posições dos extensômetros são mostradas na Figura 3.28.

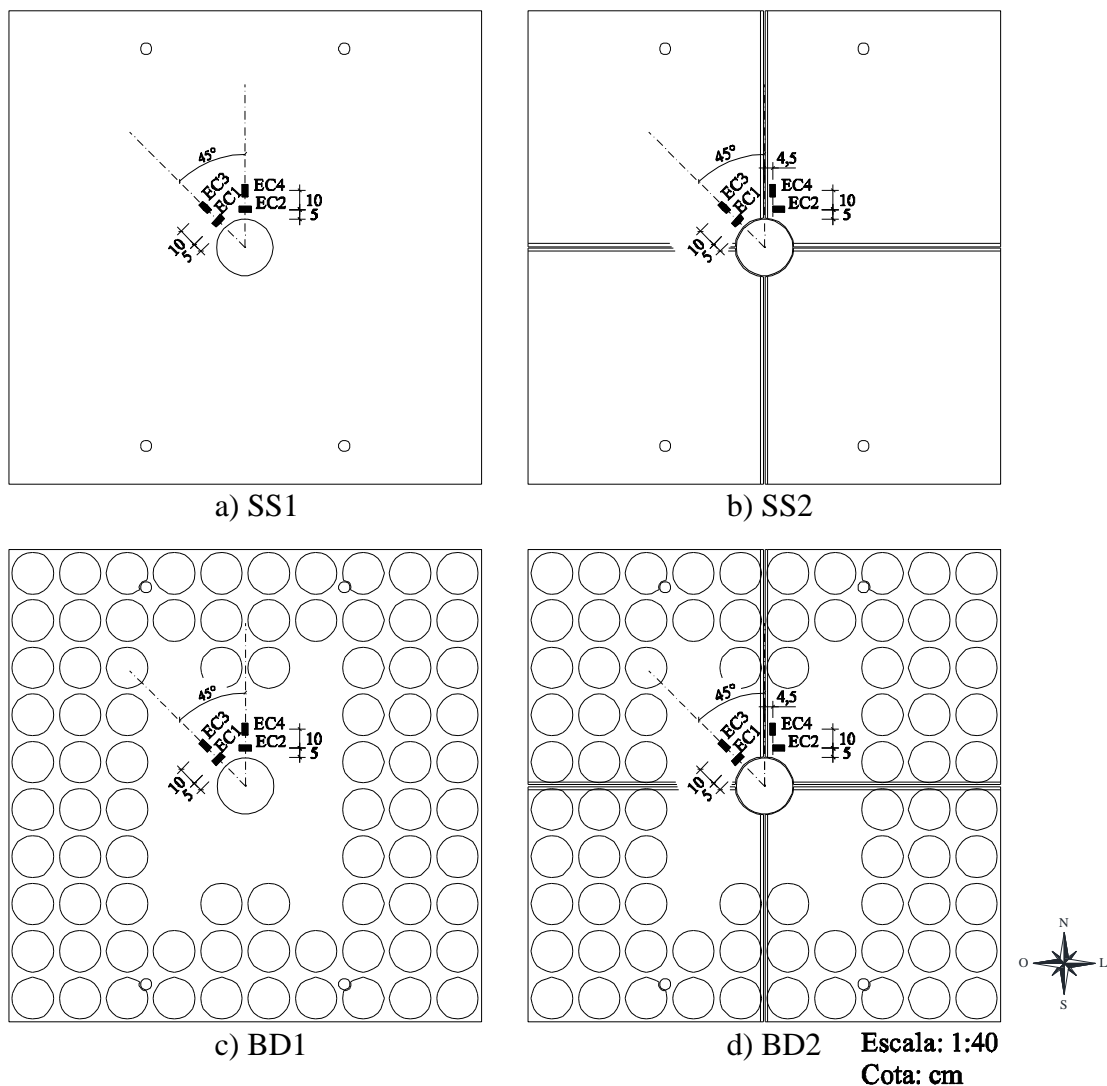


Figura 3.28 – Posição dos extensômetros do concreto (EC) – vista em planta

3.3. CONCRETAGEM

Foram utilizadas formas metálicas para moldar as lajes e as pré-lajes. Os tramos superior e inferior dos pilares foram moldados com tubos de PVC de 300 mm de diâmetro. Foram ainda posicionados quatros tubos de PVC de 60 mm de diâmetro para delimitar as aberturas nas lajes por onde os tirantes passarão durante o ensaio – tais tirantes são parte do sistema de ensaio, necessários para o carregamento da laje.

O concreto utilizado nos modelos foi solicitado de uma central de concreto com f_{ck} de 30 MPa e agregado graúdo do tipo calcário com diâmetro máximo igual a 9,5 mm.

A concretagem foi realizada em duas etapas como mostrado na Figura 3.29. Na primeira etapa foram concretadas apenas as pré-lajes enquanto na segunda etapa foram concretadas as lajes como um todo. Em cada concretagem foram moldados corpos de prova cilíndricos para controle das características do concreto com a realização de ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade a serem praticados na data dos ensaios das lajes.



a) Concretagem das pré-lajes, dia 21/12/2015



b) Concretagem das lajes, dia 19/01/2016

Figura 3.29 – Etapas da concretagem

Foi feita a cura úmida dos elementos concretados por sete dias, mantendo a umidade elevada por tempo prolongado com o auxílio de mantas umedecidas periodicamente.

3.4. ENSAIOS DE MATERIAIS

3.4.1. CONCRETO

Nas concretagens foram moldados corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura para controle das características do concreto com a realização de ensaios de resistência à compressão (f_c), à tração (f_{ct}) e de módulo de elasticidade (E_c) nas datas dos ensaios das lajes. Foram moldados nove corpos de prova na data da concretagem das pré-lajes, sendo três para cada propriedade mecânica, tomando-se a média aritmética como valor representativo. Outros nove corpos de prova foram moldados na data da concretagem final das lajes, os quais foram ensaiados da mesma forma.

Os ensaios dos corpos de prova foram realizados no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília, seguindo as prescrições normativas da ABNT:

NBR 5739:2007 – Concreto - Ensaios de compressão de corpos-de-prova cilíndricos;

NBR 7222:2011 – Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos;

NBR 8522:2008 – Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão.

A Tabela 3.3 resume os resultados obtidos dos ensaios dos corpos de prova de concreto.

Tabela 3.3 – Propriedades mecânicas do concreto

Concretagem	f_c (MPa)	f_{ct} (MPa)	E_c (GPa)
Pré-lajes	34,9	3,6	28,3
Lajes	44,6	3,8	28,6

3.4.2. AÇO

Para caracterizar as propriedades mecânicas do aço empregado nas lajes, foram separados três corpos de prova de cada tipo de barra de aço utilizada, tomando-se a média como valor representativo do lote de aço. Esses corpos de prova foram ensaiados à tração no Laboratório de Ensaio de Materiais da Universidade de Brasília seguindo as prescrições da norma ABNT:

NBR 6892:2013 – Materiais metálicos - Ensaio de tração.

A Tabela 3.4 resume os resultados obtidos dos ensaios dos corpos de prova de aço.

Tabela 3.4 – Propriedades mecânicas do aço

Aço	Utilização	f_{ys} (MPa)	ε_{ys} (‰)	E_s (GPa)
CA-50 Ø12,5	Barras de flexão	577	3,2	183
CA-50 Ø10,0	Barras de ligação	619	3,2	193
CA-50 Ø8,0	Estribos	673	3,6	187
CA-60 Ø8,0	Tela inferior	644	3,3	195
CA-60 Ø6,0	Tela superior	697	3,6	195

3.5. SISTEMA DE ENSAIO

O sistema de ensaio foi elaborado de modo a aplicar o carregamento nas lajes em oito pontos concêntricos com o pilar de apoio, como mostrado na Figura 3.30.

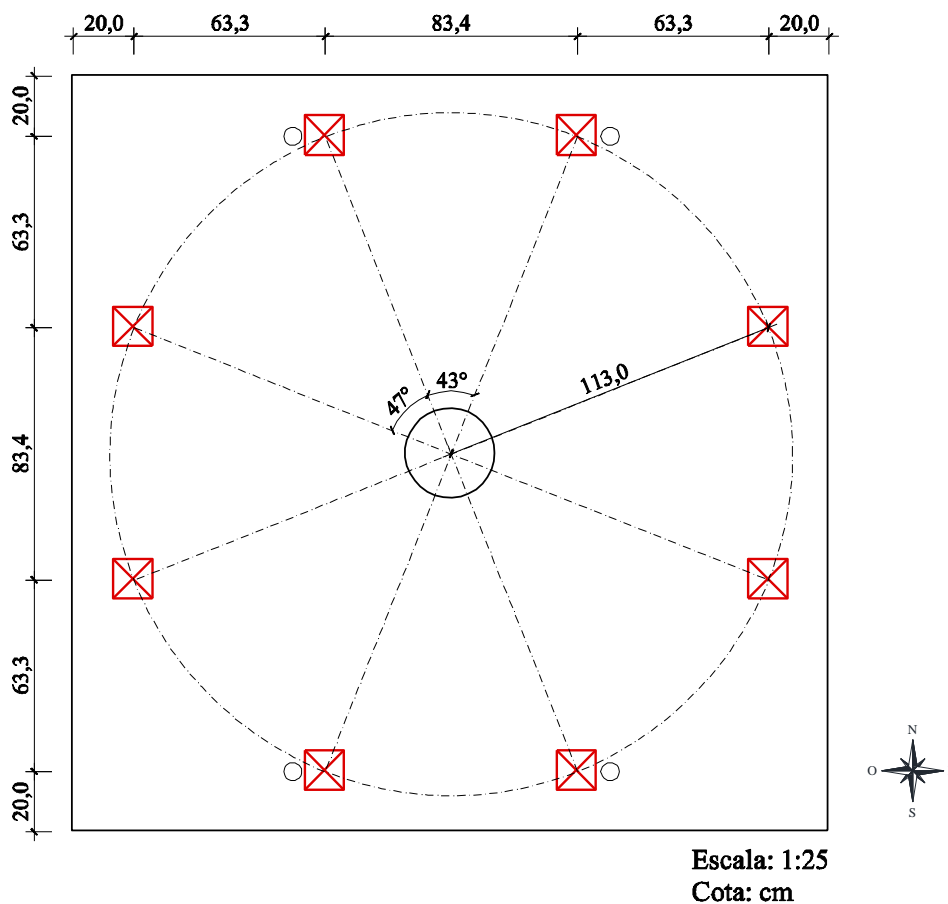
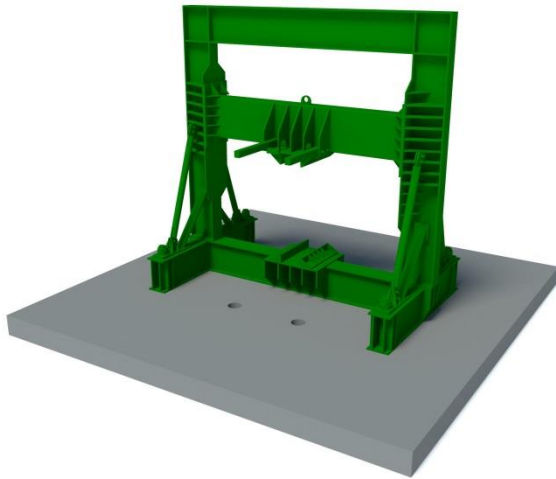
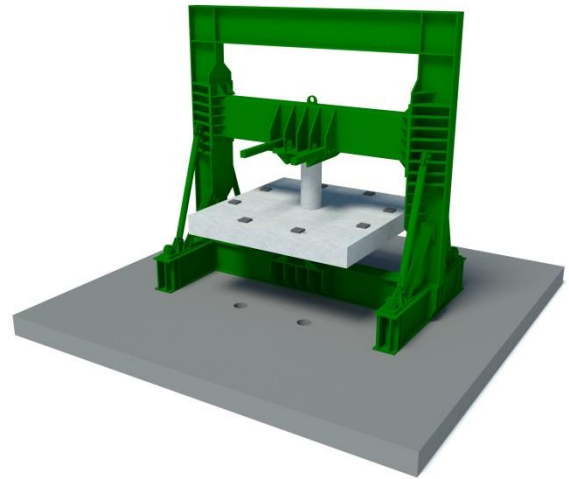


Figura 3.30 – Pontos de carregamento das lajes

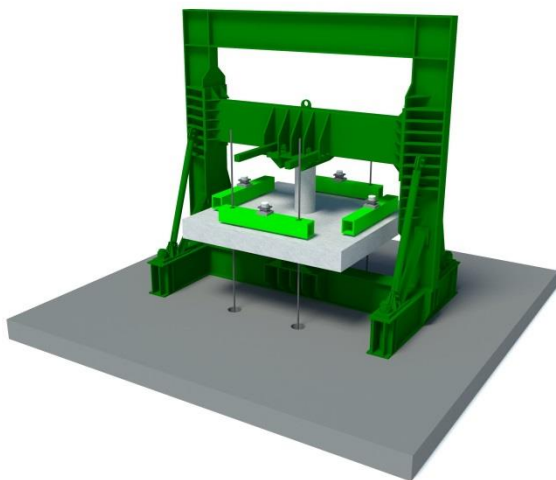
Para aplicar o carregamento desta maneira, as lajes foram posicionadas no pórtico de reação do Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília seguindo o esquema ilustrado na Figura 3.31.



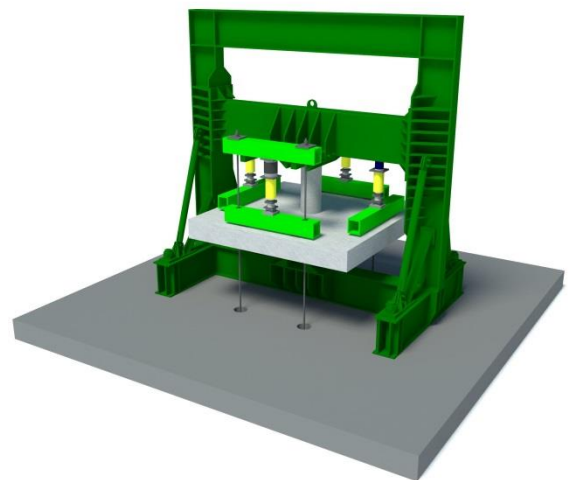
a) Pórtico e laje de reação



b) Introduz a laje a ser ensaiada e posiciona as chapas nos pontos de carregamento



c) Posiciona as vigas de distribuição, rótulas, células de carga e tirantes



d) Posiciona os cilindros hidráulicos e as vigas de reação dos tirantes

Figura 3.31 – Esquema de montagem do sistema de ensaio

Em cada um dos oito pontos de carregamento foram posicionadas chapas metálicas mostradas na Figura 3.31b. Sobre estas chapas foram colocadas quatro vigas metálicas para distribuição do carregamento. Acima das vigas de distribuição são posicionadas rótulas metálicas para compensar a rotação provocada pelo carregamento nos bordos da laje. Sobre as rótulas

posicionam-se as células de carga, que informam o carregamento aplicado durante o ensaio. As vigas de distribuição dos lados Norte e Sul do sistema de ensaio possuem orifícios para a passagem dos tirantes de reação, assim como a laje a ser ensaiada e a laje de reação do pórtico. Como mostrado na Figura 3.31c, os tirantes são introduzidos nestes orifícios e fixados por baixo da laje de reação. São então posicionados os cilindros hidráulicos que irão introduzir o carregamento durante o ensaio pela imposição do deslocamento do cilindro sujeito à pressão hidráulica. Dos lados Leste e Oeste, os cilindros hidráulicos se apoiam diretamente na viga do pórtico, enquanto dos lados Norte e sul, são introduzidas vigas de reação onde eles se apoiam e onde a outra extremidade dos tirantes é fixada, conforme Figura 3.31d. A Figura 3.32 ilustra a laje SS2 pouco antes do ensaio.

Nos ensaios realizados, os cilindros hidráulicos utilizados foram fabricados pela empresa *ENERPAC*, e as células de carga adotadas são fabricadas pela *HBM*. Os cilindros foram acionados individualmente por bombas hidráulicas, e a leitura das cargas foi feita nos indicadores digitais das células de carga. Assim, o processo de carregamento se deu em passos de carga, aumentando 5 kN em cada cilindro hidráulico, totalizando 20 kN a cada passo, e a partir da carga total de 80 kN o passo de carga dobrou.



Figura 3.32 – Laje SS2 pronta para o ensaio

4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE

Neste capítulo será apresentado o comportamento estrutural dos modelos de laje quando submetidos ao carregamento aplicado durante os ensaios. Serão avaliadas as cargas experimentais de ruptura das lajes, os deslocamentos verticais lidos pelos LVDT's, as deformações experimentadas pelo concreto e pelo aço das armaduras de flexão e cisalhamento lidas pelos extensômetros, além do mapa de fissuração das lajes.

4.1. CARGA DE RUPTURA DAS LAJES

A Tabela 4.1 apresenta algumas características construtivas das lajes ensaiadas e a carga última, V_u , resistida por cada laje nos ensaios.

Tabela 4.1 – Características construtivas e carga de ruptura experimental das lajes ensaiadas

Laje	Esferas <i>BubbleDeck</i>	Pré-laje	Distribuição dos estribos	Estribos ancorados	Altura útil (mm)	V_u (kN)
SS1	Não	Não	Cruz	Sim	232	1040,8
SS2	Não	Sim	Cruz	Sim	246	986,8
BD1	Sim	Não	“Aberta”	Não	241	817,2
BD2	Sim	Sim	“Aberta”	Não	255	832,5

“Aberta” refere-se ao padrão sugerido pela *BubbleDeck*, ilustrado na Figura 3.14c e d.

Da Tabela 4.1, percebe-se que a presença de pré-laje na laje SS2 a tornou 5,2% menos resistente que a laje SS1. No entanto, a presença de pré-laje na laje BD2 a tornou 1,9% mais resistente que a laje BD1. Portanto a adoção de pré-laje não prejudicou a resistência última à punção, pois a variação observada nas cargas de ruptura não é significativa nem apresenta uma tendência bem definida.

Nota-se também que a resistência média das lajes *BubbleDeck* ensaiadas é igual a 81% da resistência média das lajes maciças, o que sugere que o coeficiente 0,6 utilizado pela *BubbleDeck International* para minorar a resistência de suas lajes é conservador.

4.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS DAS LAJES

Nesta seção são apresentados os gráficos dos deslocamentos verticais lidos pelos doze LVDT's posicionados nos mesmos pontos das quatro lajes ensaiadas.

Na Figura 4.1 e na Figura 4.2 são apresentadas as leituras realizadas a cada 20% da carga de ruptura da laje SS1.

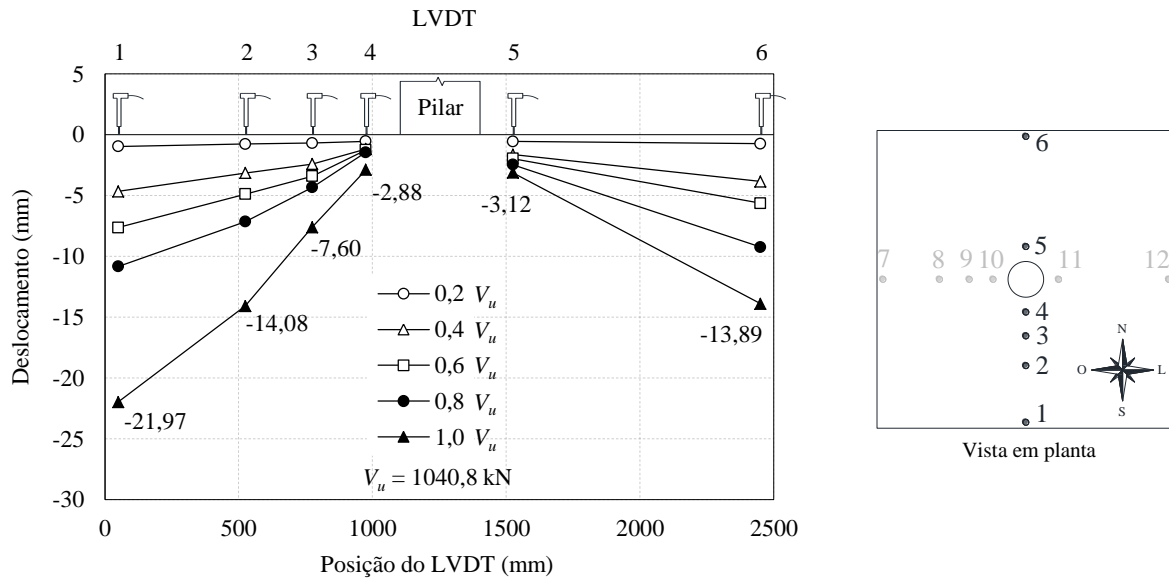


Figura 4.1 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje SS1

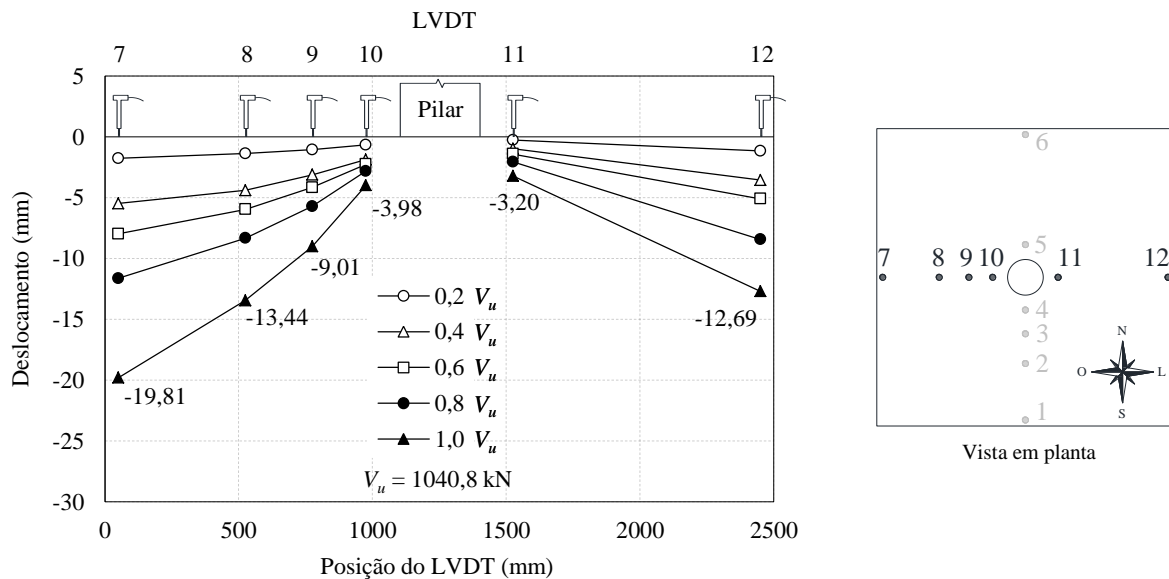


Figura 4.2 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje SS1

Na Figura 4.3 e na Figura 4.4 são apresentadas as leituras realizadas a cada 20% da carga de ruptura da laje SS2.

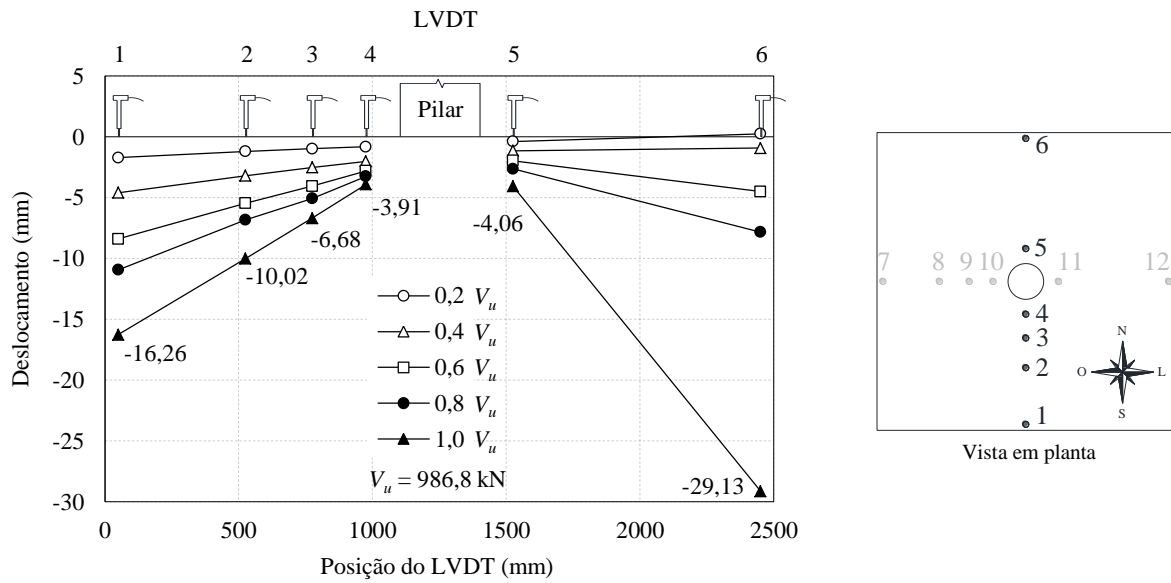


Figura 4.3 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje SS2

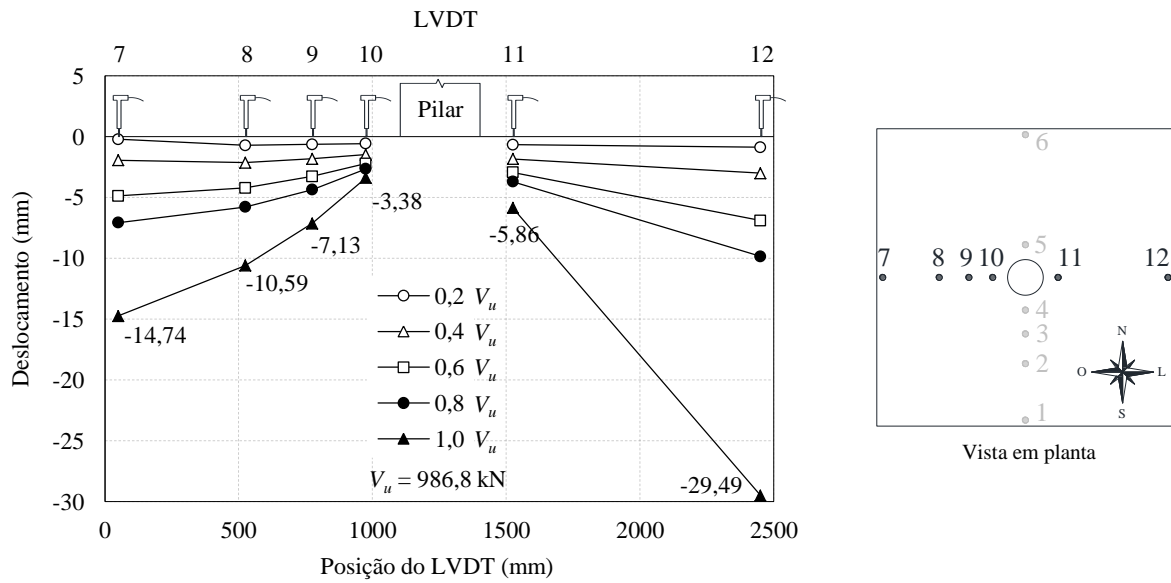


Figura 4.4 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje SS2

Na Figura 4.5 e na Figura 4.6 são apresentadas as leituras realizadas a cada 20% da carga de ruptura da laje BD1.

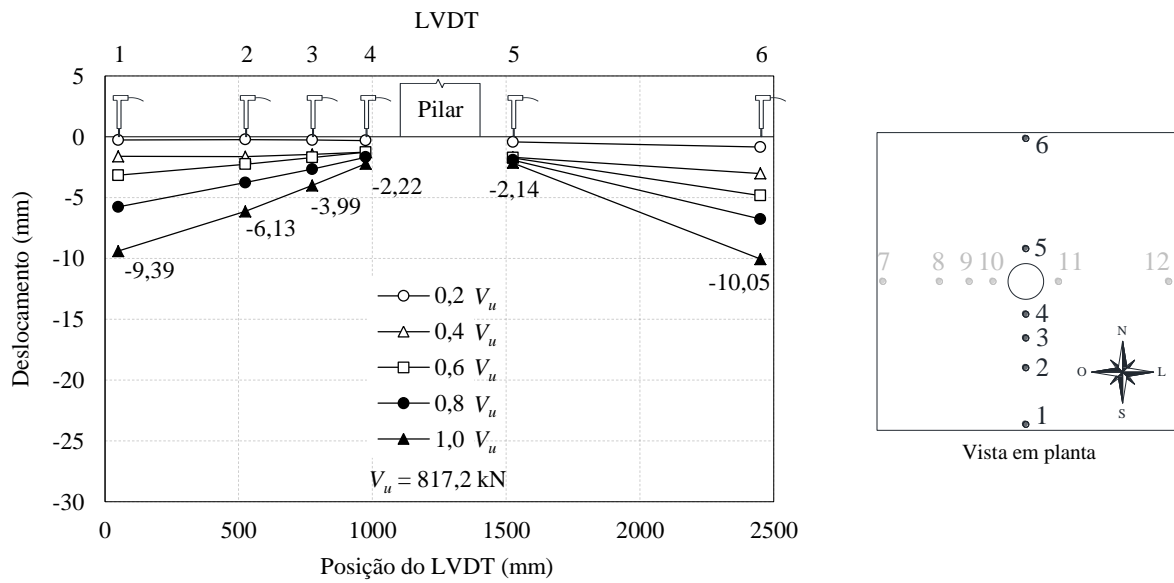


Figura 4.5 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje BD1

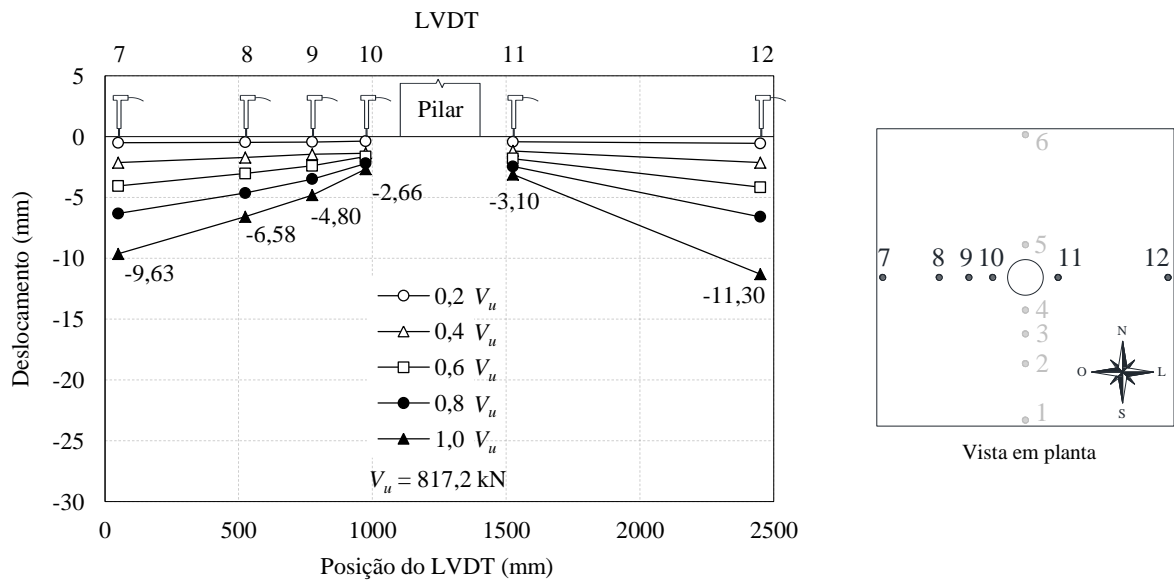


Figura 4.6 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje BD1

Na Figura 4.7 e na Figura 4.8 são apresentadas as leituras realizadas a cada 20% da carga de ruptura da laje BD2.

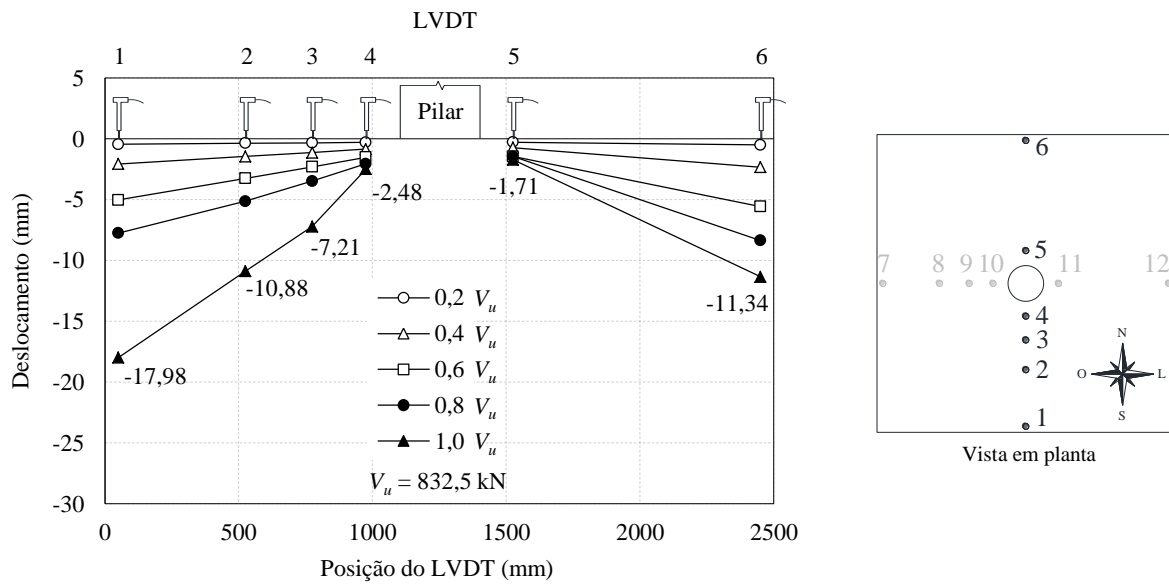


Figura 4.7 – Deslocamentos verticais na direção Sul-Norte da laje BD2

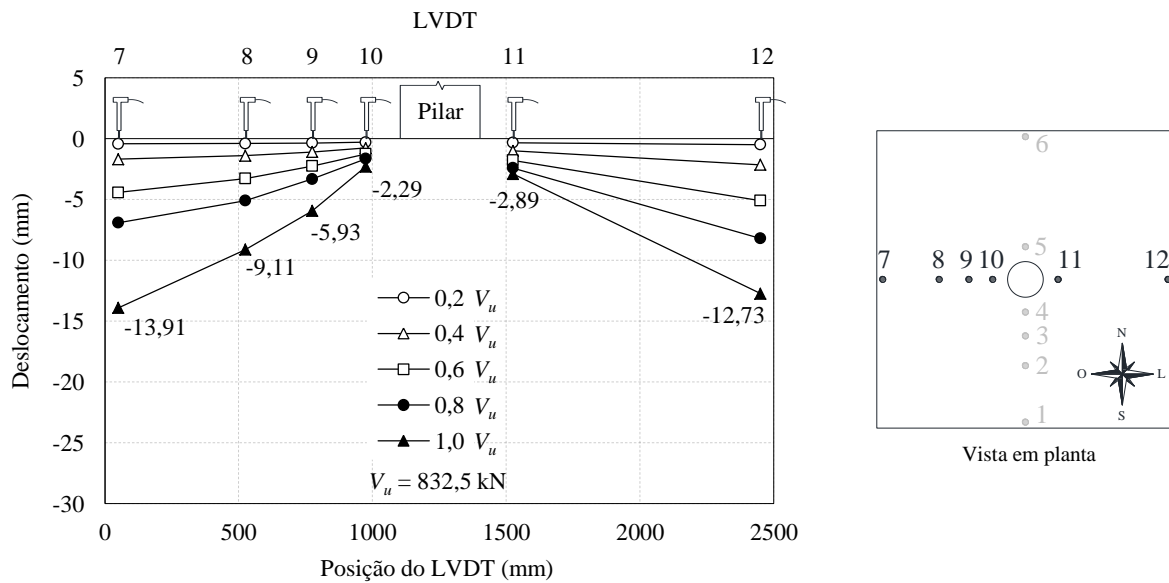


Figura 4.8 – Deslocamentos verticais na direção Oeste-Leste da laje BD2

As lajes *BubbleDeck* romperam com menores flechas em comparação às maciças. Isto sugere que estas lajes, apesar de serem supostamente mais flexíveis que as maciças devido à menor

inércia, romperam à punção de forma prematura, ou seja, antes de apresentar grandes deformações de flexão.

A seguir será apresentada na Figura 4.9 uma comparação entre os deslocamentos médios dos LVDT's das extremidades – 1, 6, 7 e 12 – das quatro lajes ensaiadas até a ruptura de cada uma.

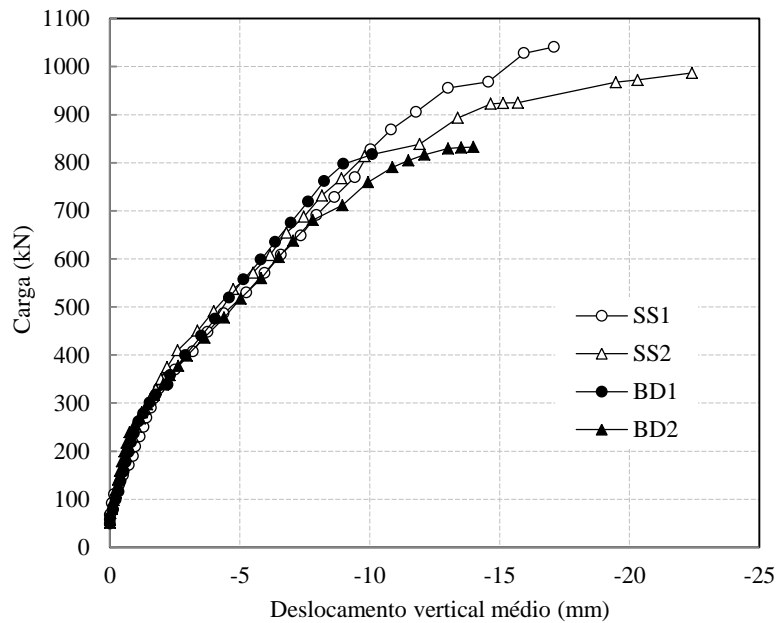


Figura 4.9 – Deslocamentos verticais médios nas extremidades das lajes

No gráfico da Figura 4.9 percebe-se que todas as quatro lajes apresentaram deslocamentos verticais médios semelhantes nas suas extremidades para mesmos níveis de carregamento, o que significa que as lajes maciças conseguiram desenvolver maiores deformações na ruptura simplesmente por atingirem maiores cargas últimas, e não por uma diferença de rigidez entre as lajes. Não é possível verificar uma diferença de rigidez conclusiva para os modelos ensaiados, uma vez que os deslocamentos, para os mesmos níveis de carga, foram bem próximos para as quatro lajes.

4.3. DEFORMAÇÕES NA SUPERFÍCIE DO CONCRETO

Nesta seção são apresentados os gráficos das deformações na superfície do concreto lidas por quatro extensômetros: EC1 e EC2, que medem as deformações tangenciais; e o EC3 e EC4, que medem as radiais. Na Figura 4.10 à Figura 4.13 são apresentadas as leituras realizadas a cada passo de carga até a ruptura das lajes SS1, SS2, BD1 e BD2, respectivamente.

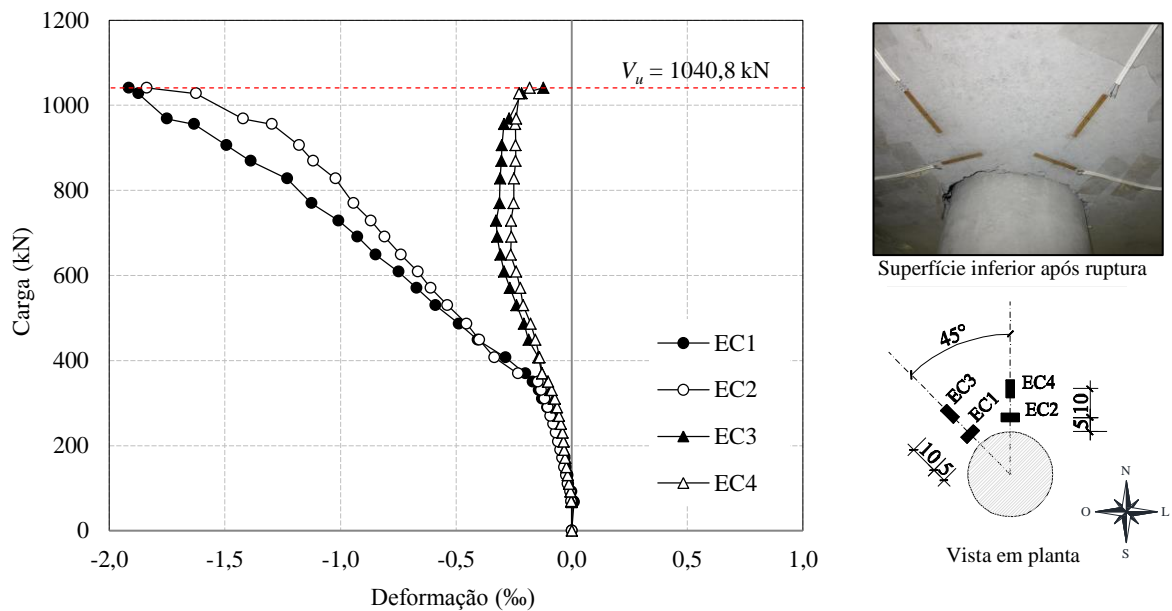


Figura 4.10 – Deformações na superfície do concreto da laje SS1

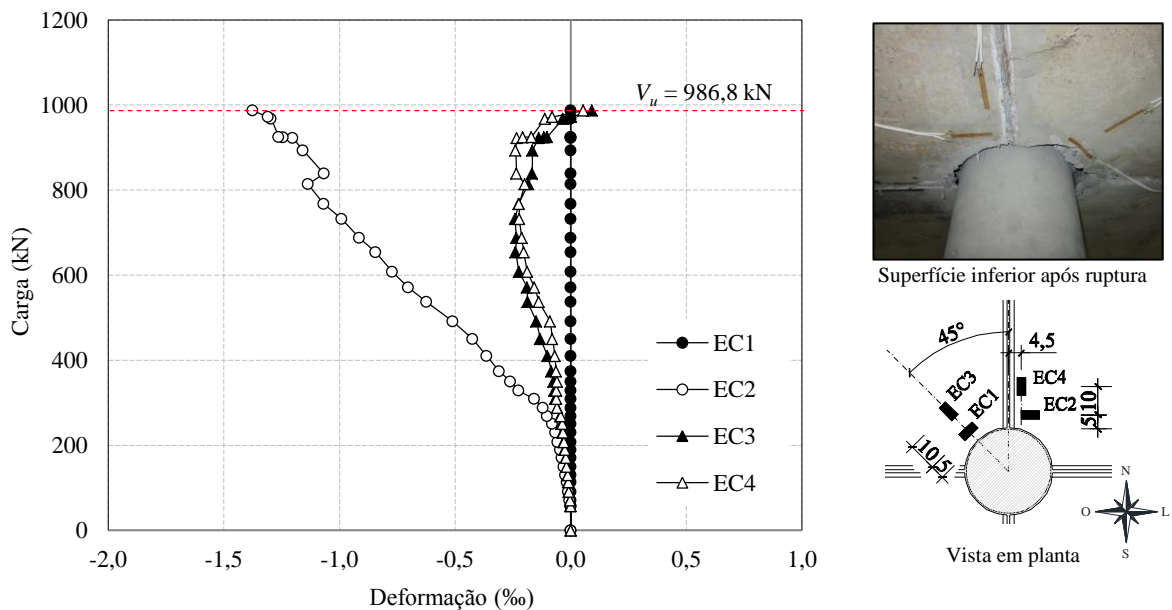


Figura 4.11 – Deformações na superfície do concreto da laje SS2

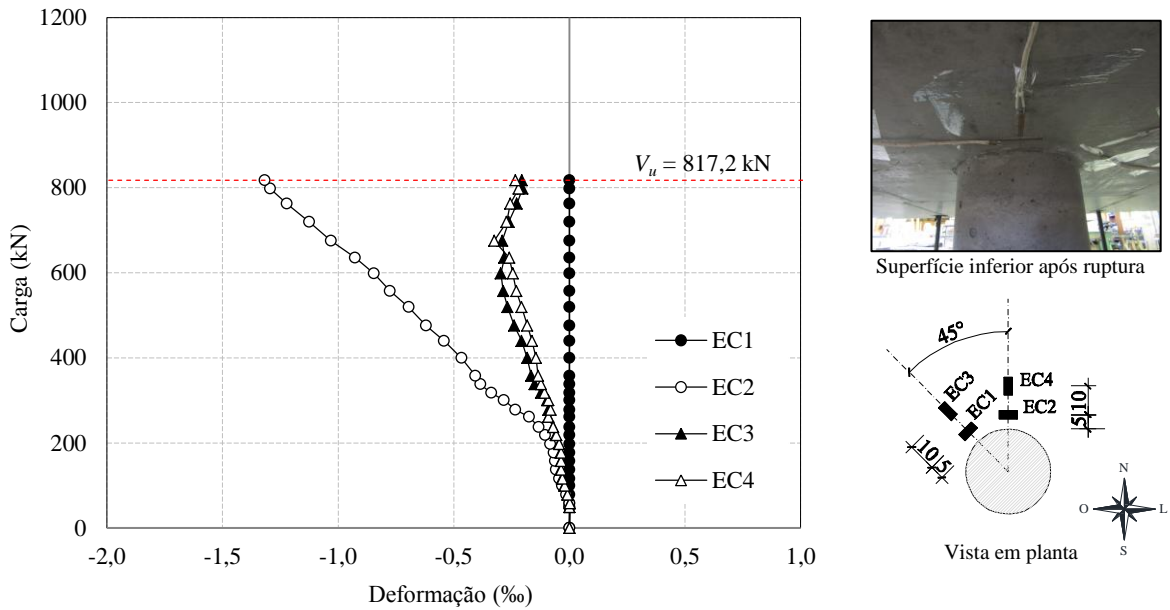


Figura 4.12 – Deformações na superfície do concreto da laje BD1

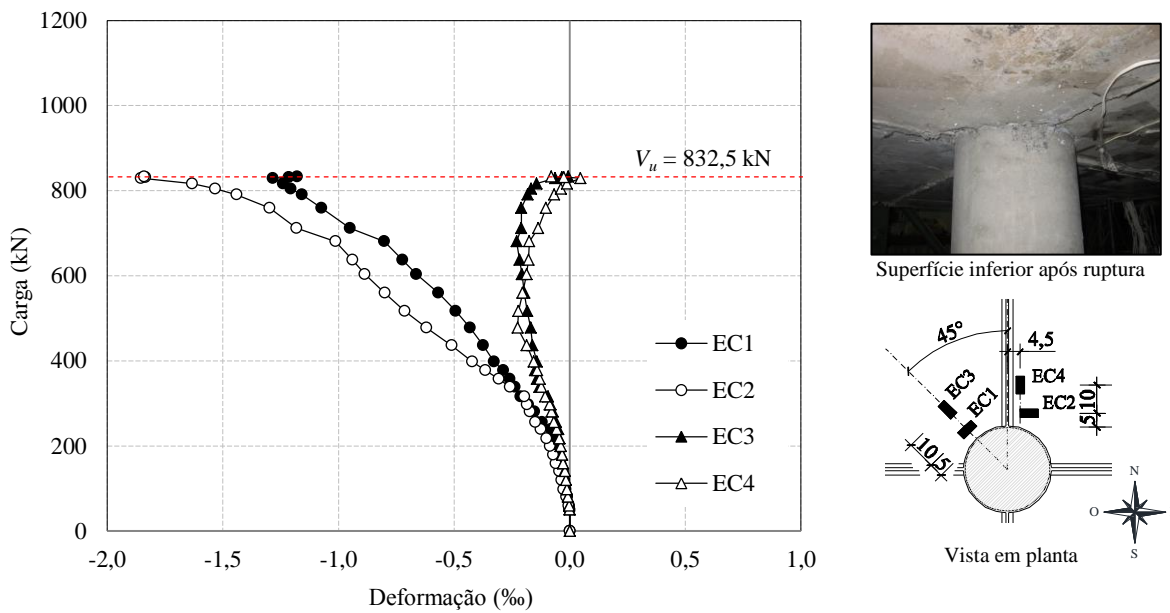


Figura 4.13 – Deformações na superfície do concreto da laje BD2

Observando os gráficos das deformações na superfície do concreto das quatro lajes, apresentados da Figura 4.10 à Figura 4.13, nota-se que em nenhuma das lajes a deformação do concreto chegou próxima à deformação de esmagamento, de 3,5 ‰. A maior deformação observada ocorreu no extensômetro tangencial EC1 da laje SS1, chegando a apenas 1,9 ‰ no momento da ruptura da laje.

Observa-se também que, para todas as lajes, as deformações radiais e tangenciais foram similares até a carga de aproximadamente 250 kN. Neste nível de carga surgiram as primeiras fissuras de flexão na laje, conforme observado durante os ensaios. A partir da carga de 250 kN houve alívio na deformação do concreto na direção radial, sendo que para as lajes SS2 e BD2 a deformação chegou a ser positiva próximo à carga de ruptura. Para as deformações tangenciais, a partir da carga aproximada de 250 kN é observada apenas uma mudança de inclinação no gráfico, intensificando as deformações a cada passo de carga, sugerindo uma tendência bilinear.

4.4. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE FLEXÃO

Nesta seção são apresentados os gráficos das deformações nas armaduras de flexão lidas pelos extensômetros posicionados em seis barras de flexão de cada laje. Esses gráficos permitem avaliar a distribuição dos esforços de flexão ao longo da seção transversal da laje e avaliar a possibilidade de uma possível ruptura por flexão com base no escoamento das barras de flexão monitoradas.

Da Figura 4.14 até a Figura 4.17 são apresentadas as leituras realizadas a cada 20% da carga de ruptura das lajes.

Para a laje SS2, os extensômetros EF2a e EF2b foram perdidos próximo à sua ruptura, portanto estão apresentadas as leituras a $0,9 \cdot V_u$ na Figura 4.15.

O extensômetro EF2a da laje SS1 foi perdido desde o início do ensaio, por isso foi adotada apenas a leitura do extensômetro EF2b em vez da média do par.

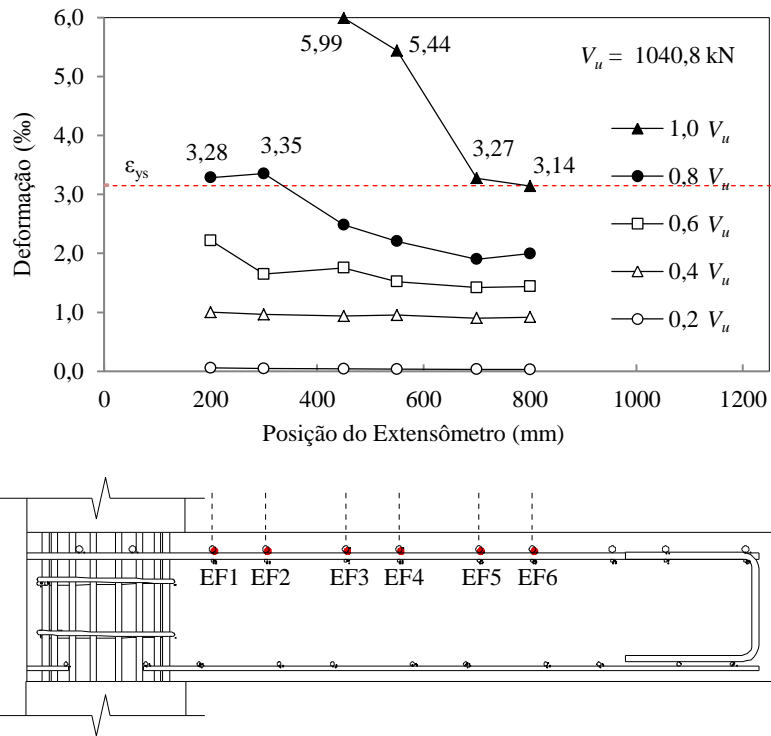


Figura 4.14 – Deformações nas armaduras de flexão da laje SS1

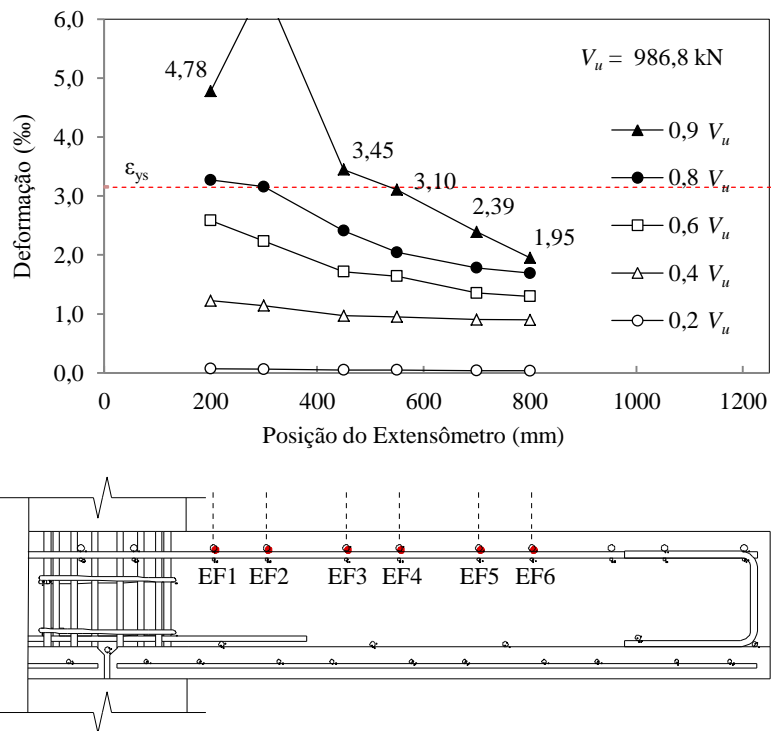


Figura 4.15 – Deformações nas armaduras de flexão da laje SS2

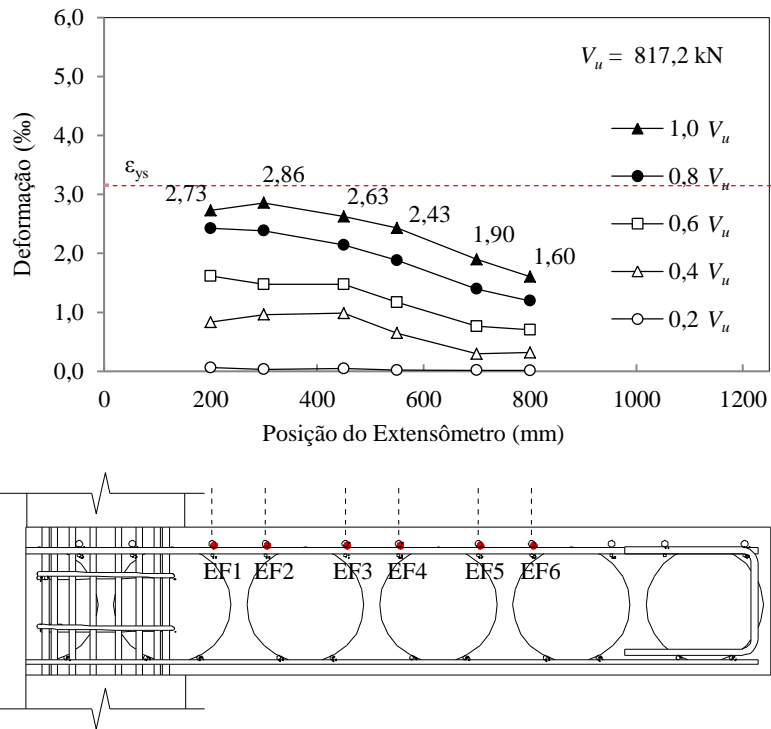


Figura 4.16 – Deformações nas armaduras de flexão da laje BD1

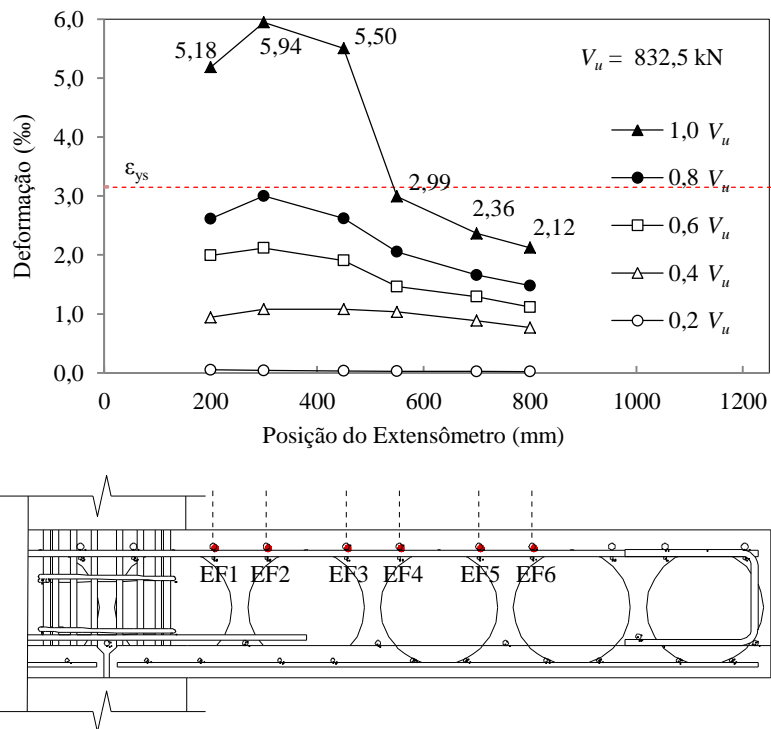


Figura 4.17 – Deformações nas armaduras de flexão da laje BD2

Analisando a Figura 4.14 até a Figura 4.17 observa-se que, em geral, quanto mais próximo do pilar, maiores são as deformações nas barras de flexão.

Na carga de ruptura, à exceção da laje BD1, em todas as demais, pelo menos as três barras de flexão mais próximas do pilar apresentaram deformações superiores à de escoamento do aço. Na laje SS1, que apresentou maior carga última, todas as barras de flexão haviam escoado quando da ruptura da laje. Isso sugere que a ruptura das lajes não ocorre puramente por punção, já que é possível considerar que em trechos mais próximos ao pilar as seções transversais plastificaram, exceto na laje BD1. Nesta laje nenhuma barra de flexão escoou, e esta é exatamente a laje que apresentou os menores deslocamentos na ruptura, conforme analisado na Seção 4.2, colaborando com a ideia de que a sua ruptura foi prematura, repentina e frágil, ou seja, bem característica de uma ruptura por punção.

4.5. DEFORMAÇÕES NAS ARMADURAS DE CISALHAMENTO

Nesta seção são apresentados os gráficos das deformações nas armaduras de cisalhamento lidas pelos extensômetros posicionados em seis estribos de cada laje até a ruptura.

Na Figura 4.18 são apresentadas as leituras realizadas a cada passo de carga até a ruptura da laje SS1.

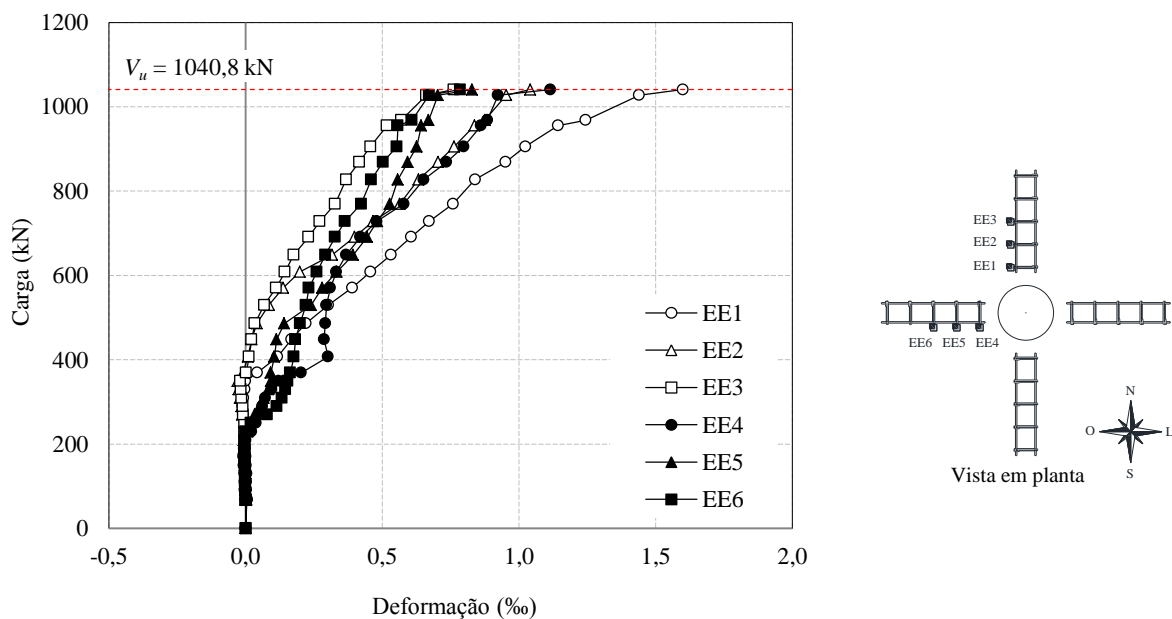


Figura 4.18 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje SS1

Na Figura 4.19 são apresentadas as leituras realizadas a cada passo de carga até a ruptura da laje SS2.

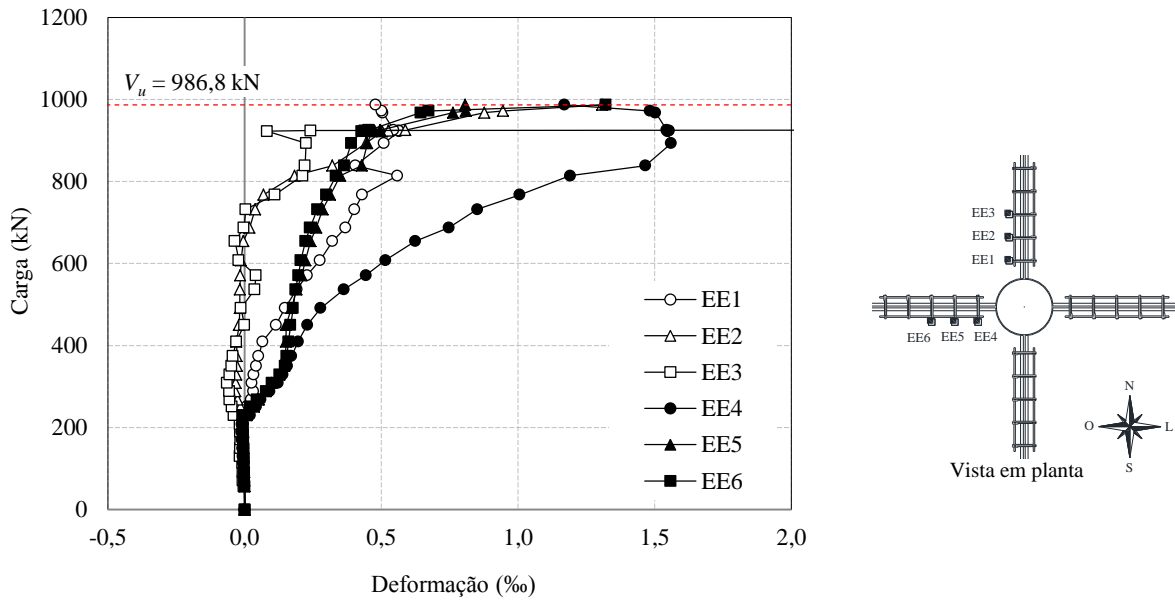


Figura 4.19 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje SS2

Na Figura 4.20 são apresentadas as leituras realizadas a cada passo de carga até a ruptura da laje BD1.

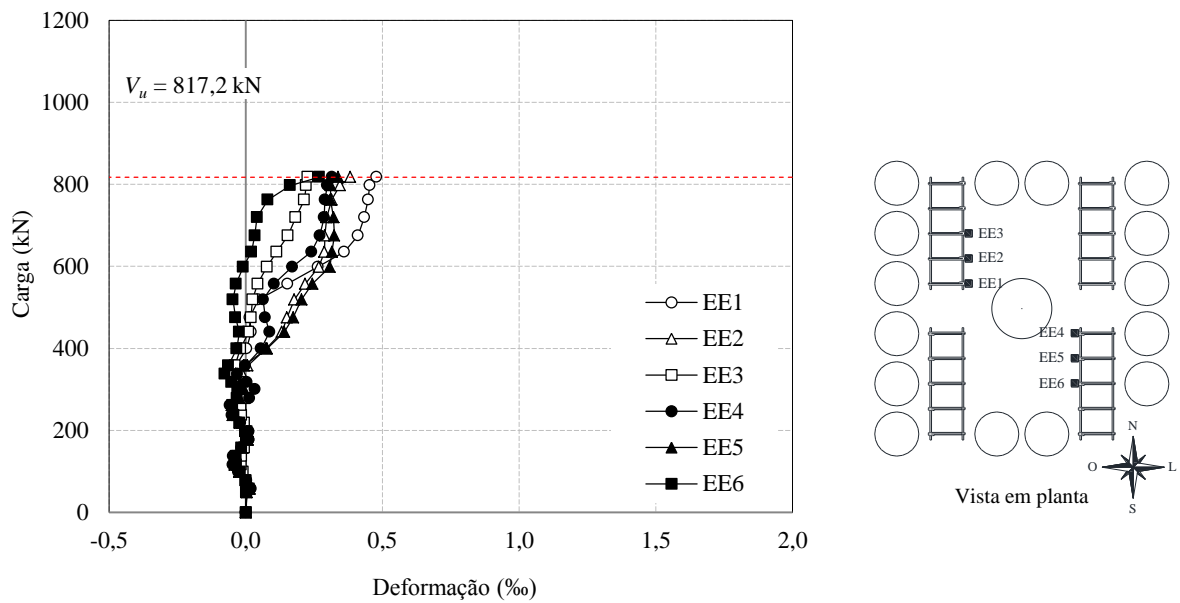


Figura 4.20 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje BD1

Na Figura 4.21 são apresentadas as leituras realizadas a cada passo de carga até a ruptura da laje BD2. O extensômetro EE4 foi perdido pouco após o início do ensaio.

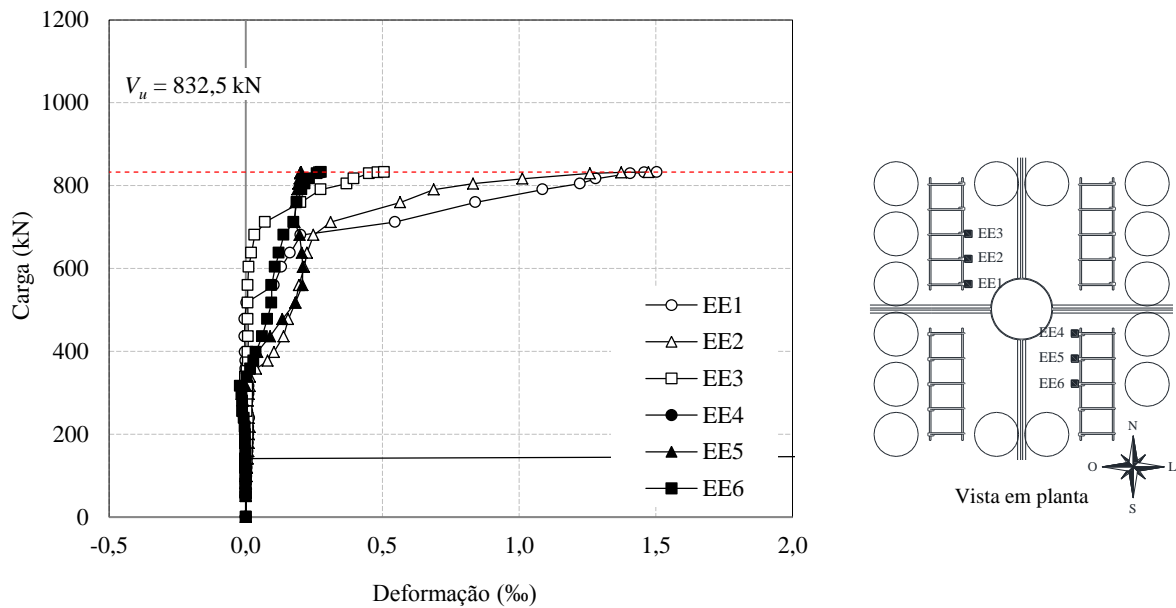


Figura 4.21 – Deformações nas armaduras de cisalhamento da laje BD2

Pode-se notar que as deformações máximas nos estribos são bem menores que a deformação de escoamento do aço, de 3,6 ‰ conforme Tabela 3.4. A maior deformação observada foi lida pelo extensômetro EE1 da laje SS1, atingindo apenas 1,6 ‰. Multiplicando esta deformação máxima pelo módulo de elasticidade experimentalmente obtido para o aço dos estribos, também extraído da Tabela 3.4, igual a 187 GPa, obtém-se a tensão máxima que o estribo experimentou, igual a 299 MPa. Esta tensão está muito abaixo da tensão de escoamento, que seria de 673 MPa. Este exemplo ilustra bem como as armaduras de punção de fato não são solicitadas ao máximo, justificando a limitação imposta pelas normas estudadas nesta pesquisa para a tensão $f_{yw,k}$. No caso da NBR 6118:2014, para lajes de espessura igual a 28 cm, esta limitação seria de 425 MPa; pelo o EUROCODE 2:2004, para lajes com altura útil de 24,25 cm a limitação seria de 357 MPa; e pelo o ACI 318:2011, seria de 420 MPa. Logo a máxima tensão experimentada pelos estribos das lajes ensaiadas está aquém até mesmo das limitações das normas.

As demais lajes apresentaram leituras ainda menores de deformação dos estribos na ruptura, sugerindo uma ancoragem deficiente das armaduras de punção, a exemplo da laje SS2, cujos

estribos tem pouca altura para ficarem locados acima da pré-laje, como especificado na Figura 3.13; ou ainda uma distribuição deficiente dos estribos, como nos casos das lajes BD1 e BD2, nas quais apenas os extensômetros mais próximos do pilar da laje BD2 foram satisfatoriamente acionados, enquanto os demais não passaram de 0,5 ‰ de deformação.

Para as quatro lajes ensaiadas, as deformações se mantem próximas de zero até a carga de 250 kN aproximadamente, carga em que surgem as primeiras fissuras de flexão nas lajes.

Comparando as lajes maciças com as *BubbleDeck*, pode-se notar que os estribos da primeira camada, monitorados pelo extensômetros EE1 e EE4, são solicitados a partir de cargas de aproximadamente 350 kN nas lajes maciças, enquanto nas *BubbleDeck*, eles passam a contribuir a partir da carga aproximada de 500 kN.

4.6. MAPAS DE FISSURAÇÃO

Nesta seção são apresentados os mapas de fissuração de cada laje. Durante os ensaios, as fissuras que se abriam na superfície superior das lajes eram marcadas à caneta assim que percebidas a olho nú, anotando ao lado da fissura o carregamento da laje em toneladas naquele instante. A marcação das fissuras foi interrompida em cargas próximas à ruptura da laje, evitando acidentes já que é necessário que uma pessoa fique sobre a laje realizando a marcação. Após a ruptura, as marcações das fissuras foram complementadas.

Da Figura 4.22 até a Figura 4.25 são apresentados imagens dos mapas de fissuração obtidos para cada laje. Foi desenhada sobre as imagens a posição aproximada das armaduras de cisalhamento e das esferas *BubbleDeck* na forma de marca d'água para possibilitar melhores análises.

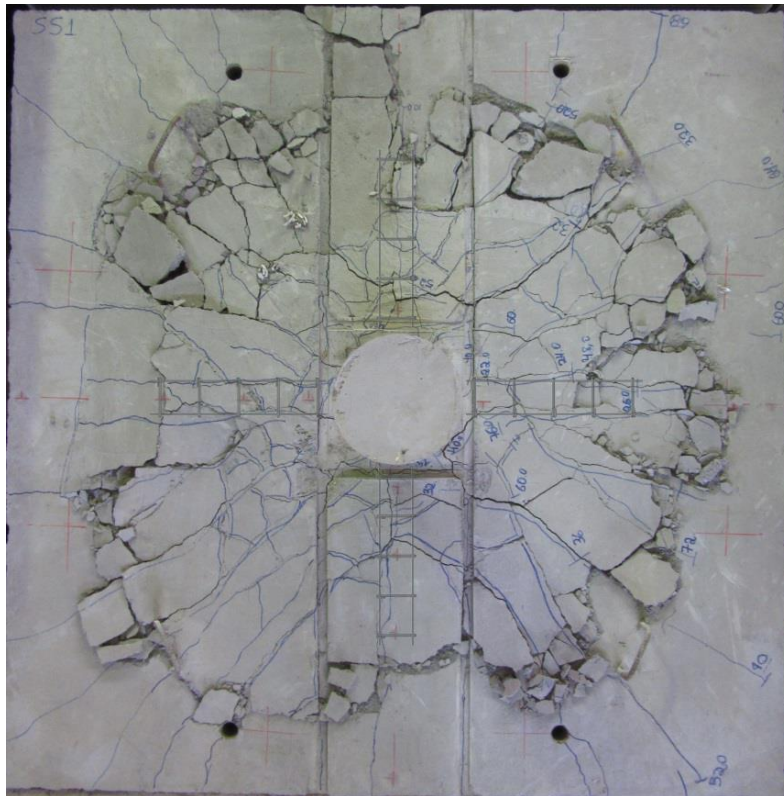


Figura 4.22 – Mapa de fissuração da laje SS1

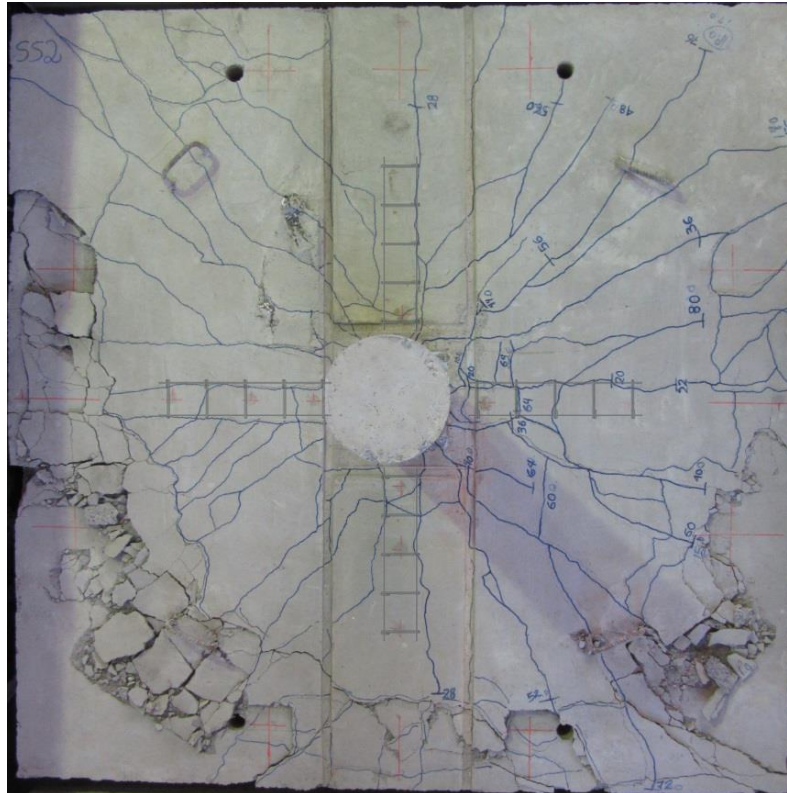


Figura 4.23 – Mapa de fissuração da laje SS2

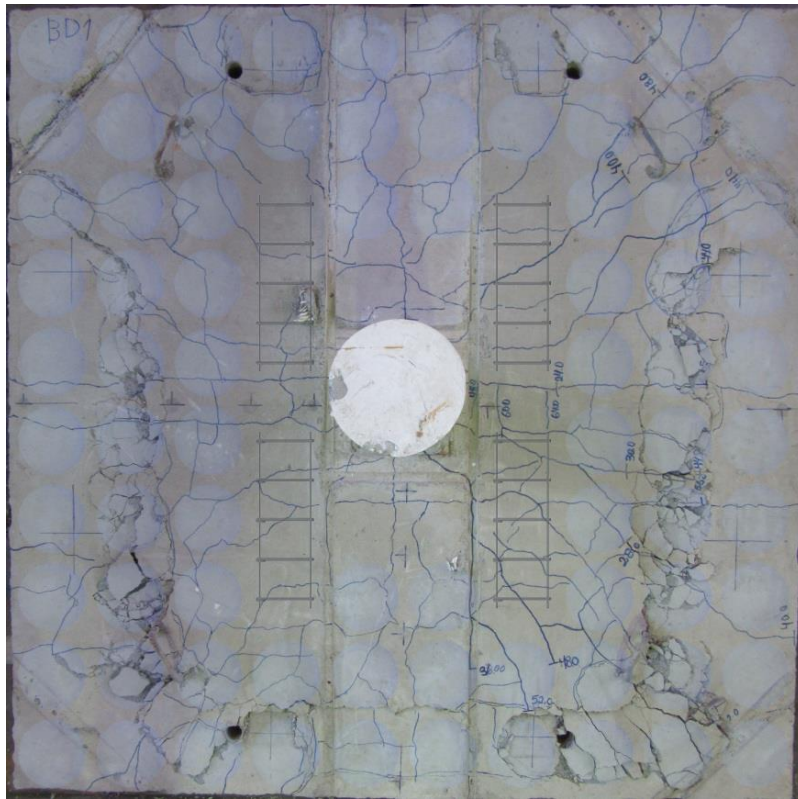


Figura 4.24 – Mapa de fissuração da laje BD1

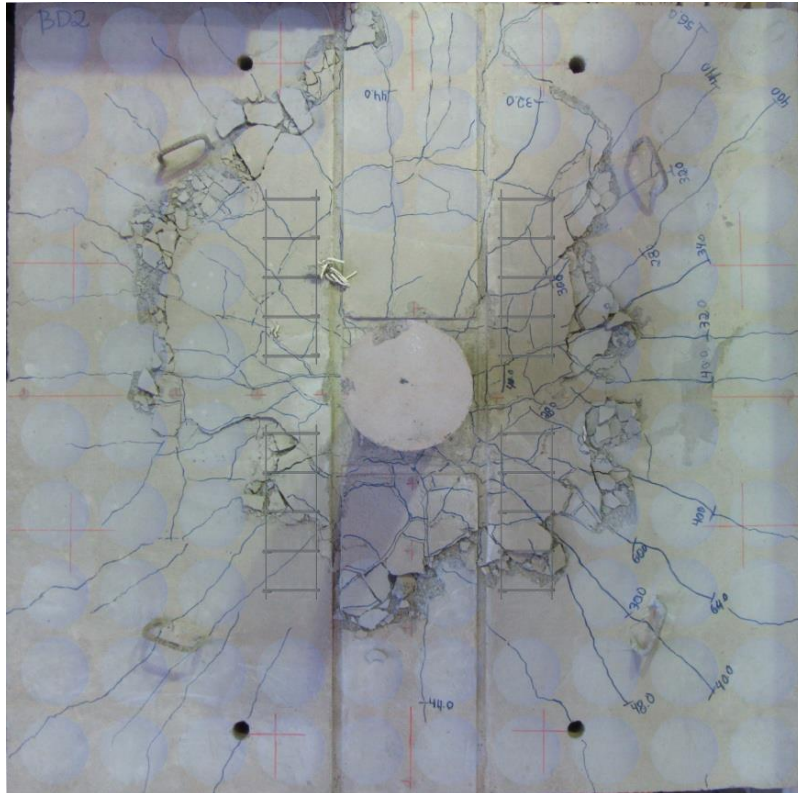


Figura 4.25 – Mapa de fissuração da laje BD2

As primeiras fissuras observadas foram radiais em todas as lajes, ocorrendo na carga de 220 kN na laje SS1, 200 kN na laje SS2, 240 kN na laje BD1 e 220 kN na laje BD2.

Os mapas de fissuração sugerem que as lajes SS1, SS2 e BD1 romperam fora das armaduras de cisalhamento, enquanto a laje BD2 teve uma ruptura “mista”, sendo notadamente fora das armaduras de cisalhamento na região noroeste e dentro na região sudeste da laje.

Nas lajes maciças, cujos estribos foram distribuídos em cruz, o perímetro do cone de punção tem forma circular em volta da região dos estribos, enquanto nas lajes *BubbleDeck*, o perímetro tem seu encaminhamento de maneira assimétrica, determinado pela distribuição diferenciada dos estribos, o que pode ser mais expressivamente observado na laje BD1.

4.7. ANÁLISE DO MODO DE RUPTURA DAS LAJES

Geralmente, para identificação do cone de punção recomenda-se cortar as lajes transversalmente. Como não foi feito o corte, a rigor, não é possível afirmar que realmente houve formação do cone nem informar a sua inclinação. O que se pode dizer, com base nos mapas de fissuração é que a conformação das fissuras visíveis na superfície superior do concreto sugere a formação do cone de punção nas quatro lajes ensaiadas.

Assim, as lajes SS1, SS2 e BD2 romperam por flexo-punção, pois as armaduras de flexão mais próximas do pilar haviam escoado na ruptura e observa-se que há formação do cone característico da ruptura por punção em uma região mais afastada do pilar. A laje BD1 foi a que apresentou ruptura mais característica de punção, já que desenvolveu pouco deslocamento vertical, nenhuma barra de flexão escoou no momento da ruptura, e os estribos foram pouco solicitados. Por outro lado, a laje SS1 foi a que mais se aproximou de uma ruptura por flexão, pois cinco das barras de flexão monitoradas haviam escoado, e a sexta barra, monitorada pelo extensômetro EF6, estava prestes a escoar no momento da ruptura.

5. RESULTADOS DOS MODELOS TEÓRICOS DE CÁLCULO

Neste capítulo serão avaliadas as prescrições das normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011 comparando as cargas teóricas de ruptura por punção, decorrentes de seus modelos de cálculo, com as cargas experimentais. Além das lajes ensaiadas nesta pesquisa, foi montado um banco de dados com lajes outras pesquisas que avaliaram experimentalmente o desempenho do sistema *BubbleDeck* à punção. Ao todo serão estudadas onze lajes, sendo quatro desta pesquisa, quatro de LIMA (2015) e outras três da autora HELD (2002). Destes onze modelos, oito são do tipo *BubbleDeck*.

Inicialmente serão apresentadas as características principais das onze lajes do banco de dados, e serão avaliadas as cargas de resistência à flexão pelo método das linhas de ruptura, seguindo a formulação de GUANDALINI *et al* (2009) exposta na Equação 2.46. Em seguida, serão avaliadas as prescrições das normas de quatro formas distintas:

- 1^a) Aplicando puramente as prescrições normativas como se todas as lajes fossem maciças;
- 2^a) Aplicando uma primeira proposta de adaptação às lajes *BubbleDeck*, baseada na subtração das áreas das esferas interceptadas pelo perímetro de controle;
- 3^a) Aplicando uma segunda proposta de adaptação às lajes *BubbleDeck*, que apenas insere um coeficiente de ajuste da resistência do concreto àqueles resultados obtidos admitindo que as lajes fossem maciças;
- 4^a) Seguindo a recomendação da *BubbleDeck International* de que a resistência de suas lajes ao cisalhamento é igual a 60% da resistência de uma laje maciça de mesma espessura.

Por fim, será feita uma comparação dos resultados obtidos com as quatro formas de cálculo estudadas.

5.1. RESUMO DAS CARACTERÍSTICAS DAS LAJES

A Tabela 5.1 resume as características principais das quatro lajes ensaiadas e das sete lajes dos outros autores selecionadas para compor o banco de dados.

Tabela 5.1 – Características das lajes do banco de dados

Autor	SANTOS (2016)				LIMA (2015)				HELD (2002)		
Laje	SS1	SS2	BD1	BD2	RSP	BD28 P1	BD28 P2	BD28 P3	D1-24	D2-24	D3-24
Tipo de laje	Maciça	Maciça	BD	BD	Maciça	BD	BD	BD	BD	BD	BD
h (mm)	280	280	280	280	280	280	280	280	240	240	240
d (mm)	232	246	241	255	238	250	255	255	190	190	190
c (mm)	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300	300
Pilar	Circ.	Circ.	Circ.	Circ.	Circ.	Circ.	Circ.	Circ.	Quad.	Quad.	Quad.
Pré-laje	Não	Sim	Não	Sim	Não	Não	Sim	Sim	Não	Não	Não
ρ (%)	0,54	0,48	0,50	0,45	0,41	0,39	0,39	0,39	1,80	1,80	1,80
\emptyset_w (mm)	8,0	8,0	8,0	8,0	-	-	-	6,3	-	-	-
Distribuição	Cruz	Cruz	Aberta	Aberta	-	-	-	Aberta	-	-	-
Armadura	Estribo	Estribo	Estribo	Estribo	-	-	-	Estribo	-	-	-
Ancoragem	Sim	Sim	Não	Não	-	-	-	Não	-	-	-
Nº linhas	8	8	8	8	-	-	-	8	-	-	-
Nº camadas	5	5	5	5	-	-	-	3	-	-	-
s_0 (mm)	100	100	-	-	-	-	-	-	-	-	-
s_r (mm)	125	125	125	125	-	-	-	100	-	-	-
f_c (MPa)	44,6	44,6	44,6	44,6	47,7	47,7	47,7	47,7	35,7	40,9	37,6
$f_{ys,flex}$ (MPa)	577	577	577	577	583	583	583	583	*	*	*
$E_{s,flex}$ (GPa)	183	183	183	183	189	189	189	189	*	*	*
$f_{ys,rela}$ (MPa)	697	697	697	697	697	697	697	697	*	*	*
$E_{s,rela}$ (GPa)	195	195	195	195	195	195	195	195	*	*	*
$f_{ys,w}$ (MPa)	673	673	673	673	-	-	-	622	-	-	-
$E_{s,w}$ (GPa)	187	187	187	187	-	-	-	198	-	-	-
$D_{m\acute{a}x}$ (mm)	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	9,5	16,0	16,0	16,0
r_q (mm)	1130	1130	1130	1130	1174	1174	1174	1174	1125	1125	1125
V_u (kN)	1040,8	986,8	817,2	832,5	858,0	642,0	651,0	697,0	520,0	580,0	525,0

A altura útil " d " é resultante de medições realizadas antes da concretagem levando em conta a tela superior.

" c " é o diâmetro do pilar circular ou o lado pilar quadrado.

A taxa de armadura " ρ " foi calculada levando em conta a tela superior e uma faixa de laje afastada $3d$ de cada face do pilar.

\emptyset_w é o diâmetro da armadura de punção.

A distribuição nomeada "Aberta" se refere ao padrão sugerido pela *BubbleDeck*, ilustrado na Figura 3.14c e d.

"Ancoragem" traduz se os estribos se ancoram nas armaduras de flexão ou não.

O símbolo "*" foi usado quando a informação não pôde ser obtida.

" $D_{m\acute{a}x}$ " é o diâmetro máximo do agregado graúdo.

" r_q " é a distância do pilar ao ponto onde o momento fletor é nulo (ponto de aplicação de carga).

V_u é a carga última experimental das lajes.

5.2. CÁLCULO DA CARGA DE RESISTÊNCIA À FLEXÃO DAS LAJES

A aplicação da Equação 2.46 às lajes do banco dados resulta nas cargas de ruptura por flexão apresentadas na Tabela 5.2. Para as lajes desta pesquisa e para as de LIMA (2015), as armaduras da tela superior foram levadas em conta nos cálculos, pois contribuem para a resistência à flexão considerando que as barras aço transversalmente soldadas promovem boa ancoragem. Para as lajes da autora HELD (2002), por falta de informações sobre tensão de escoamento das armaduras de flexão utilizadas pela pesquisadora, em suas lajes será feita apenas uma estimativa adotando $f_{ys} = 500$ MPa.

Tabela 5.2 – Carga de resistência à flexão das lajes

Autor	Laje	x (mm)	d (mm)	$\sum A_s \cdot f_{ys}$ (kN)	m_R (kNm/m)	r_q (mm)	θ (rad)	c (mm)	B (mm)	$V_{Flexão}$ (kN)	V_u (kN)
AUTOR (2016)	SS1	21,4	232	724,1	161,8	1130	0,3780	300	2500	1380,5	1040,8
	SS2	21,4	246	724,1	171,9	1130	0,3780	300	2500	1467,0	986,8
	BD1	21,4	241	724,1	168,3	1130	0,3780	300	2500	1436,1	817,2
	BD2	21,4	255	724,1	178,5	1130	0,3780	300	2500	1522,6	832,5
LIMA (2015)	RSP	19,7	238	713,1	164,1	1174	0,4712	300	2500	1277,7	858,0
	BD28-P1	19,7	250	713,1	172,7	1174	0,4712	300	2500	1344,4	642,0
	BD28-P2	19,7	255	713,1	176,2	1174	0,4712	300	2500	1372,1	651,0
	BD28-P3	19,7	255	713,1	176,2	1174	0,4712	300	2500	1372,1	697,0
HELD (2002)	D1-24	63,0	190	1710,0	281,8	1125	0,3927	300	2500	2398,9	520,0
	D2-24	55,0	190	1710,0	287,3	1125	0,3927	300	2500	2445,5	580,0
	D3-24	59,8	190	1710,0	284,0	1125	0,3927	300	2500	2417,4	525,0

Nota-se que as cargas de ruptura à flexão são mais altas que as cargas experimentalmente atingidas. Portanto admitindo que o mecanismo de ruptura avaliado por GUANDALINI *et al* (2009) forneça a real carga de ruptura das lajes, nenhuma laje rompeu puramente por flexão.

5.3. CARGAS DE RUPTURA À PUNÇÃO PELOS MODELOS TEÓRICOS

Nesta seção serão apresentadas as cargas de ruptura das onze lajes do banco de dados calculadas diretamente pelas prescrições das normas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011, sem levar em conta qualquer tipo de adaptação devido à presença dos vazios esféricos *BubbleDeck*.

5.3.1. CÁLCULO PELA NBR 6118:2014

A Tabela 5.3 mostra os parâmetros intermediários calculados para aplicar a Equação 2.9, Equação 2.13, Equação 2.17 e Equação 2.19, resultando nas cargas dispostas na Tabela 5.4.

Tabela 5.3 – Parâmetros de cálculo pela NBR 6118:2014

Autor	Laje	u_0 (mm)	u_1 (mm)	u_{out} (mm)	τ_{Rk2} (MPa)	τ_{Rk1} (MPa)	τ_{Rk3} (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	942,5	3857,9	5306,8	9,89	1,01	1,31
	SS2	942,5	4033,8	4472,8	9,89	0,96	1,25
	BD1	942,5	3971,0	7200,4	9,89	0,98	1,27
	BD2	942,5	4146,9	7434,4	9,89	0,93	1,21
LIMA (2015)	RSP	942,5	3933,3	-	10,42	0,94	-
	BD28-P1	942,5	4084,1	-	10,42	0,91	-
	BD28-P2	942,5	4146,9	-	10,42	0,91	-
	BD28-P3	942,5	4146,9	5711,8	10,42	0,91	1,08
HELD (2002)	D1-24	1200,0	3587,6	-	8,26	1,46	-
	D2-24	1200,0	3587,6	-	9,24	1,53	-
	D3-24	1200,0	3587,6	-	8,63	1,48	-

Tabela 5.4 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014

Autor	Laje	$V_{Rk,max}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{NBR} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{Modo_{NBR}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	2163,3	697,8	476,7	1174,5	1247,9	1174,5	1040,8	1,13	DT/Fora
	SS2	2293,9	733,5	505,5	1239,0	1057,4	1057,4	986,8	1,07	Fora/Fora
	BD1	2247,2	720,7	495,1	1215,8	1698,8	1215,8	817,2	1,49	DT/Fora
	BD2	2377,8	758,6	524,0	1282,6	1768,0	1282,6	832,5	1,54	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2337,7	879,8	-	-	-	879,8	858,0	1,03	DT/DT
	BD28-P1	2455,6	932,8	-	-	-	932,8	642,0	1,45	DT/DT
	BD28-P2	2504,7	961,6	-	-	-	961,6	651,0	1,48	DT/DT
	BD28-P3	2504,7	739,7	406,1	1145,8	1324,4	1145,8	697,0	1,64	DT/Fora
HELD (2002)	D1-24	1883,9	993,8	-	-	-	993,8	520,0	1,91	DT/DT
	D2-24	2105,9	1039,9	-	-	-	1039,9	580,0	1,79	DT/DT
	D3-24	1966,5	1011,1	-	-	-	1011,1	525,0	1,93	DT/DT

-Modos de ruptura considerados: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da região armada ao cisalhamento).

Negligenciando os vazios esféricos, as cargas calculadas pela NBR 6118:2014 superestimam a resistência das lajes *BubbleDeck*.

5.3.2. CÁLCULO PELO EUROCODE 2:2004

A Tabela 5.5 mostra os parâmetros intermediários calculados para aplicar a Equação 2.24, Equação 2.29, Equação 2.32 e Equação 2.34, resultando nas cargas dispostas na Tabela 5.6.

Tabela 5.5 – Parâmetros de cálculo pelo EUROCODE 2:2004

Autor	Laje	u_0 (mm)	u_1 (mm)	u_{out} (mm)	$V_{Rk,máx}$ (MPa)	$V_{Rk,c}$ (MPa)	$V_{Rk,cs}$ (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	942,5	3857,9	4577,9	10,99	1,00	1,19
	SS2	942,5	4033,8	4821,9	10,99	0,95	1,14
	BD1	942,5	3971,0	6443,2	10,99	0,97	1,16
	BD2	942,5	4146,9	6631,2	10,99	0,92	1,11
LIMA (2015)	RSP	942,5	3933,3	-	11,58	0,93	-
	BD28-P1	942,5	4084,1	-	11,58	0,90	-
	BD28-P2	942,5	4146,9	-	11,58	0,90	-
	BD28-P3	942,5	4146,9	4910,7	11,58	0,90	1,00
HELD (2002)	D1-24	1200,0	3587,6	-	9,18	1,44	-
	D2-24	1200,0	3587,6	-	10,26	1,51	-
	D3-24	1200,0	3587,6	-	9,58	1,47	-

Tabela 5.6 – Resultados dos cálculos pelo EUROCODE 2:2004

Autor	Laje	$V_{Rk,máx}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{EC} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{Modo_{EC}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	2403,7	672,9	396,5	1069,4	1064,7	1064,7	1040,8	1,02	Fora/Fora
	SS2	2548,7	707,4	325,2	1132,6	1127,4	1127,4	986,8	1,14	Fora/Fora
	BD1	2496,9	695,0	414,9	1109,8	1503,4	1109,8	817,2	1,36	DT/Fora
	BD2	2642,0	731,6	444,0	1175,5	1559,7	1175,5	832,5	1,41	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2597,4	870,1	-	-	-	870,1	858,0	1,01	DT/DT
	BD28-P1	2728,4	922,5	-	-	-	922,5	642,0	1,44	DT/DT
	BD28-P2	2783,0	951,0	-	-	-	951,0	651,0	1,46	DT/DT
	BD28-P3	2783,0	713,3	344,2	1057,4	1126,2	1057,4	697,0	1,52	DT/Fora
HELD (2002)	D1-24	2093,2	982,9	-	-	-	982,9	520,0	1,89	DT/DT
	D2-24	2339,9	1028,5	-	-	-	1028,5	580,0	1,77	DT/DT
	D3-24	2185,0	1000,0	-	-	-	1000,0	525,0	1,90	DT/DT

-Modos de ruptura considerados: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da região armada ao cisalhamento).

Negligenciando os vazios esféricos, as cargas calculadas pelo EUROCODE 2:2004 superestimam a resistência das lajes *BubbleDeck*.

5.3.3. CÁLCULO PELO ACI 318:2011

A Tabela 5.7 mostra os parâmetros intermediários calculados para aplicar a Equação 2.35, Equação 2.37, Equação 2.41 e Equação 2.43, resultando nas cargas dispostas na Tabela 5.8.

Tabela 5.7 – Parâmetros de cálculo pelo ACI 318:2011

Autor	Laje	b_0 (mm)	b_{out} (mm)	$\tau_{R,m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{R,c}$ (MPa)	$\tau_{R,cs}$ (MPa)	$\tau_{R,out}$ (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	1671,3	5152,6	3,34	2,20	1,94	1,14
	SS2	1715,3	5199,0	3,34	2,20	1,92	1,14
	BD1	1699,6	5318,0	3,34	2,20	1,93	1,14
	BD2	1743,6	5374,0	4,41	2,20	1,91	1,14
LIMA (2015)	RSP	1690,2	-	4,56	2,28	-	-
	BD28-P1	1727,9	-	4,56	2,28	-	-
	BD28-P2	1743,6	-	4,56	2,28	-	-
	BD28-P3	1743,6	3527,4	4,56	2,28	1,77	1,17
HELD (2002)	D1-24	1960,0	-	3,94	1,97	-	-
	D2-24	1960,0	-	4,22	2,11	-	-
	D3-24	1960,0	-	4,05	2,02	-	-

Tabela 5.8 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011

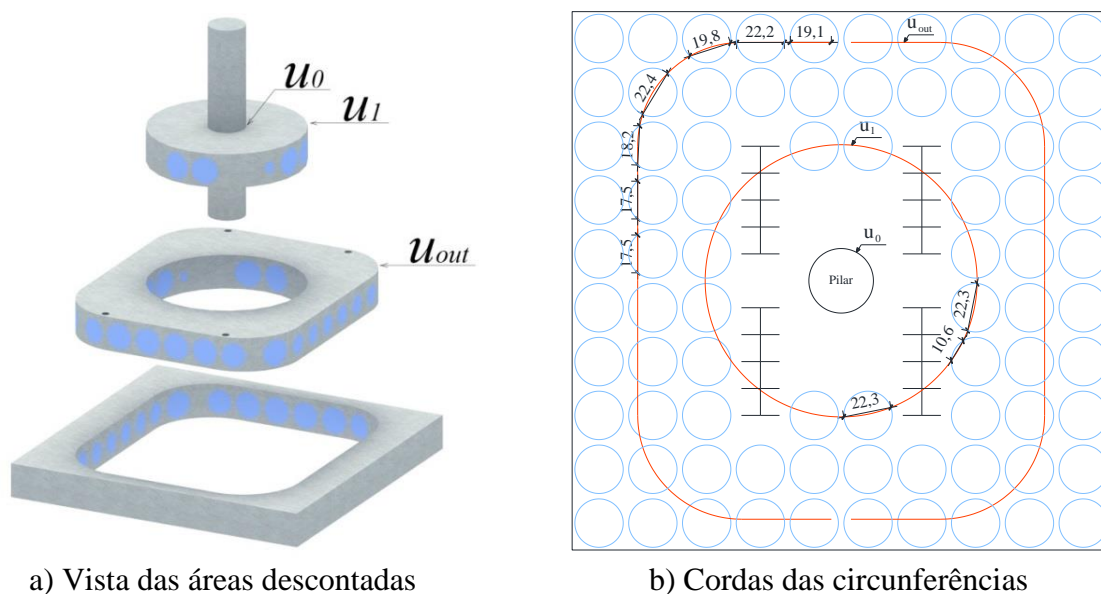
Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{Modo_{ACI}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	1294,8	440,2	313,5	753,7	1357,2	753,7	1040,8	0,72	DT/Fora
	SS2	1409,0	479,1	332,3	811,4	1452,0	811,4	986,8	0,82	DT/Fora
	BD1	1367,7	465,0	325,7	790,7	1455,1	790,7	817,2	0,97	DT/Fora
	BD2	1959,7	504,8	344,5	849,3	1555,8	849,3	832,5	1,02	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	1833,6	916,8	-	-	-	916,8	858,0	1,07	DT/DT
	BD28-P1	1969,0	984,5	-	-	-	984,5	642,0	1,53	DT/DT
	BD28-P2	2026,7	1013,3	-	-	-	1013,3	651,0	1,56	DT/DT
	BD28-P3	2026,7	522,0	267,1	789,1	1056,1	789,1	697,0	1,13	DT/Fora
HELD (2002)	D1-24	1468,5	734,3	-	-	-	734,3	520,0	1,41	DT/DT
	D2-24	1571,9	785,9	-	-	-	785,9	580,0	1,36	DT/DT
	D3-24	1507,1	753,6	-	-	-	753,6	525,0	1,44	DT/DT

-Modos de ruptura considerados: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da região armada ao cisalhamento).

Negligenciando os vazios esféricos, as cargas calculadas pelo ACI 318:2011 superestimam a resistência das lajes *BubbleDeck*, exceto para as lajes BD1 e BD2.

5.4. PROPOSTA DE ADAPTAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS POR SUBTRAÇÃO DE ÁREAS

Para levar em conta a influência do método construtivo *BubbleDeck*, propõe-se subtrair a área dos vazios provocados pelas esferas no perímetro crítico considerado. Estes vazios são mostrados na Figura 5.1a. Para simplificar o método, serão subtraídas áreas circulares com diâmetros iguais à corda resultante da interceptação do perímetro crítico na esfera, como exemplificado na Figura 5.1b. As áreas a serem descontadas serão nomeadas por A_{BD} .



a) Vista das áreas descontadas

b) Cordas das circunferências

Figura 5.1 – Exemplo da laje BD1 pela NBR 6118:2014

5.4.1. CÁLCULO PELA NBR 6118:2014 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS

Aplicando a primeira proposta de adaptação à Equação 2.9, Equação 2.13, Equação 2.17 e Equação 2.19 resultam as seguintes equações adaptadas. Os resultados constam na Tabela 5.9 e Tabela 5.10.

$$V_{Rk,max} = \tau_{Rk2} \cdot (u_0 \cdot d - A_{BD,0}) \quad \text{Equação 5.1}$$

$$V_{Rk,c} = \tau_{Rk1} \cdot (u_1 \cdot d - A_{BD,1}) \quad \text{Equação 5.2}$$

$$V_{Rk,cs} = \tau_{Rk3} \cdot (u_1 \cdot d - A_{BD,1}) \quad \text{Equação 5.3}$$

$$V_{Rk,out} = \tau_{Rk1} \cdot (u_{out} \cdot d - A_{BD,out}) \quad \text{Equação 5.4}$$

Tabela 5.9 – Parâmetros de cálculo pela NBR 6118:2014 com subtração de áreas

Autor	Laje	u_0 (mm)	u_1 (mm)	u_{out} (mm)	$A_{BD,0}$ (mm ²)	$A_{BD,1}$ (mm ²)	$A_{BD,out}$ (mm ²)	τ_{Rk2} (MPa)	τ_{Rk1} (MPa)	τ_{Rk3} (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	942,5	3857,9	5306,8	0	0	0	9,89	-	1,31
	SS2	942,5	4033,8	4472,8	0	0	0	9,89	-	1,25
	BD1	942,5	3971,0	7200,4	0	347755	846719	9,89	-	1,57
	BD2	942,5	4146,9	7434,4	0	402184	712677	9,89	-	1,52
LIMA (2015)	RSP	942,5	3933,3	-	0	0	0	10,42	0,94	-
	BD28-P1	942,5	4084,1	-	0	461349	0	10,42	0,91	-
	BD28-P2	942,5	4146,9	-	0	491911	0	10,42	0,91	-
	BD28-P3	942,5	4146,9	5711,8	0	491911	605985	10,42	-	1,42
HELD (2002)	D1-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	8,26	1,46	-
	D2-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	9,24	1,53	-
	D3-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	8,63	1,48	-

-Na tensão τ_{Rk3} a parcela de contribuição do aço, foi dividida por $(u_1 \cdot d - A_{BD,1})$ em vez do $(u_1 \cdot d)$ apresentado na norma.

Tabela 5.10 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014 com subtração de áreas

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{NBR} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{\text{Modo}_{NBR}}{\text{Modo}_u}$
AUTOR (2016)	SS1	2163,3	697,8	476,7	1174,5	1247,9	1174,5	1040,8	1,13	DT/Fora
	SS2	2293,9	733,5	505,5	1239,0	1057,4	1057,4	986,8	1,07	Fora/Fora
	BD1	2247,2	458,9	495,1	954,0	869,9	869,9	817,2	1,06	Fora/Fora
	BD2	2377,8	470,0	524,0	994,0	1103,4	994,0	832,5	1,19	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2337,7	879,8	-	-	-	879,8	858,0	1,03	DT/DT
	BD28-P1	2455,6	511,3	-	-	-	511,3	642,0	0,80	DT/DT
	BD28-P2	2504,7	514,3	-	-	-	514,3	651,0	0,79	DT/DT
	BD28-P3	2504,7	395,6	406,1	801,7	773,4	773,4	697,0	1,11	Fora/Fora
HELD (2002)	D1-24	1883,9	435,6	-	-	-	435,6	520,0	0,84	DT/DT
	D2-24	2105,9	455,8	-	-	-	455,8	580,0	0,79	DT/DT
	D3-24	1966,5	443,2	-	-	-	443,2	525,0	0,84	DT/DT

-Modos de ruptura: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da região armada ao cisalhamento).

Subtraindo as áreas dos vazios esféricos, as cargas calculadas pela NBR 6118:2014 foram levemente anti-conservadoras para as lajes *BubbleDeck* armadas à punção, como as BD1, BD2 e BD28-P3; porém, bastante conservadoras para as demais, não armadas.

5.4.2. CÁLCULO PELO EUROCODE 2:2004 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS

Aplicando a primeira proposta de adaptação à Equação 2.24, Equação 2.29, Equação 2.32 e Equação 2.34 resultam as seguintes equações adaptadas. Os resultados constam na Tabela 5.11 e Tabela 5.12.

$$V_{Rk,m\acute{a}x} = v_{Rk,m\acute{a}x} \cdot (u_0 \cdot d - A_{BD,0}) \quad \text{Equa\c{c}\~ao 5.5}$$

$$V_{Rk,c} = v_{Rk,c} \cdot (u_1 \cdot d - A_{BD,1}) \quad \text{Equa\c{c}\~ao 5.6}$$

$$V_{Rk,cs} = v_{Rk,cs} \cdot (u_1 \cdot d - A_{BD,1}) \quad \text{Equa\c{c}\~ao 5.7}$$

$$V_{Rk,out} = v_{Rk,c} \cdot (u_{out} \cdot d - A_{BD,out}) \quad \text{Equa\c{c}\~ao 5.8}$$

Tabela 5.11 – Parâmetros de cálculo pelo EUROCODE 2:2004 com subtração de áreas

Autor	Laje	u_0 (mm)	u_1 (mm)	u_{out} (mm)	$A_{BD,0}$ (mm ²)	$A_{BD,1}$ (mm ²)	$A_{BD,out}$ (mm ²)	$v_{Rk,m\acute{a}x}$ (MPa)	$v_{Rk,c}$ (MPa)	$v_{Rk,cs}$ (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	942,5	3857,9	4577,9	0	0	0	10,99	-	1,19
	SS2	942,5	4033,8	4821,9	0	0	0	10,99	-	1,14
	BD1	942,5	3971,0	6443,2	0	347755	509683	10,99	-	1,41
	BD2	942,5	4146,9	6631,2	0	402184	553322	10,99	-	1,37
LIMA (2015)	RSP	942,5	3933,3	-	0	0	0	11,58	0,93	-
	BD28-P1	942,5	4084,1	-	0	461349	0	11,58	0,90	-
	BD28-P2	942,5	4146,9	-	0	491911	0	11,58	0,90	-
	BD28-P3	942,5	4146,9	4910,7	0	491911	425931	11,58	-	1,28
HELD (2002)	D1-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	9,18	1,44	-
	D2-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	10,26	1,51	-
	D3-24	1200,0	3587,6	-	0	382904	0	9,58	1,47	-

-Na tens\~ao $v_{Rk,cs}$ a parcela de contribui\c{c}\~ao do a\c{c}\~ao, foi dividida por $(u_1 \cdot d - A_{BD,1})$ em vez do $(u_1 \cdot d)$ apresentado na norma.

Tabela 5.12 – Resultados dos c\~alculos pelo EUROCODE 2:2004 com subtração de áreas

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{EC} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	Modo _{EC} Modo _u
AUTOR (2016)	SS1	2403,7	672,9	396,5	1069,4	1064,7	1064,7	1040,8	1,02	Fora/Fora
	SS2	2548,7	807,4	325,2	1132,6	1127,4	1127,4	986,8	1,14	Fora/Fora
	BD1	2496,9	442,4	414,9	857,3	1010,0	857,3	817,2	1,05	DT/Fora
	BD2	2642,0	453,3	444,0	897,3	1049,3	897,3	832,5	1,08	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2597,4	870,1	-	-	-	870,1	858,0	1,01	DT/DT
	BD28-P1	2728,4	505,7	-	-	-	505,7	642,0	0,79	DT/DT
	BD28-P2	2783,0	508,6	-	-	-	508,6	651,0	0,78	DT/DT
	BD28-P3	2783,0	381,4	344,2	725,6	743,1	725,6	697,0	1,04	DT/Fora
HELD (2002)	D1-24	2093,2	430,8	-	-	-	430,8	520,0	0,83	DT/DT
	D2-24	2339,9	450,7	-	-	-	450,7	580,0	0,78	DT/DT
	D3-24	2185,0	438,3	-	-	-	438,3	525,0	0,83	DT/DT

-Modos de ruptura considerados: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da regi\~ao armada ao cisalhamento).

Subtraindo as áreas dos vazios esféricos, as cargas calculadas pelo EUROCODE 2:2004 foram satisfatórias para as lajes *BubbleDeck* armadas à punção, como as BD1, BD2 e BD28-P3; porém, bastante conservadoras para as demais, não armadas.

5.4.3. CÁLCULO PELO ACI 318:2011 COM A SUBTRAÇÃO DE ÁREAS

Com esta proposta de adaptação, na Equação 2.35 a parcela “ $b \cdot d$ ” que considera a área sob o perímetro crítico deverá ser substituída por “ $b \cdot d - A_{BD}$ ”. O mesmo ocorre para a Equação 2.37, Equação 2.41 e Equação 2.43, resultando nas seguintes equações adaptadas. Os resultados constam na Tabela 5.13 e Tabela 5.14.

$$V_{Rk,max} = \begin{cases} 0,66\sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) & \text{se } s_r \leq 0,5d \\ 0,5\sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) & \text{se } 0,5d < s_r < 0,75d \end{cases} \quad \text{Equação 5.9}$$

$$V_{Rk,c} \leq \begin{cases} 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) \\ 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_0} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) \\ 0,33 \lambda \sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) \end{cases} \quad \text{Equação 5.10}$$

$$V_{Rk,cs} \leq \begin{cases} \left[0,17\sqrt{f'_c} + \frac{A_v \cdot f_{yt} (\text{sen } \alpha + \text{cos } \alpha) d}{s \cdot b_0 \cdot d} \right] (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) \\ 0,5\sqrt{f'_c} \cdot (b_0 \cdot d - A_{BD,1}) \end{cases} \quad \text{Equação 5.11}$$

$$F_{Sk} \leq 0,17\sqrt{f'_c} \cdot (b_{out} \cdot d - A_{BD,out}) = V_{Rk,out} \quad \text{Equação 5.12}$$

Tabela 5.13 – Parâmetros de cálculo pelo ACI 318:2011 com subtração de áreas

Autor	Laje	b_0 (mm)	b_{out} (mm)	$A_{BD,1}$ (mm ²)	$A_{BD,out}$ (mm ²)	$\tau_{R,m\acute{a}x}$ (MPa)	$\tau_{R,c}$ (MPa)	$\tau_{R,cs}$ (MPa)	$\tau_{R,out}$ (MPa)
AUTOR (2016)	SS1	1671,3	5152,6	0	0	3,34	-	1,94	1,14
	SS2	1715,3	5199,0	0	0	3,34	-	1,92	1,14
	BD1	1699,6	5318,0	0	415633	3,34	-	1,93	1,14
	BD2	1743,6	5374,0	0	431617	4,41	-	1,91	1,14
LIMA (2015)	RSP	1690,2	-	0	0	4,56	2,28	-	-
	BD28-P1	1727,9	-	0	0	4,56	2,28	-	-
	BD28-P2	1743,6	-	0	0	4,56	2,28	-	-
	BD28-P3	1743,6	3527,4	0	242789	4,56	-	1,77	1,17
HELD (2002)	D1-24	1960,0	-	129911	0	3,94	1,97	-	-
	D2-24	1960,0	-	129911	0	4,22	2,11	-	-
	D3-24	1960,0	-	129911	0	4,05	2,02	-	-

Tabela 5.14 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011 com subtração de áreas

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{Modo_{ACI}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	1294,8	440,2	313,5	753,7	1357,2	753,7	1040,8	0,72	DT/Fora
	SS2	1409,0	479,1	332,3	811,4	1452,0	811,4	986,8	0,82	DT/Fora
	BD1	1367,7	465,0	325,7	790,7	983,2	790,7	817,2	0,97	DT/Fora
	BD2	1959,7	504,8	344,5	849,3	1065,8	849,3	832,5	1,02	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	1833,6	916,8	-	-	-	916,8	858,0	1,07	DT/DT
	BD28-P1	1969,0	984,5	-	-	-	984,5	642,0	1,53	DT/DT
	BD28-P2	2026,7	1013,3	-	-	-	1013,3	651,0	1,56	DT/DT
	BD28-P3	2026,7	522,0	267,1	789,1	771,0	771,0	697,0	1,11	Fora/Fora
HELD (2002)	D1-24	1468,5	478,1	-	-	-	478,1	520,0	0,92	DT/DT
	D2-24	1571,9	511,8	-	-	-	511,8	580,0	0,88	DT/DT
	D3-24	1507,1	490,7	-	-	-	490,7	525,0	0,93	DT/DT

-Modos de ruptura considerados: DC (Ruptura por esmagamento do concreto na Diagonal Comprimida); DT (Ruptura por tração na Diagonal Tracionada); e Fora (Ruptura por tração na diagonal tracionada fora da região armada ao cisalhamento).

Subtraindo as áreas dos vazios esféricos, as cargas calculadas pelo ACI 318:2011 foram satisfatórias para as lajes *BubbleDeck* armadas à punção, como as BD1, BD2 e BD28-P3, e para as não armadas e sem região maciça em volta do pilar, como as lajes da HELD (2002). Porém, a adaptação não surtiu efeito para as lajes não armadas e com região maciça, como as lajes BD28-P1 e BD28-P2, pois o perímetro b_0 não interceptou nenhuma esfera.

5.5. PROPOSTA DE ADAPTAÇÃO DOS MODELOS TEÓRICOS POR COEFICIENTE DE AJUSTE DA RESISTÊNCIA DO CONCRETO

Na Seção 5.3 a resistência à punção foi calculada como se todas as lajes fossem maciças, ou seja, negligenciando os efeitos decorrentes do método construtivo *BubbleDeck*. Nesta seção, propõe-se aplicar àqueles resultados um coeficiente de ajuste à resistência do concreto quando o perímetro crítico analisado se insere na região das esferas *BubbleDeck* da laje. Assim, esta proposta é semelhante à de subtração de áreas, porém mais simples, aplicando um coeficiente em vez de realizar o levantamento exato das áreas a serem descontadas.

A multiplicação pelo coeficiente deverá ser feita sempre que o perímetro de controle estudado estiver localizado na região das esferas das lajes; e a contribuição das armaduras de cisalhamento das lajes não deve sofrer influência desse coeficiente. Para melhor esclarecimento, será exemplificada a sua aplicação deste método à laje BD1 seguindo modelo da NBR 6118:2014: o resultado de $V_{Rk,máx}$ calculado como se a laje fosse maciça deve se manter inalterado, pois o correspondente perímetro crítico u_0 não está inserido na região das esferas *BubbleDeck* devido à zona maciça da laje nas proximidades do pilar, como pode ser conferido na Figura 5.1. No entanto, os resultados de $V_{Rk,c}$ e $V_{Rk,out}$ serão multiplicados pelo coeficiente de ajuste, pois os respectivos perímetros de controle u_1 e u_{out} se inserem na região das esferas. Para a análise da carga $V_{Rk,cs}$, cujo perímetro correspondente u_1 intercepta a região das esferas, apenas a sua parcela de contribuição do concreto deve ser multiplicada pelo coeficiente de ajuste, mantendo a parcela de contribuição do aço das armaduras de cisalhamento inalterada.

A análise dos resultados de V_{NBR}/V_u , V_{EC}/V_u e V_{ACI}/V_u das lajes *BubbleDeck*, mostrados na Tabela 5.4, Tabela 5.6 e Tabela 5.8 indicou que o coeficiente de ajuste ideal seria 0,55 para a NBR 6118:2014, 0,59 para o EUROCODE 2:2004 e 0,52 para o ACI 318:2011. Estes coeficientes ideais foram calculados de modo a tornar a média de V_{NORMA}/V_u das lajes *BubbleDeck* iguais a 1,00. Como estes coeficientes para cada norma resultaram em valores próximos, propõe-se realizar a adaptação com um coeficiente único, decorrente da média dos três, igual a 0,55. Os resultados dos cálculos seguindo esta proposta estão apresentados na Tabela 5.15 à Tabela 5.17.

Tabela 5.15 – Resultados dos cálculos pela NBR 6118:2014 com coeficiente de ajuste

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{NBR} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{Modo_{NBR}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	2163,3	697,8	476,7	1174,5	1247,9	1174,5	1040,8	1,13	DT/Fora
	SS2	2293,9	733,5	505,5	1239,0	1057,4	1057,4	986,8	1,07	Fora/Fora
	BD1	2247,2	396,4	495,1	891,5	934,3	891,5	817,2	1,09	DT/Fora
	BD2	2377,8	417,2	524,0	941,2	972,4	941,2	832,5	1,13	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2337,7	879,8	-	-	-	879,8	858,0	1,03	DT/DT
	BD28-P1	2455,6	513,0	-	-	-	513,0	642,0	0,80	DT/DT
	BD28-P2	2504,7	528,9	-	-	-	528,9	651,0	0,81	DT/DT
	BD28-P3	2504,7	406,8	406,1	812,9	728,4	728,4	697,0	1,05	Fora/Fora
HELD (2002)	D1-24	1883,9	546,6	-	-	-	546,6	520,0	1,05	DT/DT
	D2-24	2105,9	571,9	-	-	-	571,9	580,0	0,99	DT/DT
	D3-24	1966,5	556,1	-	-	-	556,1	525,0	1,06	DT/DT

Tabela 5.16 – Resultados dos cálculos pelo EUROCODE 2:2004 com coeficiente de ajuste

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{EC} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{Modo_{EC}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	2403,7	672,9	396,5	1069,4	1064,7	1064,7	1040,8	1,02	Fora/Fora
	SS2	2548,7	707,4	425,2	1132,6	1127,4	1127,4	986,8	1,14	Fora/Fora
	BD1	2496,9	382,2	414,9	797,1	826,9	797,1	817,2	0,98	DT/Fora
	BD2	2642,0	402,4	444,0	846,3	857,8	846,3	832,5	1,02	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	2597,4	870,1	-	-	-	870,1	858,0	1,01	DT/DT
	BD28-P1	2728,4	507,4	-	-	-	507,4	642,0	0,79	DT/DT
	BD28-P2	2783,0	523,1	-	-	-	523,1	651,0	0,80	DT/DT
	BD28-P3	2783,0	392,3	344,2	736,4	619,4	619,4	697,0	0,89	Fora/Fora
HELD (2002)	D1-24	2093,2	540,6	-	-	-	540,6	520,0	1,04	DT/DT
	D2-24	2339,9	565,7	-	-	-	565,7	580,0	0,98	DT/DT
	D3-24	2185,0	550,0	-	-	-	550,0	525,0	1,05	DT/DT

Tabela 5.17 – Resultados dos cálculos pelo ACI 318:2011 com coeficiente de ajuste

Autor	Laje	$V_{Rk,m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{Rk,c}$ (kN)	$V_{Rk,s}$ (kN)	$V_{Rk,cs}$ (kN)	$V_{Rk,out}$ (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{Modo_{ACI}}{Modo_u}$
AUTOR (2016)	SS1	1294,8	440,2	313,5	753,7	1357,2	753,7	1040,8	0,72	DT/Fora
	SS2	1409,0	479,1	332,3	811,4	1452,0	811,4	986,8	0,82	DT/Fora
	BD1	1367,7	465,0	325,7	790,7	800,3	790,7	817,2	0,97	DT/Fora
	BD2	1959,7	504,8	344,5	849,3	855,7	849,3	832,5	1,02	DT/Mista
LIMA (2015)	RSP	1833,6	916,8	-	-	-	916,8	858,0	1,07	DT/DT
	BD28-P1	1969,0	984,5	-	-	-	984,5	642,0	1,53	DT/DT
	BD28-P2	2026,7	1013,3	-	-	-	1013,3	651,0	1,56	DT/DT
	BD28-P3	2026,7	522,0	267,1	789,1	580,9	580,9	697,0	0,83	Fora/Fora
HELD (2002)	D1-24	807,7	403,9	-	-	-	403,9	520,0	0,78	DT/DT
	D2-24	864,5	432,2	-	-	-	432,2	580,0	0,75	DT/DT
	D3-24	828,9	414,5	-	-	-	414,5	525,0	0,79	DT/DT

Com o coeficiente de ajuste da resistência do concreto, igual a 0,55; as cargas calculadas pela NBR 6118:2014 e pelo EUROCODE 2:2004 foram satisfatórias para as lajes *BubbleDeck* exceto para as lajes BD28-P1 e BD28-P2, cujos resultados foram bastante conservadores. Avaliando a proposta de ajuste para o ACI 318:2011, para estas mesmas lajes, os resultados superestimam a resistência à punção. Só são observados bons resultados para as lajes BD1 e BD2. Para as lajes da autora HELD (2002), os resultados foram bastante conservadores.

5.6. CÁLCULO PELA RECOMENDAÇÃO DA *BUBBLEDECK INTERNATIONAL*

Segundo a empresa *BubbleDeck*, as suas lajes podem ser simplesmente dimensionadas como lajes maciças, aplicando fatores corretivos. Para considerar a resistência aos esforços de cisalhamento, multiplica-se a resistência calculada para a laje como se fosse maciça por 0,6 obtendo a resistência da laje *BubbleDeck*. A Tabela 5.18 apresenta os resultados da multiplicação das cargas finais obtidas na Seção 5.3 por 0,6 para as lajes do tipo *BubbleDeck*.

Tabela 5.18 – Resultados dos cálculos seguindo recomendações da *BubbleDeck International*

Autor	Laje	V_{NBR} (kN)	V_{EC} (kN)	V_{ACI} (kN)	V_u (kN)	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$
AUTOR (2016)	SS1	1174,5	1064,7	753,7	1040,8	1,13	1,02	0,72
	SS2	1057,4	1127,4	811,4	986,8	1,07	1,14	0,82
	BD1	729,5	665,9	474,4	817,2	0,89	0,81	0,58
	BD2	769,6	705,3	509,6	832,5	0,92	0,85	0,61
LIMA (2015)	RSP	879,8	870,1	916,8	858,0	1,03	1,01	1,07
	BD28-P1	559,7	553,5	590,7	642,0	0,87	0,86	0,92
	BD28-P2	577,0	570,6	608,0	651,0	0,89	0,88	0,93
	BD28-P3	687,5	634,4	473,5	697,0	0,99	0,91	0,68
HELD (2002)	D1-24	596,3	589,7	440,6	520,0	1,15	1,13	0,85
	D2-24	623,9	617,1	471,5	580,0	1,08	1,06	0,81
	D3-24	606,7	600,0	452,2	525,0	1,16	1,14	0,86

Os resultados obtidos com a recomendação da *BubbleDeck* não são ruins, apesar da sua aplicação ser extremamente simplista, negligenciando os efeitos particulares das variáveis envolvidas na resistência à punção. Por este método, tanto a contribuição do aço das armaduras de punção quanto a do concreto são minoradas, o que não faz sentido já que as armaduras estão localizadas em regiões realmente maciças, logo não há razão para minorar

sua contribuição. A própria presença de uma região maciça em volta do pilar é negligenciada por esta proposta. Além disso, não há como prever o modo de ruptura das lajes, ou deve-se admitir o mesmo obtido para o cálculo da laje como maciça, o que não é razoável.

Assim, à exceção das lajes da autora HELD (2002), todas as demais lajes do tipo *BubbleDeck* apresentaram resultados conservadores para as três normas.

5.7. COMPARATIVO DAS ADAPTAÇÕES AOS MODELOS DE CÁLCULO

Na Tabela 5.19 é apresentado o comparativo entre os três modelos de cálculo estudados, onde estão grifados os melhores resultados dentre as propostas para cada laje, em vermelho para a NBR 6118:2014, em azul para o EUROCODE 2:2004 e em verde para o ACI 318:2011.

Tabela 5.19 – Comparativo dos modelos de cálculo estudados

Autor	Laje	V_u (kN)	Como maciças			Subtração de áreas			Coef. de ajuste			Recom. <i>BubbleDeck</i>		
			$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$	$\frac{V_{NBR}}{V_u}$	$\frac{V_{EC}}{V_u}$	$\frac{V_{ACI}}{V_u}$
AUTOR (2016)	SS1	1040,8	1,13	1,02	0,72	1,13	1,02	0,72	1,13	1,02	0,72	1,13	1,02	0,72
	SS2	986,8	1,07	1,14	0,82	1,07	1,14	0,82	1,07	1,14	0,82	1,07	1,14	0,82
	BD1	817,2	1,49	1,36	0,97	1,06	1,05	0,97	1,09	0,98	0,97	0,89	0,81	0,58
	BD2	832,5	1,54	1,41	1,02	1,19	1,08	1,02	1,13	1,02	1,02	0,92	0,85	0,61
LIMA (2015)	RSP	858,0	1,03	1,01	1,07	1,03	1,01	1,07	1,03	1,01	1,07	1,03	1,01	1,07
	BD28-P1	642,0	1,45	1,44	1,53	0,80	0,79	1,53	0,80	0,79	1,53	0,87	0,86	0,92
	BD28-P2	651,0	1,48	1,46	1,56	0,79	0,78	1,56	0,81	0,80	1,56	0,89	0,88	0,93
	BD28-P3	697,0	1,64	1,52	1,13	1,11	1,04	1,11	1,05	0,89	0,83	0,99	0,91	0,68
HELD (2002)	D1-24	520,0	1,91	1,89	1,41	0,84	0,83	0,92	1,05	1,04	0,78	1,15	1,13	0,85
	D2-24	580,0	1,79	1,77	1,36	0,79	0,78	0,88	0,99	0,98	0,75	1,08	1,06	0,81
	D3-24	525,0	1,93	1,90	1,44	0,84	0,83	0,93	1,06	1,05	0,79	1,16	1,14	0,86
	Média amostral		1,50	1,45	1,18	0,97	0,94	1,05	1,02	0,97	0,99	1,02	0,98	0,80
	Desvio padrão		0,32	0,31	0,29	0,16	0,14	0,27	0,11	0,11	0,30	0,11	0,13	0,15

Avaliando as médias de todas as lajes na Tabela 5.19, era de se esperar que a adaptação pelo coeficiente de ajuste apresentaria o melhor resultado, afinal o coeficiente foi proposto de modo a tornar as médias, para cada norma, o mais próximo possível de 1,00. Apesar disso, os melhores resultados individuais de cada laje, aqueles grifados na Tabela 5.19, foram bastante dispersos entre as propostas estudadas, sendo que o método do coeficiente de ajuste, em geral, leva pequena vantagem. Da Figura 5.2 à Figura 5.5 os mesmos resultados constantes na

Tabela 5.19 são dispostos em forma de gráficos para facilitar a análise visual da eficiência de cada proposta de adaptação estudada.

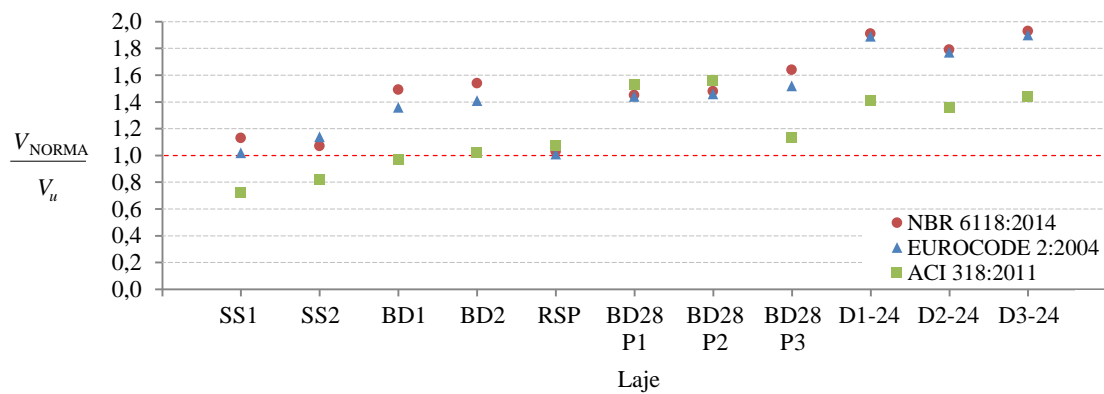


Figura 5.2 – Comparativo dos resultados das normas com lajes calculadas como se fossem maciças

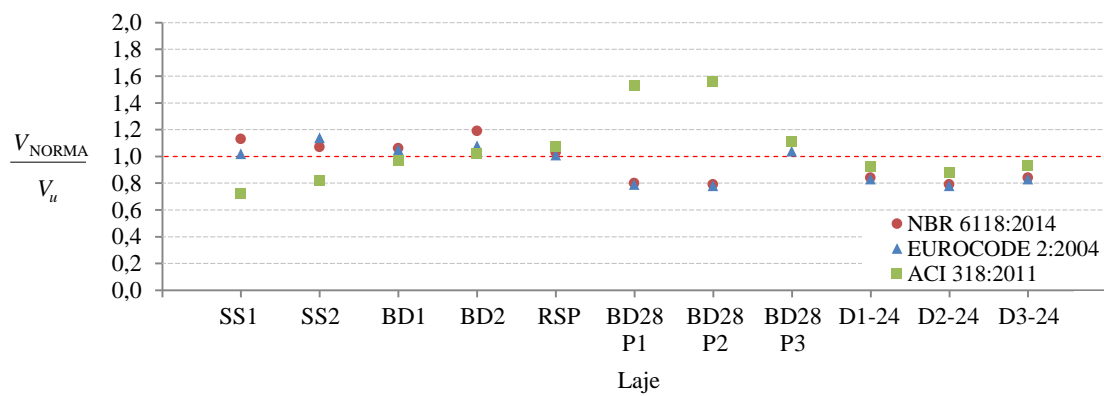


Figura 5.3 – Comparativo dos resultados das normas com adaptação por subtração de áreas

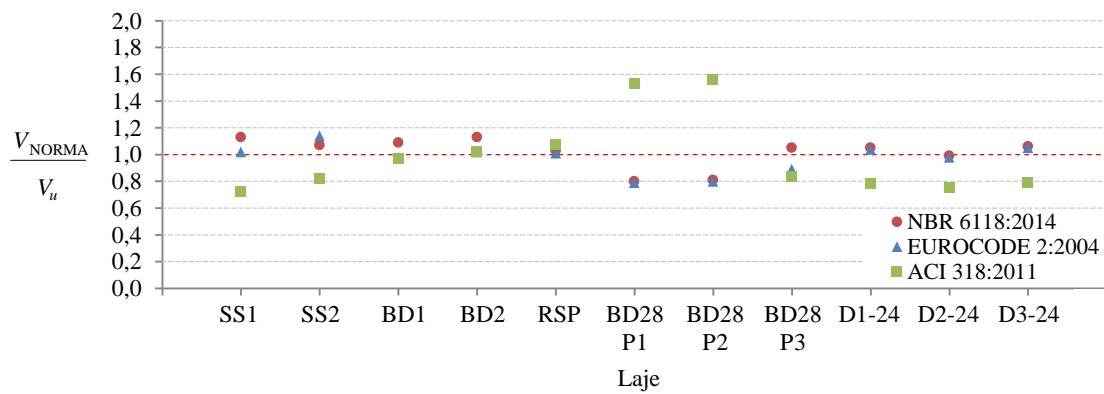


Figura 5.4 – Comparativo dos resultados das normas com adaptação por coeficiente de ajuste

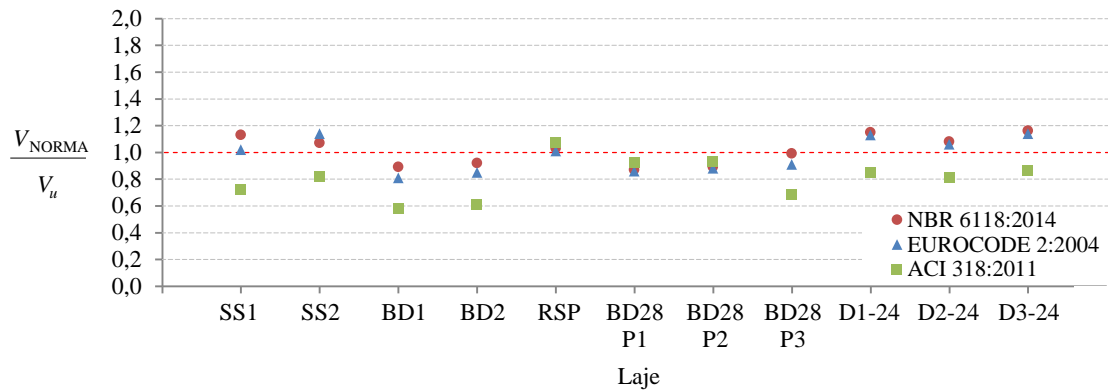


Figura 5.5 – Comparativo dos resultados das normas seguindo recomendações da *BubbleDeck International*

Aparentemente, a adaptação por subtração de áreas para o ACI 318:2011 funciona bem para lajes com armaduras de punção, como as lajes BD1, BD2 e BD28-P3, além das lajes sem armaduras e sem zona maciça em volta do pilar, como as da HELD (2002). Para as normas NBR 6118:2014 e EUROCODE 2:2004 a adaptação por coeficiente de ajuste da resistência do concreto se mostra mais eficaz, enquanto para o ACI 318:2011, nenhuma adaptação é satisfatória.

Porém, analisando francamente a Figura 5.2 à Figura 5.5, nenhuma das adaptações resultou em boas previsões de carga de ruptura para a totalidade das lajes e normas avaliadas. Recomenda-se que estas propostas de adaptação sejam avaliadas para um maior banco de dados, quando possível, permitindo análises mais conclusivas.

6. CONCLUSÕES

Este estudo avaliou a resistência e o comportamento estrutural das lajes *BubbleDeck* à punção sob carregamento simétrico a partir de experimentos realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade de Brasília. Todas as lajes foram instrumentadas possibilitando análises precisas sobre o comportamento de seus componentes durante o carregamento até a sua ruptura.

Das quatro lajes testadas, duas são maciças, com estribos distribuídos em cruz como armadura de punção, denominadas SS1 e SS2. As outras duas lajes contêm os vazios esféricos *BubbleDeck* e tem estribos como armadura de punção com uma distribuição “aberta”, de acordo com o padrão da *BubbleDeck International*, sendo denominadas BD1 e BD2. As lajes SS2 e BD2 foram fabricadas com uma pré-laje de 6,0 cm de espessura.

As lajes maciças apresentaram maiores resistências, sendo que a SS1 rompeu com carga de 1040,8 kN e a SS2 com 986,8 kN. Dentre as lajes *Bubbledeck*, a BD1 rompeu com 817,2 kN e a BD2 com 832,5 kN. Observou-se que a resistência média das lajes *BubbleDeck* ensaiadas é igual a 81% da resistência média das lajes maciças, e que a adoção da pré-laje não prejudicou a resistência à punção dos modelos testados.

Constatou-se que todas as quatro lajes apresentaram deslocamentos verticais médios semelhantes nas suas extremidades para mesmos níveis de carregamento, o que significa que não foi possível verificar uma diferença de rigidez conclusiva entre as lajes maciças e as lajes *BubbleDeck* nos ensaios de punção realizados.

Em nenhuma das lajes ensaiadas, a deformação do concreto na face inferior das lajes chegou próxima à deformação de esmagamento, de 3,5 ‰. A maior deformação observada foi de apenas 1,9 ‰ na laje SS1.

Na carga de ruptura, à exceção da laje BD1, em todas as demais, pelo menos as três barras de flexão mais próximas do pilar apresentaram deformações superiores à de escoamento do aço. Isso sugere que a ruptura das lajes não ocorreu puramente por punção, já que é possível considerar que em trechos mais próximos ao pilar as seções transversais plastificaram, exceto na laje BD1, na qual nenhuma barra de flexão escoou. Esta laje também apresentou os

menores deslocamentos na ruptura, indicando ruptura repentina e frágil, ou seja, bem característica de punção.

As deformações máximas observadas nos estribos foram bem menores que a deformação de escoamento do aço, de 3,6 %, justificando a limitação imposta pelas normas estudadas nesta pesquisa para a tensão f_{yw} e sugerindo deficiência de ancoragem das armaduras de punção, a exemplo da laje SS2, cujos estribos tinham pouca altura para ficarem locados acima da pré-laje; ou ainda uma distribuição deficiente dos estribos, como nos casos das lajes BD1 e BD2.

Os mapas de fissuração sugerem que as lajes SS1, SS2 e BD1 romperam fora das armaduras de cisalhamento, enquanto a laje BD2 teve uma ruptura “mista”, sendo notadamente fora das armaduras de cisalhamento na região noroeste e dentro na região sudeste da laje.

O estudo avaliou também a adequação dos modelos de cálculo da resistência de lajes lisas à punção prescritos nas normativas NBR 6118:2014, EUROCODE 2:2004 e ACI 318:2011 ao caso específico das lajes *BubbleDeck*, propondo adaptações a estes modelos. Todas as adaptações estudadas melhoram bastante as estimativas da carga de ruptura por punção das lajes *BubbleDeck*. A adaptação por coeficiente de ajuste da resistência do concreto se mostra mais eficaz para as prescrições da NBR 6118:2014 e do EUROCODE 2:2004. Para o ACI 318:2011, nenhuma das adaptações propostas foi satisfatória. No entanto, para a totalidade das lajes e normas avaliadas, nenhuma das adaptações resultou em boas previsões de carga de ruptura.

6.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Recomenda-se que mais experimentos de punção sejam realizados com lajes *BubbleDeck* com o intuito de ampliar o banco de dados disponível na literatura, o que possibilitaria realizar análises mais conclusivas a respeito dos métodos de adaptação propostos para as prescrições normativas e a respeito do próprio comportamento estrutural da ligação laje-pilar para este tipo de laje.

Sugere-se que os próximos experimentos compatibilizem melhor as características das lajes maciças de referência com as lajes *BubbleDeck*, por exemplo mantendo a mesma distribuição das armaduras de punção, enriquecendo as análises por comparação direta.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. ACI 318 – *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-11) and Commentary*. Farmington Hills, EUA, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 5739 – *Concreto - Ensaio de compressão de corpos-de-prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 – *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6892 – *Materiais metálicos - Ensaio de tração*. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7222 – *Concreto e argamassa - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8522 – *Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2008.

BUBBLEDECK BRASIL, disponível em <<http://www.bubbledeck.com.br/site>>. Acesso em: 30 de novembro de 2015.

BUBBLEDECK INTERNATIONAL, disponível em <<http://www.bubbledeck.com>>. Acesso em: 30 de novembro de 2015.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. *Cálculo e Detalhamento de estruturas usuais de concreto armado*. v. 2. 2. ed. Pini. São Paulo, Brasil, 2013.

Comité Euro-International du Béton. *CEB-FIP Model Code 1990. Design Code*. Thomas Telford. Londres, Inglaterra, 1993.

EUROPEAN STANDARD. EUROCODE 2: *Design of Concrete Structures – Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings*. European Committee for Standardization. Brussels, 2004.

FERREIRA, M. P. *Punção em Lajes Lisas de Concreto Armado com Armaduras de Cisalhamento e Momentos Desbalanceados*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.TD – 007 A/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2010. 275p.

GRAF, O. *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonplatten unter konzentrierter Last nahe einem Auflager*. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 73, Berlin, Alemanha, 1933. 16p.

GRAF, O. *Versuche über die Widerstandsfähigkeit von allseitig aufliegenden dicken Eisenbetonplatten unter Einzellasten*. Deutscher Ausschuß für Eisenbeton, Heft 88, Berlin, Alemanha, 1938. 22p.

GUANDALINI, S.; BURDET, O. L.; MUTTONI, A. *Punching Tests of Slabs with Low Reinforcement Ratios*. ACI Structural Journal, n. 106-S10, Janeiro-Fevereiro, 2009.

HELD, M. S.; PFEFFER, K. *Punching Behavior of Biaxial Hollow Slabs*. Cement & Concrete Composites Journal. n. 24. Institute for Concrete Structures and Materials, Darmstadt University of Technology, Darmstadt, Alemanha, 2002.

LIMA, H. J. N. *Análise Experimental à Punção de Lajes Lisas tipo BubbleDeck*. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.DM – 002 A/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2015. 111p.

MARZOUK, H.; HUSSEIN, A. *Experimental Investigation on the Behavior of High-Strength Concrete Slabs*. ACI Structural Journal, v. 88, n. 6. 1991.

MELO, G. S. S. A., *Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs after Local Failure*. PhD Thesis, Polytechnic of Central London, Londres, Inglaterra, 1990, 214p.

MOE, J. *Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads*. Development Department Bulletin D47, Portland Cement Association, Skokie, Illinois, EUA, 1961. 129p.

OLIVEIRA, M. H.; FILHO, M. J. M. P.; OLIVEIRA, D. R. C.; FERREIRA, M. P.; MELO, G. S. S. A. *Resistência à punção de ligações laje-pilar interno com conectores de cisalhamento*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais. v. 5. n. 5. 2012. 659p.

OLIVEIRA, M. H. *Punção em Lajes Lisas com Armadura de Cisalhamento Submetidas a Carregamento Excêntrico e Apoiadas sobre Pilares Retangulares*. Tese de Doutorado em Estruturas e Construção Civil. Publicação E.TD – 02 A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, Brasil, 2013. 223p.

REGAN, P. E. *Behavior of Reinforced Concrete Flat Slabs*. Report 89. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA). Londres, Inglaterra, 1981. 89p.

REGAN, P. E.; BRÆSTRUP, M. W. *Punching Shear in Reinforced Concrete*. Comité Euro-International du Béton, Bulletin d'Information. n. 168. 1985. 232p.

RICHART, F. E. *Reinforced Concrete Wall and Column Footings*. ACI Journal, Proceedings. v. 45. n. 10. 1948.

SHERIF, A. G.; DILGER, W. H. *Punching Failure of a Full Scale High Strength Concrete Flat Slab*. International Workshop on Punching Shear Capacity of RC Slabs – Proceedings, TRITA-BKN Bulletin 57, Estocolmo, Suécia, 2000.

SILVA, Y. M. O. *Estudo Comparativo entre Lajes “BubbleDeck” e Lajes Lisas*. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. Departamento de Mecânica Aplicada e Estruturas, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica, Rio de Janeiro, Brasil, 2011. 54p.

TASSINARI, L. *Poinçonnement asymétrique des dalles en béton armé avec armature de poinçonnement*. Thèse EPFL. n. 5030. Laussane, Suíça, 2011. 197p.

VANDERBILT, M. D. *Shear Strength of Continuous Plates*. Journal of Structural Division, Proceedings, ASCE. v. 98. n. ST5. 1972.

WOOD, J. G. M. *Pipers Row Car Park, Wolverhampton: Quantitative Study of the Causes of the Partial Collapse on 20th March 1997*. Report presented to Structural Studies & Design Ltd. Inglaterra, 1997. 209p.

APÊNDICE A – PERÍMETROS CRÍTICOS

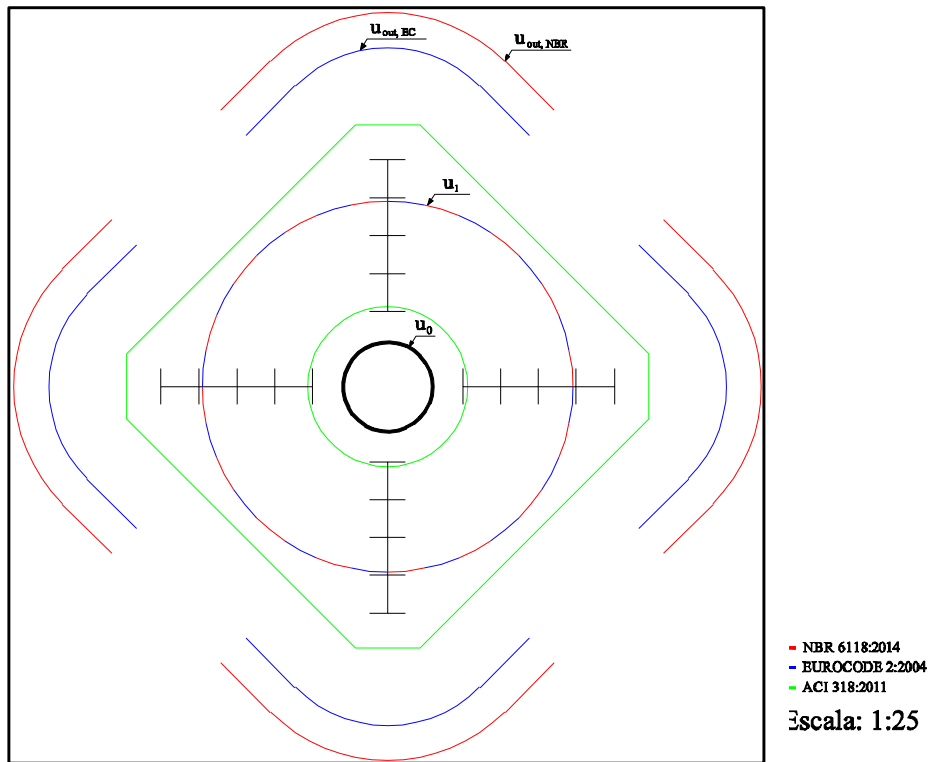


Figura A.1 – Perímetros críticos da laje SS1

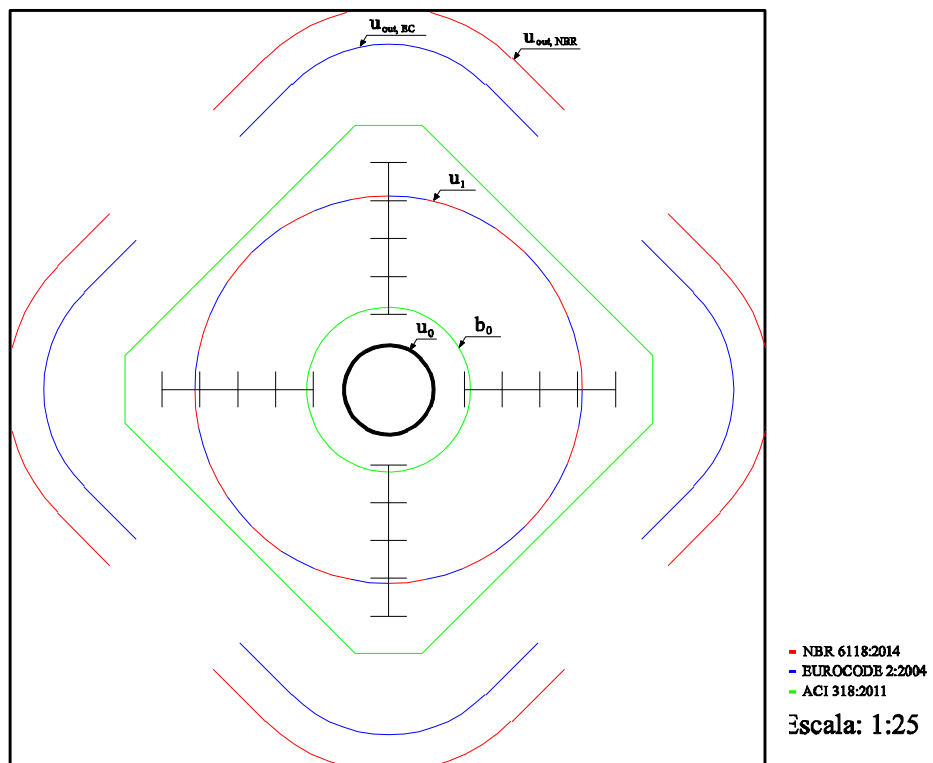


Figura A.2 – Perímetros críticos da laje SS2

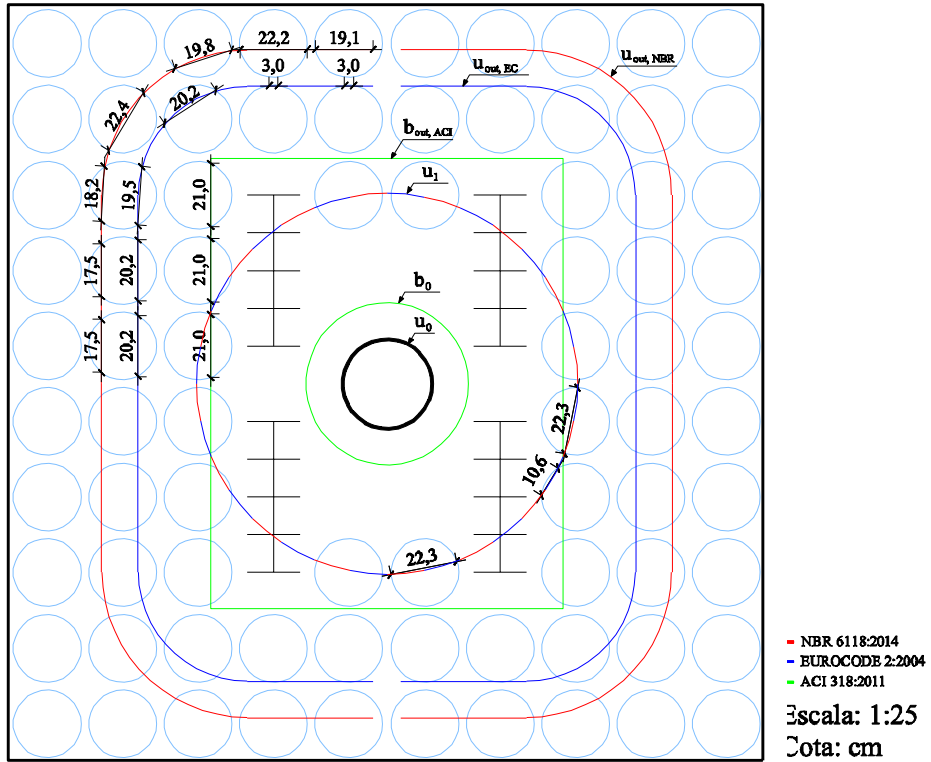


Figura A.3 – Perímetros críticos da laje BD1

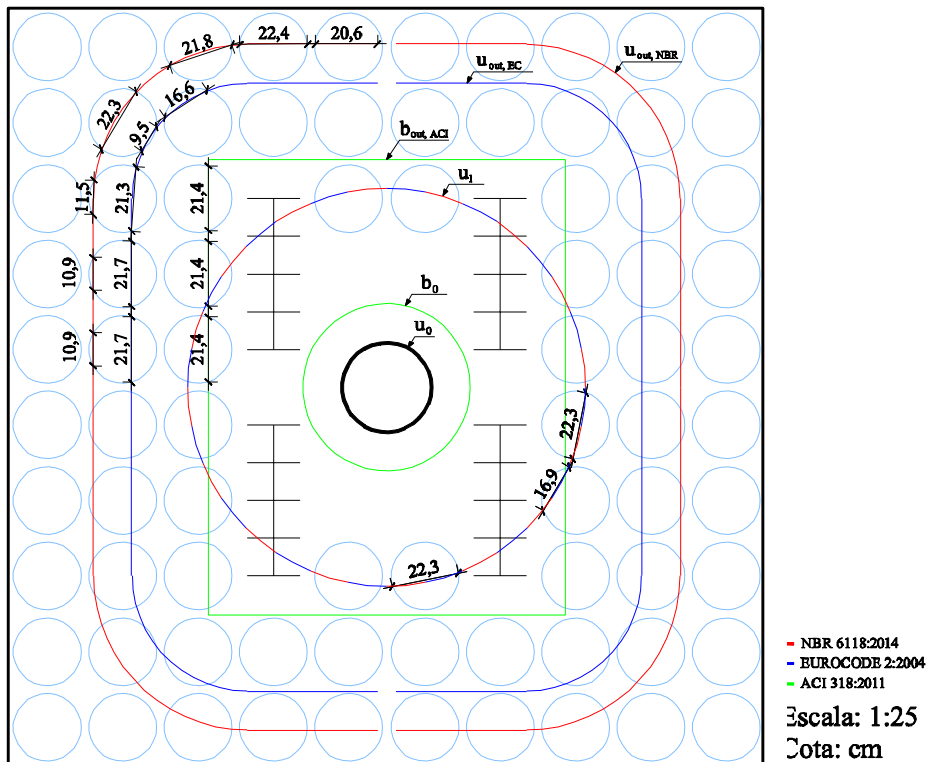


Figura A.4 – Perímetros críticos da laje BD2

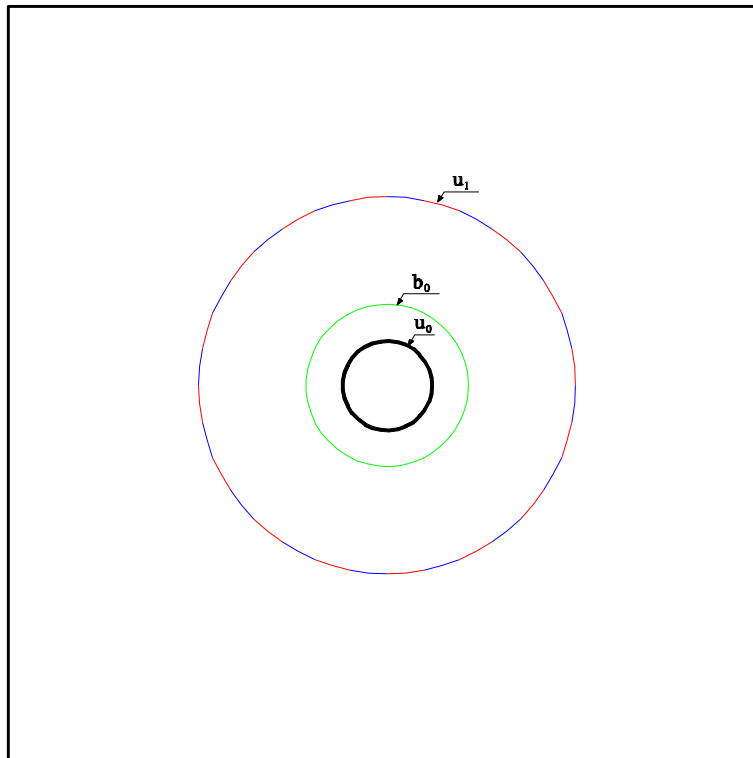


Figura A.5 – Perímetros críticos da laje RSP

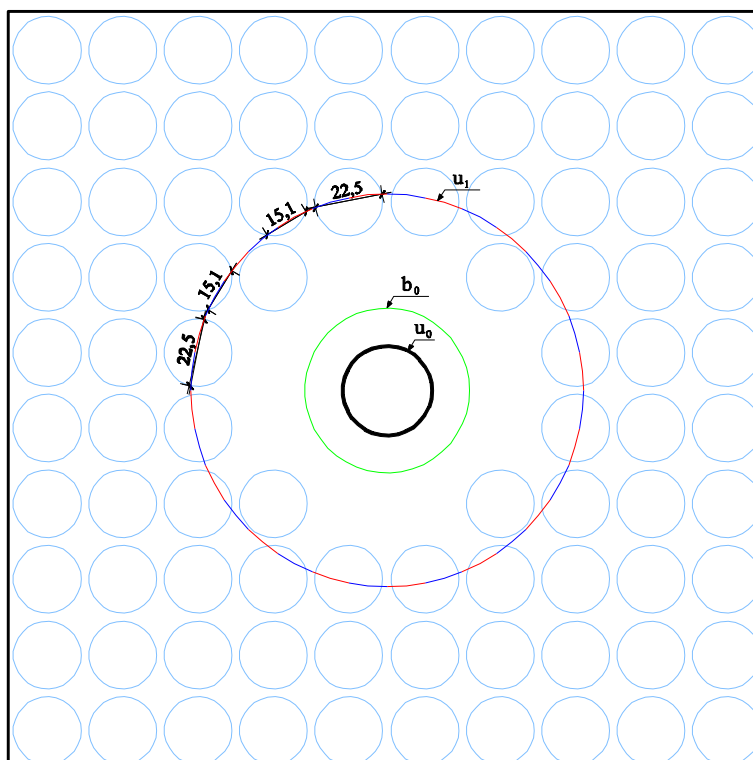


Figura A.6 – Perímetros críticos da laje BD28-P1

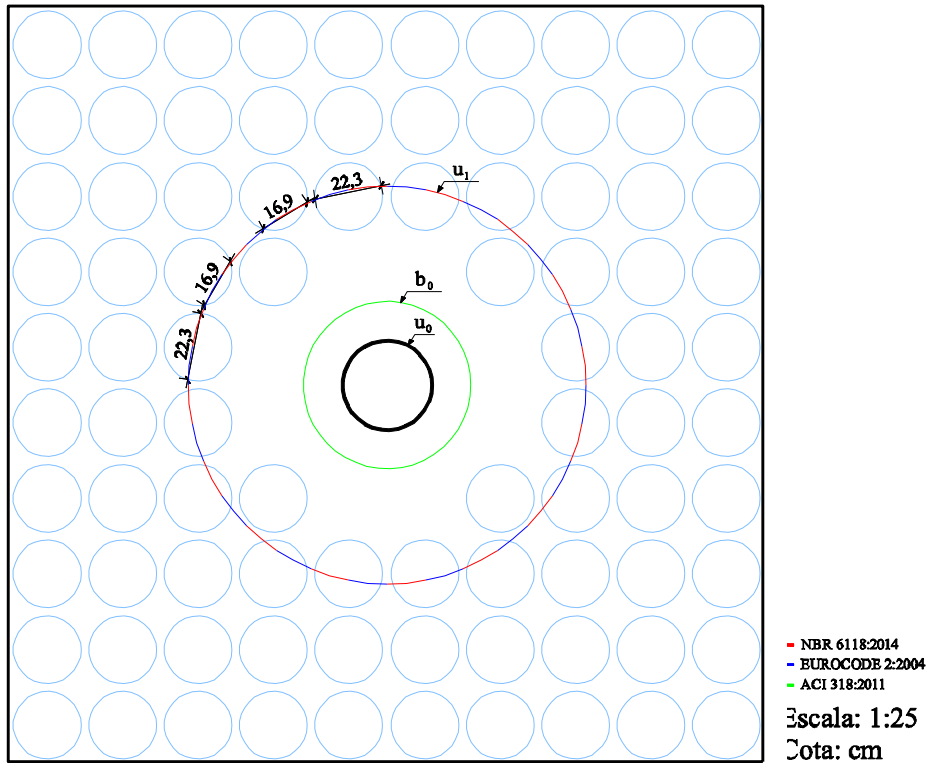


Figura A.7 – Perímetros críticos da laje BD28-P2

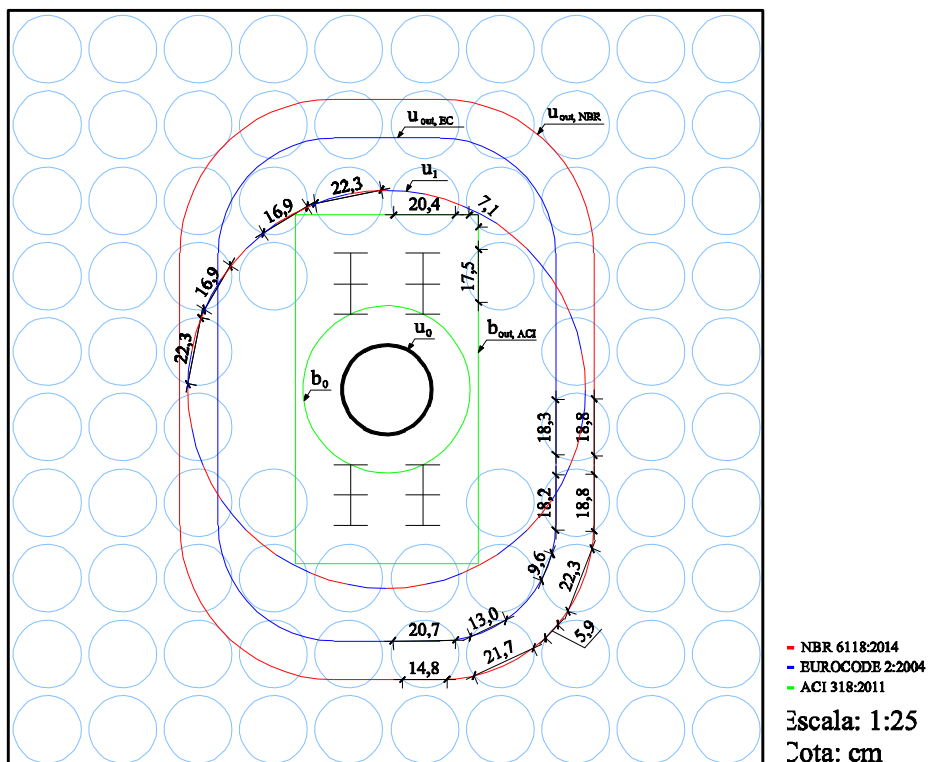


Figura A.8 – Perímetros críticos da laje BD28-P3

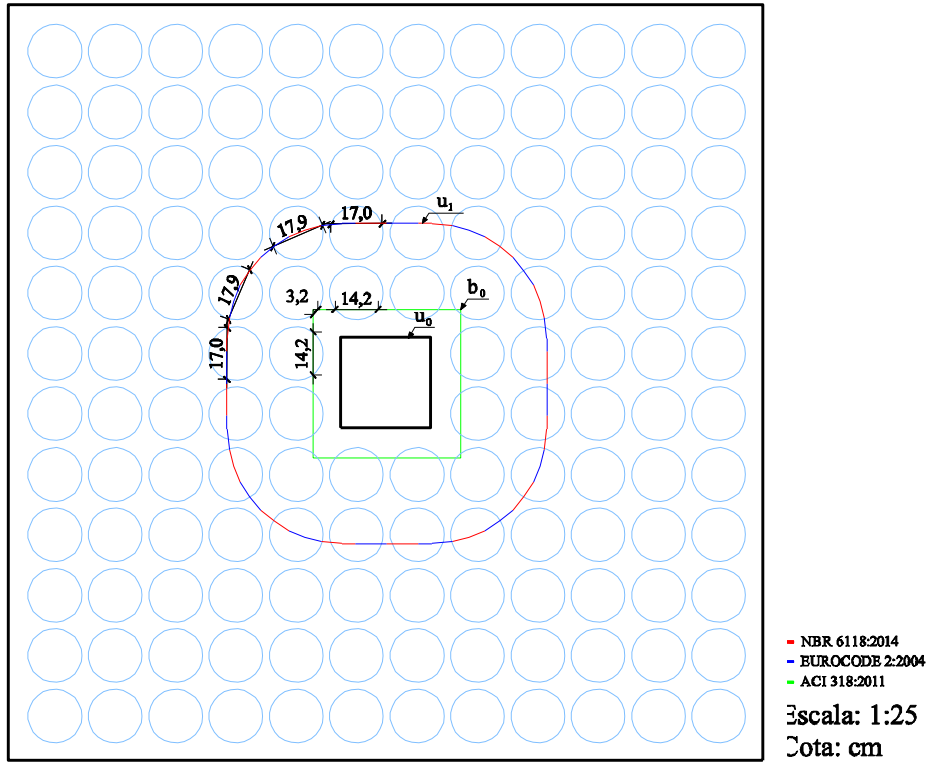


Figura A.9 – Perímetros críticos das lajes D1-24, D2-24 e D3-24