



Universidade Federal do Rio de Janeiro
Escola Politécnica
Programa de Projeto de Estruturas

Karon Mury Araujo Nobre

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE DE LAJES PROTENDIDAS

Rio de Janeiro

2017



UFRJ

Karon Mury Araujo Nobre

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE DE LAJES PROTENDIDAS

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Orientadoras:

Flávia Moll de Souza Judice
Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Rio de Janeiro

2017

Nobre, Karon Mury Araujo.

Comparação entre Métodos de Análise de Lajes Protendidas /
Karon Mury Araujo Nobre – 2017
182.;; 30 cm.

Dissertação (Mestrado em Projeto de Estruturas) –Universidade
Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Programa de Projeto
de Estruturas, Rio de Janeiro, 2017.

Orientadoras: Flávia Moll de Souza Judice e Mayra Soares
Pereira Lima Perlingeiro

1. Laje Protendida . 2. Método do Pórtico Equivalente (MPE). 3.
Método dos Elementos Finitos (MEF). 4. Analogia de Grelha. I.
Judice, Flávia Moll de Souza e Perlingeiro, Mayra Soares Pereira
Lima. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Escola Politécnica.
III. Título.



UFRJ

COMPARAÇÃO ENTRE MÉTODOS DE ANÁLISE DE LAJES PROTENDIDAS

Karon Mury Araujo Nobre

Orientadoras:

Flávia Moll de Souza Judice

Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Projeto de Estruturas.

Aprovada pela Banca:

Prof. Flávia Moll de Souza Judice , D.Sc., UFRJ

Prof. Mayra Soares Pereira Lima Perlingeiro, D.Sc., UFF

Prof. Benjamin Ernani Diaz, D.Ing., UFRJ

Prof. Giuseppe Barbosa Guimarães, Ph.D., PUC-RIO

Rio de Janeiro

2017

iv

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois nenhum agradecimento seria possível sem antes agradecer àquele que nos concedeu o dom da vida, pois se existe algum motivo de agradecimento e alguém a quem agradecer é porque Deus, pelo beneplácito de Sua boa vontade e graça, nos proporcionou todas as coisas em Jesus Cristo. A Ele toda honra, glória e louvor, além dos meus mais sinceros e profundos agradecimentos.

À minha amada esposa Nathália, por ter aceitado a missão de ficar ao meu lado até o fim, me dando do apoio e suporte que tanto tenho necessitado.

À minha família, que foi instrumento de Deus para me proporcionar todas as condições para chegar até aqui. Que com toda a dificuldade sempre priorizou a formação do caráter e uma boa educação para mim e meus irmãos.

Aos meus sogros, por me darem o melhor presente que terei recebido em vida.

Ao eng. Márcio Pompei, a quem devo boa parte da minha da minha formação profissional.

A CSP Engenharia, nas figuras de seu dono, eng. Cesar Pinto, e seu colaborador, eng. Rafael Navarra, por cederem gentilmente um dos modelos utilizados neste trabalho.

A Joama Construtora e a MD engenheiros associados, pela gentileza de cederem o projeto original para análise deste trabalho.

Às minhas orientadoras Flávia Moll e Mayra Perlingeiro, pela grande ajuda e dedicação para tornar possível essa dissertação.

Aos meus amigos, igreja e todos aqueles que me fortaleceram e oraram por mim ao longo dessa caminhada.

À eng. Carine Magalhães, da Adaptsoft Corporation, pela gentil colaboração neste trabalho.

*Ao Rei eterno, o único Deus, imortal e invisível, sejam
toda a honra e glória para todo o sempre. Amém.*

1 Timóteo 1:17

RESUMO

NOBRE, Karon Mury Araujo. **Comparação entre Métodos de Análise de Lajes Protendidas**. Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

O presente trabalho trata da comparação entre os resultados da análise e do dimensionamento de lajes lisas protendidas, com o uso de cordoalhas engraxadas, por meio de diferentes metodologias de análise estrutural. Para isso, a partir do projeto do pavimento térreo de uma edificação já executada, faz-se a modelagem nos seguintes programas computacionais: ADAPT-PT, baseado no Método do Pórtico Equivalente (MPE); SAP2000 e FLOOR-PRO, que aplicam o Método dos Elementos Finitos (MEF); e CAD/TQS, que utiliza o Método da Analogia de Grelha. São comparadas as tensões normais no concreto, as flechas e as armaduras passivas resultantes das envoltórias de tensões. Os resultados indicaram boa convergência entre as respostas das análises.

Palavras-chave: Laje protendida; Método do pórtico equivalente, Método dos elementos finitos, Método da Analogia de Grelha.

ABSTRACT

NOBRE, Karon Mury Araujo. **Comparison between analysis methods for Prestressed Slabs**. Rio de Janeiro. 2017. Dissertação (Mestrado) - Programa de Projeto de Estruturas, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro. 2017.

The present work consists in a comparison between the results of the analysis and design of prestressed flat slabs, with unbonded tendons, by different methods of structural analysis. For this, from the design of the ground floor of a building already constructed, it is made the modeling in the following computational programs: ADAPT-PT, based on Equivalent Frame Method; SAP2000 and FLOOR-PRO, based on Finite Element Method; and CAD/TQS, based on Grid Analogy Method. Stresses, deflections and nonprestressed rebar are analyzed and compared. The reports indicates similar results.

Keywords: Prestressed slab, Equivalent frame method, Finite element method, Grill analogy method.

SUMÁRIO

1) INTRODUÇÃO.....	1
2) METODOLOGIAS DE CÁLCULO	4
2.1) Método da Analogia de Grelha.....	4
2.2) Método dos Elementos Finitos (MEF)	7
2.3) Método do Pórtico Equivalente (MPE)	9
3) PESQUISA BIBLIOGRÁFICA	16
3.1) ESTUDOS REALIZADOS POR OUTROS AUTORES.....	16
3.1.1) Estudo realizado por CORLEY e JIRZA (1970).....	16
3.1.2) Estudo realizado por FARIA (2004)	20
3.1.3) Estudo realizado por COLONESE (2008)	29
3.1.4) Estudo realizado por LORENCI (2010)	40
3.1.5) Estudo realizado por BARBOSA (2014)	43
3.1.6) Estudo realizado por LIMA (2015)	47
3.2) PRESCRIÇÕES NORMATIVAS	50
3.2.1) Concreto	50
3.2.2) Aço para armadura ativa.....	54
3.2.3) Aço para armadura passiva.....	54
4) ESTUDO DE CASO	79
4.1) Características do Projeto	79
4.1.1) Parâmetros dos Materiais	83
4.1.2) Carregamentos e Combinações Consideradas.....	84
4.2) Análise pelo método do pórtico equivalente	86
4.2.1) MPE: Pórtico B1.....	99
4.2.2) MPE: Pórtico 3B.....	103
4.2.3) Resumo dos resultados pelo MPE	107

4.3) Análise e verificação com outros modelos de cálculo.....	108
4.3.1) Método dos Elementos Finitos com uso do FLOOR-PRO	109
4.3.2) Método dos Elementos Finitos com uso do SAP2000	128
4.3.3) Método da Analogia de Grelha com uso do CAD/TQS	139
5) ANÁLISE DOS RESULTADOS	148
5.1) Comparação das tensões normais	148
5.2) Comparação das deflexões	154
5.3) Comparação das armaduras passivas.....	155
5.4) Comparação entre <i>layout</i> de cabos	157
6) CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	160
7) REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	162

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Laje discretizada numa grelha equivalente. Fonte (HAMBLY, 1976).....	5
Figura 2 - Pórticos equivalentes nas direções horizontal e vertical (LOUREIRO, 2006).....	10
Figura 3 - Faixa idealizada pelo MPE AALAMI (2014).....	11
Figura 4 - Deformada da "viga-laje" (AALAMI & BOMMER, 1999).....	11
Figura 5 - Elemento de torção (AALAMI & BOMMER, 1999).....	12
Figura 6 - Abertura entre "viga-laje e pilar (AALAMI & BOMMER, 1999).....	12
Figura 7 - Valores de x e y para seção transversal do elemento de torção. (EMERICK, 2005).	13
Figura 8 - Esquema para determinação do pilar equivalente (Adaptado de AALAMI & BOMMER, 1999).....	14
Figura 9 - Esquemas da rigidez aproximada da viga-laje e do pilar (Adaptado de AALAMI & BOMMER, 1999). ()	15
Figura 10 - Momento de inércia para MPE (ACI-318/70)	17
Figura 11 - Planta do pavimento (FARIA, 2004).....	21
Figura 12 - Pórticos equivalentes na direção horizontal (FARIA, 2004).....	22
Figura 13 - Pórticos equivalentes na direção vertical (FARIA, 2004).	22
Figura 14 - Traçado dos cabos de protensão (FARIA, 2004).....	23
Figura 15 - Planta do pavimento, medidas em metro (FARIA, 2004).	26
Figura 16 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal) (FARIA, 2004).	26
Figura 17 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical) (FARIA, 2004).....	26
Figura 18 - Traçado dos cabos de protensão	27
Figura 19 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).....	30
Figura 20 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal) (COLONESE, 2008).	31
Figura 21 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical) (COLONESE, 2008).....	31
Figura 22 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).....	33
Figura 23 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal) (COLONESE, 2008).	34
Figura 24 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical) (COLONESE, 2008).....	34
Figura 25 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).....	37
Figura 26 - Definição dos pórticos equivalentes (COLONESE, 2008).....	37
Figura 27 - Planta do pavimento, medidas em metro (LORENCI, 2010).	40
Figura 28 - Seções de cálculo (LORENCI, 2010).	40
Figura 29 - Planta do pavimento, medidas em cm (BARBOSA, 2014).....	44

Figura 30 - Definição geométrica da faixa de estudo SL-1 (BARBOSA, 2014).	44
Figura 31 - Definição do pórtico SL-2 (BARBOSA, 2014).	48
Figura 32 - Deformações limites em seção de concreto armado.	56
Figura 33 - Diagramas em seção de concreto protendido com armadura ativa aderente.	59
Figura 34 - Diagramas em seção de concreto protendido com armadura ativa não-aderente.	60
Figura 35 - Diagrama de deformações numa seção de concreto armado.	61
Figura 36 - Variação do fator de redução ϕ com a deformação na armadura de tração ϵ_t	62
Figura 37 - Planta de arquitetura do pavimento	81
Figura 38 - Planta de forma do pavimento	82
Figura 39 - Corte esquemático da edificação	83
Figura 40 - Pórticos (faixas tributárias) na direção horizontal	86
Figura 41 - Pórticos (faixas tributárias) na direção vertical	87
Figura 42 - Ampliação parcial da planta de formas do pavimento.	88
Figura 43 - Traçado dos cabos na direção horizontal	89
Figura 44 - Traçado dos cabos na direção vertical	90
Figura 45 - Elevação dos cabos na direção horizontal	91
Figura 46 - Elevação dos cabos na direção vertical.	92
Figura 47 - Armadura passiva positiva na direção horizontal	93
Figura 48 - Armadura passiva positiva na direção vertical	94
Figura 49 - Armadura passiva negativa na direção horizontal	95
Figura 50 - Armadura passiva negativa na direção vertical	96
Figura 51 - Armaduras de fretagem.	97
Figura 52 - Armaduras de punção	98
Figura 53 - Pórtico B1 em planta.	99
Figura 54 - Pórtico B1 em perspectiva	100
Figura 55 - Elevação dos cabos do pórtico B1 (ADAPT-PT)	100
Figura 56 - Pórtico B1: Tensões normais em serviço (frequente) com carga mínima accidental (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores.	101
Figura 57 - Pórtico B1: Tensões normais em serviço (frequente) com carga máxima accidental (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores.	101

Figura 58 - Pórtico B1: Tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores	102
Figura 59 - Pórtico B1: Envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas).....	102
Figura 60 - Pórtico 3B em planta.....	103
Figura 61 - Pórtico 3B em perspectiva	104
Figura 62 - Elevação dos cabos do pórtico 3B (ADAPT-PT)	104
Figura 63 - Pórtico 3B: Tensões normais em serviço (frequente) com carga máxima acidental (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores.....	105
Figura 64 - Pórtico 3B: Tensões normais em serviço (frequente) com carga mínima acidental (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores.....	105
Figura 65 - Pórtico 3B: Tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT) (a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores	106
Figura 66 - Pórtico 3B: Envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas).....	106
Figura 67 - Traçado dos cabos (FLOOR-PRO).....	109
Figura 68 - Laje discretizada (FLOOR-PRO)	110
Figura 69 - Faixas tributárias na direção horizontal e seções de cálculo (FLOOR- PRO).....	111
Figura 70 - Faixas tributárias na direção vertical e seções de cálculo (FLOOR-PRO).....	111
Figura 71 - Deformações imediatas em planta (unidades em cm) (FLOOR-PRO).....	112
Figura 72 - Deformações totais em tempo infinito (imediatas + diferidas) (unidades em cm) (FLOOR-PRO)	112
Figura 73 - Pré-compressão (MPa) na direção horizontal (FLOOR-PRO).....	113
Figura 74 - Pré-compressão (MPa) na direção vertical (FLOOR-PRO)	114
Figura 75 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção horizontal.....	115
Figura 76 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção vertical	115
Figura 77 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção horizontal (FLOOR-PRO)	116
Figura 78 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção vertical (FLOOR- PRO).....	116
Figura 79 - ELS - Total: Momentos fletores (kN.m) na direção horizontal (FLOOR- PRO).....	117
Figura 80 - ELS - Total: Momentos fletores (kN.m) na direção vertical (FLOOR- PRO).....	117

Figura 81 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO).....	118
Figura 82 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras inferiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO).....	119
Figura 83 - ELS - Combinação quase permanente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO).....	120
Figura 84 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção vertical) (FLOOR-PRO).....	121
Figura 85 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras inferiores (direção vertical) (FLOOR-PRO).....	121
Figura 86 - Faixa B1: Envoltória de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores	122
Figura 87 - Faixa B1: Envoltória de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores	122
Figura 88 - Faixa B1 (balanço direito): Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores.....	123
Figura 89 - Faixa B1 (balanço direito): Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores.....	123
Figura 90 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores	124
Figura 91 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores	124
Figura 92 - Faixa 3B (balanço esquerdo): Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores.....	125
Figura 93 - Faixa 3B (balanço esquerdo): Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO) (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores.....	125
Figura 94 - Armaduras passivas (FLOOR-PRO)	128
Figura 95 - Laje discretizada e traçados dos cabos (SAP2000)	129
Figura 96 - Exemplo de definição de cabo de protensão (SAP2000).....	129
Figura 97 - Deslocamentos imediatos (unidades em mm) (SAP2000)	130
Figura 98 - Deslocamentos totais (imediate e diferida) (unidades em mm) (SAP2000).....	130

Figura 99 - V13: Esforços cortantes devidos à carga permanente (kN/m) (SAP2000).....	131
Figura 100 - V23: Esforços cortantes devidos à carga permanente (kN/m) (SAP2000).....	132
Figura 101 - Definição das faixas tributárias B1 e 3B (SAP2000)	132
Figura 102 - Exemplo de definição de <i>Section Cut</i> (SAP2000)	133
Figura 103 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção horizontal (M11) (SAP2000)	134
Figura 104 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção vertical (M22) (SAP2000)	134
Figura 105 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção horizontal (F11) (SAP2000)	135
Figura 106 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção vertical (F22) (SAP2000)	135
Figura 107 - Deflexões em torno do pilar P22 (SAP2000)	136
Figura 108 - Momento volvente (M12) em torno do pilar P22 (kN.m/m) (SAP2000)	136
Figura 109 - Laje discretizada (CAD/TQS)	139
Figura 110 - RPU's e RTE's na direção horizontal (CAD/TQS)	140
Figura 111 - RPU's e RTE's na direção vertical (CAD/TQS)	141
Figura 112 - Deslocamentos totais (imediate e diferida) (unidades em cm) (CAD/TQS)	141
Figura 113 - Faixa B1: Diagrama de tensões normais no ELS (combinação frequente)	142
Figura 114 - Faixa B1: Diagrama de tensões normais no ato da protensão	143
Figura 115 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ELS (combinação frequente), laje 3B	143
Figura 116 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ato da protensão	144
Figura 117 - Faixa B1: Armadura passiva complementar (cm ² /m)	145
Figura 118 - Faixa 3B: Armadura passiva complementar (cm ² /m)	146
Figura 119 - Nono traçado de cabos. (FLOOR-PRO)	158
Figura 120 - Deslocamentos em tempo infinito com novo traçado de cabos. (FLOOR-PRO)	158

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Ensaio 1 e 2, laje lisa.	18
Tabela 2 - Ensaio 3, laje com capitel.....	18
Tabela 3 - Ensaio 4, laje com capitel.....	19
Tabela 4 - Ensaio 5, laje com duas direções e capitel.	19
Tabela 5 - Ensaio 6, laje com duas direções e capitel.	19
Tabela 6 - Resumo das tensões normais de serviço (FARIA, 2004).	24
Tabela 7 - Flechas (FARIA, 2004).	25
Tabela 8 - Resumo das tensões normais de serviço.....	28
Tabela 9 - Flechas.....	29
Tabela 10 - Momentos fletores de cálculo (COLONESE, 2008).	32
Tabela 11 - Armaduras passivas e ativas (COLONESE, 2008).	32
Tabela 12 - Resumo dos momentos fletores de cálculo (COLONESE, 2008).	35
Tabela 13 - Consumos de aço (COLONESE, 2008).	36
Tabela 14 - Resumo dos momentos de cálculo (COLONESE, 2008).	38
Tabela 15 - Armaduras passivas e ativas (COLONESE, 2008).	39
Tabela 16 - Comparativo entre momentos fletores (LORENCI, 2010).	41
Tabela 17 - Comparação entre momentos fletores (LORENCI, 2010).	42
Tabela 18 - Comparação entre consumos de aço, conforme NBR-6118 (LORENCI, 2010).....	42
Tabela 19 - Comparação entre consumos de aço, conforme ACI-318 (LORENCI, 2010).....	43
Tabela 20 - Comparação entre tensões no ato da protensão (BARBOSA, 2014).	45
Tabela 21- Comparação entre tensões em serviço (BARBOSA, 2014).	45
Tabela 22 - Comparação entre deslocamentos (BARBOSA, 2014).	46
Tabela 23 - Comparação entre armaduras necessárias (BARBOSA, 2014).	46
Tabela 24 - Tensões normais no ato da protensão (LIMA, 2015).	48
Tabela 25 - Tensões normais em serviço (carregamento total) (LIMA, 2015).	49
Tabela 26 - Flechas totais (imediatas e diferidas) (LIMA, 2015).	49
Tabela 27 - Armadura passiva calculada (LIMA, 2015).	49
Tabela 28 - Probabilidades associadas com valores de z.	52
Tabela 29 - Valores aproximados de f_{ps} na ruptura para cordoalhas não-aderentes	59
Tabela 30 - Fatores de redução ϕ	63
Tabela 31 - Combinação de ações e seus coeficientes ponderadores.....	63

Tabela 32 - Combinação de ações e seus coeficientes ponderadores.....	64
Tabela 33 - Classes de comportamento em função de ft	65
Tabela 34 - Limites de tensão de compressão no concreto, no ato da protensão	66
Tabela 35 - Limites de tensão de tração no concreto, no ato da protensão	66
Tabela 36 - Combinação de ações, no ato da protensão, e seus coeficientes ponderadores.	67
Tabela 37 - Limites de tensão de compressão no concreto, em serviço.....	68
Tabela 38 - Combinação de ações em serviço e seus coeficientes ponderadores.	69
Tabela 39 - Limites de tensão de tração na armadura de protensão.....	69
Tabela 40 - Coeficientes de atrito e de ondulação parasita	71
Tabela 41 - Valores aproximados das perdas diferidas de protensão.....	73
Tabela 42 - Espessuras mínimas da laje de concreto para atendimento aos requisitos de resistência ao fogo	74
Tabela 43 - Cobrimentos mínimos das armaduras protendidas em lajes pós-tensionadas para atendimento aos requisitos de resistência ao fogo	74
Tabela 44 - Deslocamentos limites.....	75
Tabela 45 - Fator dependente do tempo ξ para cargas prolongadas	76
Tabela 46 - Cobrimento mínimo da armadura para estruturas protendidas moldadas no local	77
Tabela 47 - Armadura passiva mínima As, min em lajes bidirecionais com protensão aderente e não-aderente.....	78
Tabela 48 - Tensões admissíveis do concreto	84
Tabela 49 - Resumo da envoltória das tensões normais em serviço (combinação frequente) (ADAPT-PT).....	107
Tabela 50 - Resumo da envoltória das tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT).....	107
Tabela 51 - Resumo das deflexões (imediate e diferida) nos pórticos B1 e 3B (ADAPT-PT).....	108
Tabela 52 - Resumo das armaduras passivas nos pórticos B1 e 3B (ADAPT-PT).....	108
Tabela 53 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (FLOOR-PRO)	126
Tabela 54 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO).....	126
Tabela 55 - Resumo das deflexões (FLOOR-PRO)	127
Tabela 56 - Resumo das armaduras passivas (FLOOR-PRO).....	127

Tabela 57 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (SAP2000).....	137
Tabela 58 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (SAP2000).....	137
Tabela 59 - Resumo das deformações (SAP2000)	138
Tabela 60 - Resumo das armaduras passivas pelo MEF (SAP2000)	138
Tabela 61 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (CAD/TQS)	144
Tabela 62 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (CAD/TQS).....	145
Tabela 63 - Resumo das deflexões no tempo infinito (imediatas e diferidas) (CAD/TQS)	146
Tabela 64 - Resumo das armaduras passivas (CAD/TQS).....	147
Tabela 65 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das tensões normais (combinação frequente).....	149
Tabela 66 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das tensões normais no ato da protensão	150
Tabela 67 - Faixa 3B (horizontal): Resumo comparativo das tensões normais em serviço (combinação frequente)	152
Tabela 68 - Faixa 3B (horizontal): Resumo comparativo das tensões normais no ato da protensão.....	152
Tabela 69 - Faixa B1 (vertical): Resumo das deflexões relativas em serviço.....	154
Tabela 70 - Faixa 3B (horizontal): Resumo das deflexões relativas em serviço.....	155
Tabela 71 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das armaduras passivas	156
Tabela 72 - Pórtico 3B (horizontal): Resumo comparativo das armaduras passivas	156

1) INTRODUÇÃO

A indústria da construção civil no Brasil, no início desse século, experimentou um período de crescimento acelerado, em particular entre 2007 e 2013. Nesses sete anos, vivenciou-se incremento significativo no volume de financiamentos para construção e compra de imóveis. Isso exigiu o desenvolvimento de novos modelos e técnicas de construção que satisfizessem as necessidades econômicas, arquitetônicas e ambientais.

No Brasil, a maior parte das estruturas de edificações é feita em concreto armado, estando projetistas e construtores já adaptados ao seu comportamento. Entretanto, as exigências arquitetônicas por maiores vãos e elevada esbeltez dos elementos estruturais – vigas e lajes – aumentaram nos projetos de edifícios comerciais e residenciais. Aliado a isso, há, também, a necessidade da flexibilidade no *layout* de empreendimentos comerciais, as limitações no gabarito de construção impostos pelo planejamento urbano, e as interferências com instalações, além da redução do custo e do tempo de execução. Todos esses fatores devem ser considerados na escolha do sistema estrutural a ser adotado na execução dos projetos.

Nesse contexto, o emprego do concreto protendido em projetos de estruturas de lajes lisas de edificações tem larga aplicação, pois preenche as exigências impostas pelo mercado, produzindo construções seguras e de custo baixo.

A aplicação de lajes lisas protendidas em edificações é amplamente utilizada nos EUA desde a década de 60 (ALMEIDA FILHO, 2002). As normas americanas incorporaram o concreto protendido no dimensionamento e detalhamento de lajes em edificações, tendo ocorrido, a partir daí, razoável aumento de pesquisas relacionadas a esse assunto. Nos anos 80, T. Y. LIN (1981) apresentou ao meio técnico “O Método das Cargas Equivalentes” (*Load-Balancing Method*), que simplifica a consideração da ação da protensão, propiciando o avanço na análise de estruturas protendidas e o desenvolvimento de programas computacionais que auxiliam o cálculo estrutural.

CAUDURO (2002) explica que, no Brasil, o uso do sistema de lajes planas protendidas em edifícios residenciais e comerciais aumentou após a introdução das cordoalhas engraxadas e plastificadas no mercado nacional em 1997. O sistema de pós-tensão aderente, anteriormente empregado, era utilizado basicamente em grandes edifícios comerciais, cujos

vãos de elevada extensão necessitavam de protensão. O pouco uso desse sistema deveu-se ao fato de o seu custo não ser competitivo, comparado ao sistema convencional de lajes e vigas, e à necessidade de tecnologia razoavelmente complexa para sua execução.

A literatura técnica sugere variados métodos de análise estrutural de lajes lisas protendidas, destacando-se, entre eles, o Método dos Elementos Finitos (MEF), por se tratar de um método refinado, preconizado na norma brasileira. O Método do Pórtico Equivalente (MPE), por sua vez, é amplamente utilizado nos EUA desde a década de 70 para análise de lajes lisas protendidas, tendo suas prescrições normativas ditadas pela ACI-318 (2014). O Método da Analogia de Grelha, por ter uma formulação mais simples que o MEF, é mais fácil de ser programado e também conduz a respostas confiáveis.

Vários programas computacionais reconhecidos internacionalmente empregam formulações do MEF para obtenção de resultados numéricos, destacando-se, na área de estruturas protendidas, o programa comercial FLOOR-PRO. O *software* ADAPT-PT, por sua vez, baseia-se no MPE e é largamente utilizado nos EUA para análise estrutural de lajes protendidas. O programa CAD/TQS desenvolve o dimensionamento de lajes lisas protendidas fundamentado no Método da Analogia de Grelha.

O trabalho aqui desenvolvido tem como objetivo comparar os resultados obtidos a partir de distintos métodos de análise estrutural (MPE, MEF e Método da Analogia de Grelha) aplicados ao pavimento térreo de uma edificação já executada. Com o auxílio dos programas ADAPT-PT, FLOOR-PRO e CAD/TQS, analisa-se o comportamento dessa estrutura protendida em serviço e na ruptura, bem como os deslocamentos alcançados, comparando-se os seus resultados. O programa SAP 2000, que tem sua formulação baseada no MEF, também foi utilizado, pois faz a análise de qualquer tipo de estrutura, inclusive a de lajes protendidas, apesar de não ter sido desenvolvido especificamente para esse fim. Desta forma, procura-se contribuir com o meio técnico ao oferecer uma análise comparativa de diferentes métodos de cálculo para projetos de lajes lisas protendidas.

O presente trabalho foi dividido em seis capítulos, cujos conteúdos são apresentados a seguir.

O capítulo 2 apresenta as definições, princípios e formas de utilização dos três métodos de cálculo: MPE, MEF e Método da Analogia de Grelha.

O capítulo 3 apresenta a revisão bibliográfica de diversos estudos similares de outros autores e as prescrições normativas da ACI-318 (2014).

O capítulo 4 desenvolve o estudo de caso, que consiste na análise e no dimensionamento da laje lisa protendida, por meio de três métodos de cálculo, com o auxílio dos programas comerciais SAP 2000, FLOOR-PRO, ADAPT-PT e CAD/TQS.

No capítulo 5 são comparados os resultados obtidos das análises computacionais em termos de tensões normais no concreto (em serviço e no ato da protensão), de deformações e de armadura passiva calculada.

O capítulo 6 apresenta as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2) METODOLOGIAS DE CÁLCULO

Para se obter os esforços solicitantes nas lajes, há diversas metodologias de cálculo. Segundo CORREA (1991), esses métodos podem ser divididos em dois grandes grupos.

No primeiro grupo, o pavimento (lajes e vigas) é representado por um conjunto de barras equivalentes à estrutura original. São eles:

- Método dos Pórticos Equivalente (MPE);
- Método da Analogia de Grelhas;

Tais métodos apresentam dificuldades na definição das propriedades geométricas das barras equivalentes, bem como na ligação entre vigas e pilares existentes, em especial, quando a geometria do pavimento apresenta irregularidades em sua forma, aberturas, contorno com recortes, dentre outros aspectos.

O segundo grupo inclui os métodos de cálculo que tratam a própria laje como um elemento. Procedimentos numéricos permitem solucionar as equações diferenciais que regem o comportamento da estrutura do pavimento do edifício. Os principais métodos são:

- Método das Diferenças Finitas;
- Método do Elemento de Contorno;
- Método dos Elementos Finitos (MEF).

Dentre os métodos de cálculo citados mais utilizados nos programas comerciais, tem-se: o Método da Analogia das Grelhas, o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método do Pórtico Equivalente (MPE), que são empregados neste trabalho.

2.1) Método da Analogia de Grelha

A modelagem baseada na analogia de grelha tem sido, ao longo das últimas décadas, talvez a mais comumente utilizada dentre os modelos de cálculo correntes para se obter os esforços solicitantes no dimensionamento de lajes. A aplicação desse método independe se há protensão na laje ou não.

Foi utilizado pela primeira vez como um método computacional por LIGHTFOOT & SAWKO (1959) e, desde então, difundiu-se, consolidou-se e se mantém competitivo até os dias de hoje.

HAMBLY (1976) afirmou, na década de 70, que a modelagem por analogia de grelha era provavelmente o método mais popular para a análise de tabuleiros de pontes.

Décadas mais tarde, CORREA (1991) confirmou que o uso deste método estava ainda em expansão e sendo empregado na elaboração de diversos programas computacionais.

O modelo baseado na analogia de grelhas é composto por elementos do tipo barra e, em alguns casos, molas cujos extremos são nós.

O método consiste na substituição da placa (laje) por esses elementos de barras com rigidezes equivalentes em cada uma das duas direções (longitudinal e transversal), formando o plano da grelha, como pode ser visto na Figura 1.

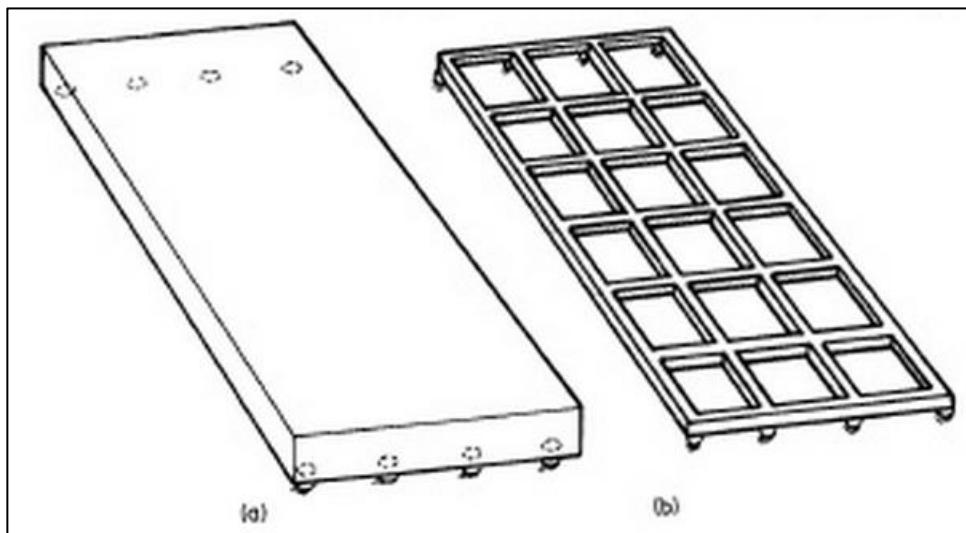


Figura 1 - Laje discretizada numa grelha equivalente. Fonte (HAMBLY, 1976)

Nos casos correntes, a vinculação das barras permite a transferência, entre si, de uma força ortogonal ao plano da grelha e dois momentos em torno dos eixos deste mesmo plano. Dessa forma, o uso da grelha equivalente possibilita a consideração da deformabilidade e torção das vigas periféricas, caso existam.

Cada nó do elemento de barra apresenta três graus de liberdade: uma translação e duas rotações (flexão e torção).

Os carregamentos que atuam sobre a laje podem ser representados no modelo grelha por meio de cargas uniformemente distribuídas ao longo dos elementos ou como cargas pontuais nos nós da malha, devendo ser adequada para que os nós coincidam com a posição de aplicação das cargas. A protensão pode ser tratada como uma carga externa equivalente aplicada sobre os nós e elementos da malha, em função do perfil dos cabos na faixa considerada.

HAMBLY (1976) sugere algumas recomendações na elaboração da grelha equivalente, tais como:

- O espaçamento entre os elementos da grelha equivalente não deve ser superior a um quarto do vão;
- Nas regiões de cargas concentradas, a malha deve ser reduzida;
- As vigas ou regiões rígidas são representadas por elementos de barra;
- Em bordos livres, os elementos de barra devem ser considerados passando $0,3h$ da borda, onde h é a espessura da laje;
- Em placas esconsas, os elementos podem ser considerados ortogonais.

De acordo com CORREA (1991), o uso do modelo grelha se difundiu rapidamente por apresentar as seguintes características:

a) Facilidade de programação: trabalha-se apenas com o conceito do elemento barra e, quando presente, do elemento mola;

b) Surgimento de diversos programas computacionais: em decorrência da primeira característica citada, o aparecimento de diversos programas computacionais, baseados nesse método, propiciou maior rapidez e confiabilidade na execução de projetos estruturais, além da redução de custos;

c) Agilidade na solução de problemas: os modelos grelha, de um modo geral, envolvem um número relativamente pequeno de nós e barras, para as estruturas usuais, o que facilita a montagem de arquivos de dados, agiliza a resolução do problema e simplifica a interpretação dos resultados. Isto possibilita ao projetista o estudo de diversas alternativas para o sistema estrutural, como por exemplo: alterações das dimensões das peças, mudanças

nas condições de contorno, variações e combinações de carregamento, características dos materiais, entre outros; oferecendo expressivo aumento na qualidade do projeto a um baixo custo.

Apesar das qualidades, os modelos baseados na analogia de grelha utilizam aproximações que geram distorções nos resultados. Em estruturas de pequena complexidade essas distorções não devem ser perceptíveis e capazes de comprometer a segurança e a qualidade do projeto. Entretanto, para situações mais complexas e incomuns, o método demonstra distorções. Nesses casos, o Método dos Elementos Finitos pode trazer resultados mais realistas e confiáveis.

2.2) Método dos Elementos Finitos (MEF)

AALAMI (2014), em recente publicação, apresenta uma perspectiva abrangente da utilização do MEF nos dias atuais, em tradução livre:

"O Método dos Elementos Finitos tem se tornado o método de análise mais utilizado por projetistas de estruturas na atualidade. Para muitos, ele ainda é visto como uma caixa preta que nos traz os resultados que precisamos em nossos projetos. De fato, trata-se de uma poderosa e versátil ferramenta criada para a engenharia de estruturas, mas que já tem sua aplicação extremamente difundida em diversos tipos de aplicações. Enquanto para nós, engenheiros de estrutura, não é crítico estar familiarizado com sua formulação, é importante termos total compreensão, interpretação e a perspectiva correta acerca de um modelo baseado no MEF." - (AALAMI B. O., 2014)

O essencial do MEF consiste na discretização de um elemento em elementos menores, a fim de simular nos nós formados, as consequências de um determinado carregamento. No caso da engenharia estrutural, objetiva-se a determinação do estado de tensão e deformação dos elementos para se obter os esforços e deslocamentos nodais.

A formulação do MEF pode ser baseada no método dos deslocamentos, em modelos de equilíbrio, ou em métodos híbridos e mistos. Dentre todos estes métodos, aquele que

apresenta maior simplicidade e, conseqüentemente, maior versatilidade é o método dos deslocamentos.

Segundo BONO (2008):

"o Método dos Elementos Finitos consiste não apenas em transformar o sólido contínuo em uma associação de elementos discretos e escrever as equações de equilíbrio e compatibilidade entre eles, mas admitir funções contínuas que representem, por exemplo, o campo de deslocamento no domínio de um elemento e, a partir daí, obter o estado de deformações específicas correspondente que, associando constitutivas do material, permitem definir os estado de tensões em todo o elemento."

Segundo CORREA (1991), o MEF apresenta diversas vantagens em relação a outras metodologias de cálculo, inclusive a analogia de grelhas. Dentre as mais relevantes, podem-se destacar:

- Tratamento mais realista do carregamento: cargas de paredes são alojadas onde ocorrem sem a necessidade de se uniformizar no painel de laje, podendo ser distribuída no elemento sobre os quais se apoiam ou consideradas como grupos de cargas nodais concentradas; diferenças de sobrecargas num mesmo painel são mais facilmente representadas;
- Representação da rigidez relativa entre laje, viga e pilar, com influência significativa no fluxo de cargas pelo sistema estrutural: cargas recebidas pelas lajes são transferidas preferencialmente para regiões mais rígidas das vigas, sendo parte lançada diretamente sobre pilares, o que produz, via de regra, esforços solicitantes nas vigas menores que os produzidos com o modelo grelha, em especial, possibilitando um projeto mais econômico e preciso;
- Representação das interações de flexão e torção entre vigas e lajes;
- Facilidade na modelagem de aberturas em lajes e variedades de formas de painéis;
- Simulação automática da continuidade dos painéis de laje;
- Conhecimento dos deslocamentos em todo o sistema estrutural;

- Facilidade na obtenção dos esforços solicitantes nas lajes, enriquecendo a análise e possibilitando uma disposição mais racional de armaduras, com o auxílio de apresentação gráfica de curvas isovalor;
- Possibilidade de alteração de espessuras e características do material da laje em cada elemento.

De acordo com AALAMI & BOMMER (1999), dentre as diversas vantagens do MEF, três se destacam:

- O algoritmo desenvolvido para o MEF é geral. O mesmo procedimento aplicado nas lajes são também aplicados para diversos outros casos;
- O MEF pode ser aplicado às estruturas com geometria, apoios e carregamentos irregulares com a mesma facilidade com que pode ser aplicado às estruturas regulares;
- O método pode ser ampliado para incluir outros refinamentos como o esmagamento do concreto, não-linearidade dos materiais, ou grandes deslocamentos.

2.3) Método do Pórtico Equivalente (MPE)

O Método do Pórtico Equivalente (MPE), por ser uma metodologia simples e de aplicação direta, tem sido amplamente utilizado nos EUA desde a década de 70 para o projeto de lajes, incluindo-se as lajes protendidas.

No Brasil, com o aumento do uso das lajes protendidas nas duas últimas décadas, o método passou a ser utilizado e se consolidou como uma alternativa simples de análise.

O MPE consiste em subdividir um painel de laje apoiado sobre pilares em séries de pórticos bidimensionais equivalentes, que são analisados independentemente para as cargas que atuam na região de influência de cada elemento bidimensional.

De acordo com AALAMI & BOMMER (1999), em tradução livre:

"O procedimento reside numa estratégia na qual o modelo bidimensional de cada pórtico é modificado a fim de considerar os efeitos das rotações torcionais, muito comum num sistema tridimensional. Os momentos oriundos do carregamento nesses pórticos modificados são, então, usados para dimensionar as seções críticas ao longo do pórtico."

Os efeitos de torção naturais de um modelo tridimensional geram momentos que são levados em conta pelo método.

AALAMI e BOOMER (1999) e AALAMI (2014) descrevem o processo de cálculo do MPE baseado nos conceitos da ACI-318 (itens 8.1 da ACI-318:2014 e item 13.7 da ACI-318:2011), podendo ser resumido como se segue:

- 1) A estrutura deve ser dividida em uma série de pórticos equivalentes por meio de linhas de apoios (pilares ou apoios quaisquer), nas direções longitudinal e transversal. Cada um desses pórticos é definido pelos limites de sua área de influência, conforme ilustra a Figura 2;

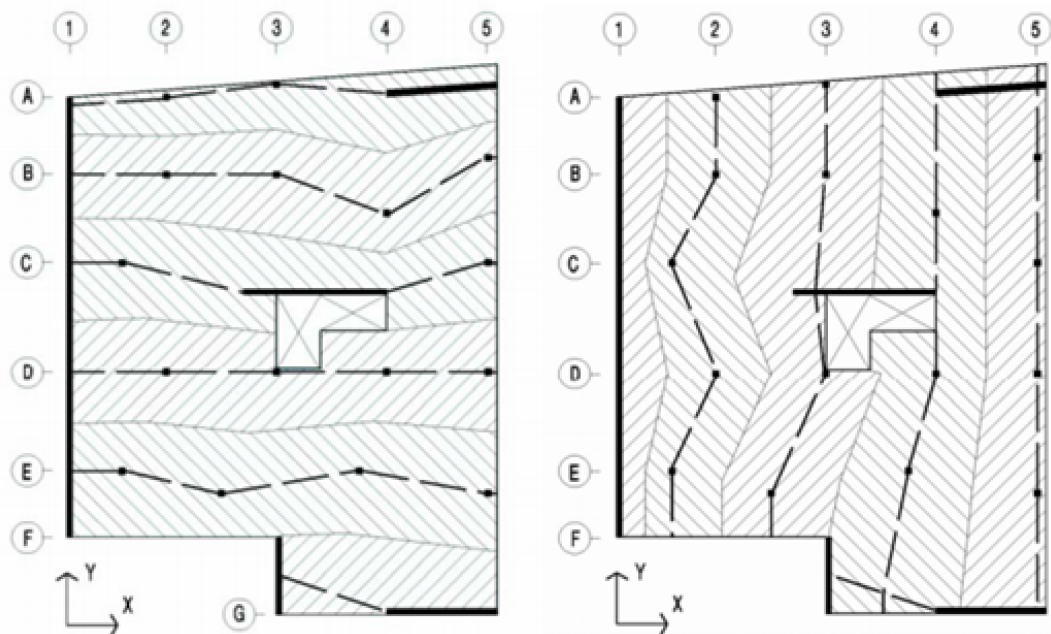


Figura 2 - Pórticos equivalentes nas direções horizontal e vertical (LOUREIRO, 2006).

- 2) Cada faixa deve ser analisada como uma “viga-laje” isolada, com as propriedades geométricas da sua seção bruta. A faixa é retificada, respeitando-se o vão entre os apoios da disposição original e adotando para cada um dos vãos, uma largura constante, que deve ser a maior para que não haja prejuízo à segurança. A Figura 3 ilustra a definição da faixa idealizada pelo MPE;

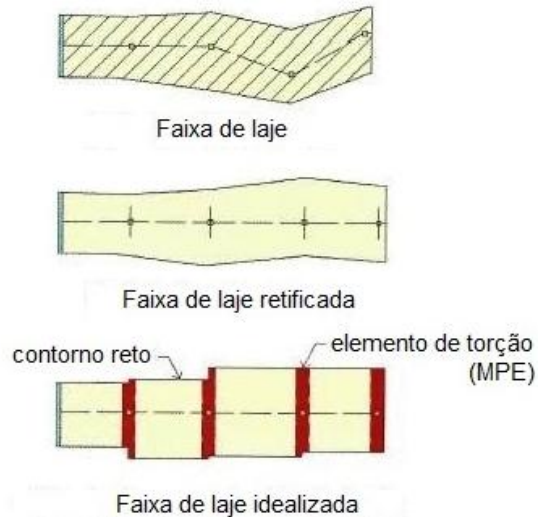


Figura 3 - Faixa idealizada pelo MPE AALAMI (2014).

- 3) Com a geometria do pórtico definida, determinam-se as rigidezes equivalentes do contato entre a viga-laje e os pilares (ou apoios). Para isso, é necessário o uso do conceito de elementos de torção, tal como se segue.

A transferência de momentos entre os apoios e as vigas-laje é feita por meio dos elementos de torção, que consistem em elementos transversais à direção principal do pórtico e que se estendem desde as bordas da região de influência até as faces do apoio, conforme ilustrados nas Figura 4 e na Figura 5. A laje, sob a ação das cargas atuantes, sofre flexão na direção longitudinal. Os elementos de torção rotacionam em torno do seu eixo, gerando esforços que são transmitidos e resistidos pelos apoios. Toda a rigidez dessa ligação e, conseqüentemente, a transferência de esforços entre laje-viga e apoio acontece exclusivamente por esses elementos de torção. Dessa forma, são desconsideradas a rigidez e a transferência de esforços pela face frontal do apoio, como se existisse ali uma abertura ou uma separação, conforme ilustra a Figura 6.

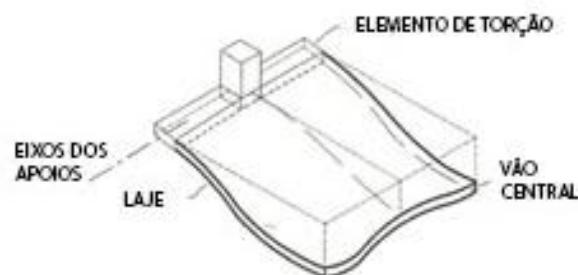


Figura 4 - Deformada da "viga-laje" (AALAMI & BOMMER, 1999).

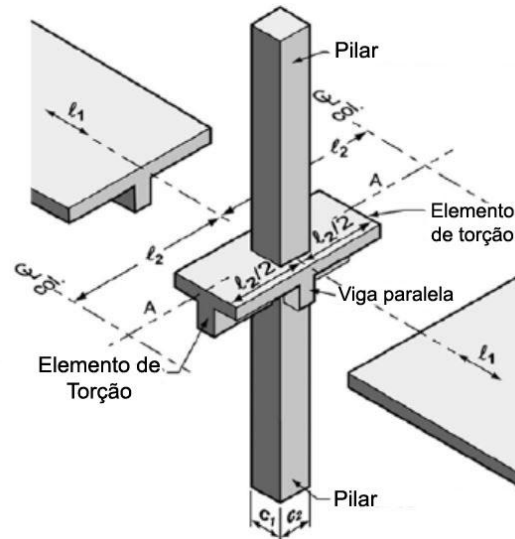


Figura 5 - Elemento de torção (AALAMI & BOMMER, 1999).

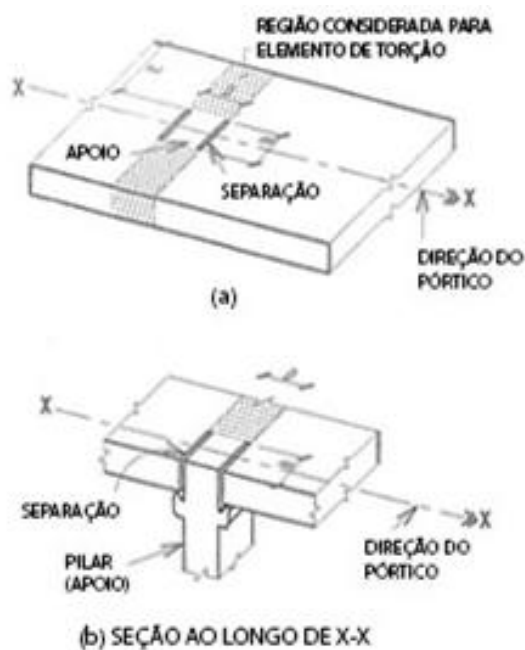


Figura 6 - Abertura entre "viga-laje e pilar (AALAMI & BOMMER, 1999).

- 4) Aplica-se o conceito de pilar equivalente (item 8.11.4 da ACI-318:2014), no qual faz-se a substituição do pilar e dos elementos de torção por um único elemento de rigidez (K_e) representando a combinação das rigidezes dos elementos substituídos, tal que:

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{K_t} + \frac{1}{K_c} \quad (1)$$

onde:

K_c é a soma das rigidezes dos pilares acima e abaixo da viga-laje;

K_t é a rigidez do elemento de torção, dada por:

$$K_t = \sum \frac{9E_c C}{l_2 \left(1 - \frac{c_2}{l_2}\right)^3} \quad (2)$$

$$C = \sum \left(1 - 0,63 \frac{x}{y}\right) \frac{x^3 y}{3} \quad (3)$$

sendo,

C é uma constante, sendo em seções T ou L permitida a separação em retângulos;

x é a menor dimensão do elemento submetido à torção (Figura 7);

y é o maior dimensão do elemento submetido à torção (Figura 7);

E_c é o módulo de elasticidade do concreto da laje;

l_2 é o comprimento do vão transversal à direção do pórtico (Figura 5);

c_2 é dimensão do pilar transversal à direção do pórtico (Figura 5).

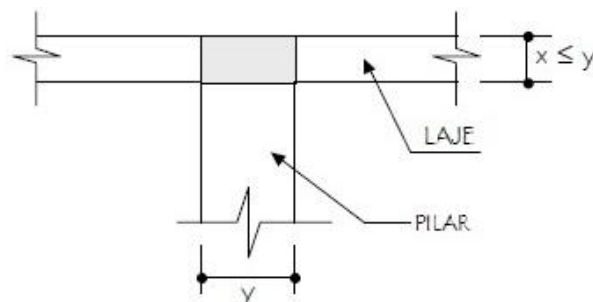


Figura 7 - Valores de x e y para seção transversal do elemento de torção. (EMERICK, 2005).

A Figura 8a mostra um trecho de laje no qual o pilar e o elemento de torção são substituídos pelo pilar equivalente. A mola, que representa a rigidez dos elementos de torção (Figura 8c), combinada com a rigidez do pilar existente, formam o pilar equivalente. Esse pilar pode ser representado por um pilar com comprimento maior que o original e menor rigidez (Figura 8d).

Faz-se essa substituição, pois os momentos atuantes no pilar são menores do que aqueles analisados como um pórtico tradicional, resultando em uma considerável redução da armadura necessária e otimização do projeto.



Figura 8 - Esquema para determinação do pilar equivalente (Adaptado de AALAMI & BOMMER, 1999).

Uma grande vantagem desse método é o fato de que os pilares e as lajes-vigas são modelados como elementos não-prismáticos, ou seja, com inércia variável ao longo do seu comprimento. Essa característica permite variar a espessura da laje e considerar os capitéis, bem como, as perdas de rigidez oriundas de aberturas, ou qualquer outra situação que possa interferir com a rigidez do sistema, como pode ser visto na Figura 9.

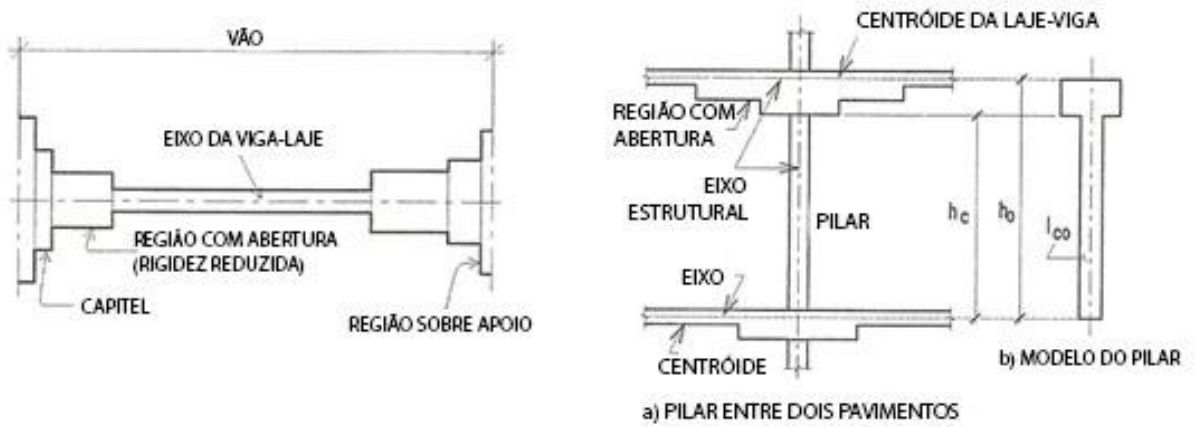


Figura 9 - Esquemas da rigidez aproximada da viga-laje e do pilar (Adaptado de AALAMI & BOMMER, 1999).

3) PESQUISA BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os resultados dos estudos realizados por outros pesquisadores, utilizando os diferentes métodos de análise apresentados no capítulo 2, bem como as prescrições normativas das normas ACI-318:14 e ACI-423:96.

As recomendações normativas da NBR-6118:2014 não fazem parte do escopo deste trabalho. Também não faz parte desse estudo a análise do cisalhamento, limitando-se ao estudo da flexo-compressão nas lajes protendidas.

3.1) ESTUDOS REALIZADOS POR OUTROS AUTORES

A seguir, são descritos alguns trabalhos desenvolvidos por outros autores.

3.1.1) Estudo realizado por CORLEY e JIRZA (1970)

O trabalho desenvolvido por CORLEY e JIRZA (1970) consistiu em um extenso programa experimental e analítico, que serviu para o aprimoramento do Método dos Pórticos Equivalentes (MPE). Esse estudo foi incorporado aos comentários da ACI-318:70 como uma das bases teóricas e experimentais do MPE para lajes dimensionadas em duas direções, sendo válido até os dias atuais.

O método de cálculo proposto alterava a rigidez dos elementos laje-viga da versão anterior da norma (ACI-318:63), aproximando-a dos valores dos valores calculados pelo método empírico, que também estava em modificação naquela revisão da norma. O momento de inércia passou a ser calculado pela seguinte equação:

$$I_{SC} = I_{SD} / (1 - c_2/L_2)^2 \quad (4)$$

Os parâmetros são apresentados na Figura 10, onde:

I_{SC} é o momento de inércia da face do apoio (capitel ou pilar) até o eixo do pilar;

I_{SD} é o momento de inércia imediatamente fora do apoio (capitel ou pilar);

L_2 é a largura da laje na seção transversal;

c_2 é a largura do enrijecimento da laje na seção transversal.

A Figura 10 ilustra os parâmetros descritos e a geometria a ser considerada para determinação da rigidez da laje, conforme ACI-318:70.

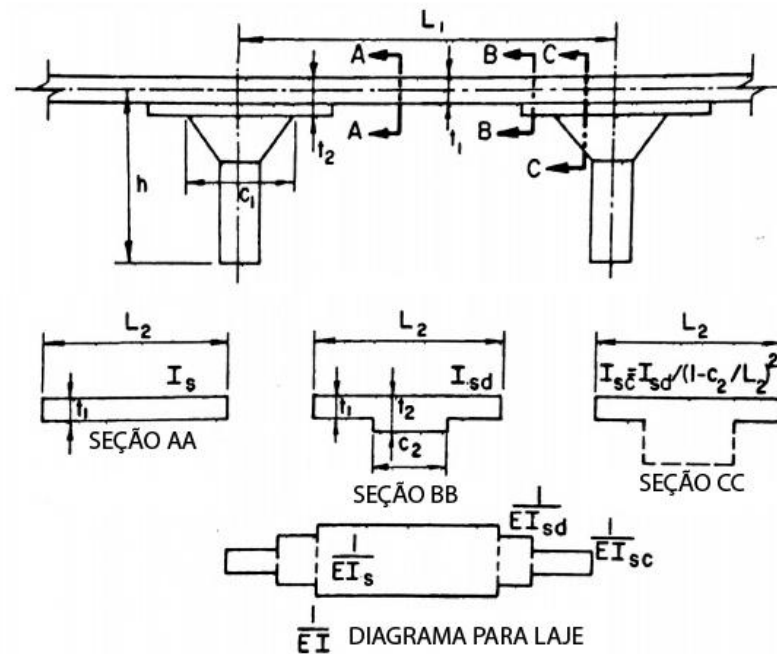
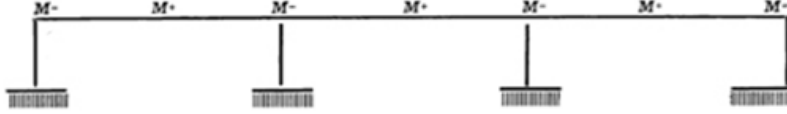


Figura 10 - Momento de inércia para MPE (ACI-318/70)

Para o desenvolvimento do programa experimental, foram ensaiados pórticos equivalentes, em escala reduzida, no laboratório da Universidade de Illinois e no laboratório do PCA. Nos ensaios da Universidade de Illinois, foram utilizados carregamento permanente (uniformemente distribuído) e acidental para causar os momentos fletores máximos. No laboratório do PCA foi utilizado apenas carregamento permanente. A relação entre carga acidental (C_a) e carga permanente (C_p) é dada por C_a/C_p .

Os momentos fletores mostrados na Tabela 1 à Tabela 5 são coeficientes proporcionais utilizados pelos autores para adequar as escalas e facilitar a análise dos resultados, devido à escala reduzida dos protótipos. Os momentos fletores de cálculo estão representados como M_{calc} , enquanto os momentos medidos nos ensaios de laboratório como M_{medido} . As representações esquemáticas dos pórticos (contínuo de três vãos ou um vão com balanço) encontram-se ilustradas nessas tabelas.

Tabela 1 - Ensaio 1 e 2, laje lisa.



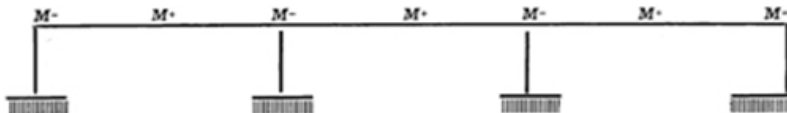
Universidade de Illinois, ensaio 1
Ca/Cp = 2,5

Mcalc permanente	47	44	72	66	34	67	73	44	46
Mcalc máximo	54	50	75	73	45	73	76	50	52
Mcalc permanente / Mcalc máximo	1,15	1,14	1,04	1,11	1,32	1,09	1,04	1,13	1,13
Mmedido permanente	27	49	65	64	40	58	58	47	34
Mmedido máximo	21	52	68	67	44	63	63	48	26
Mmedido permanente / Mmedido máximo	-	1,06	1,04	1,05	1,10	1,09	1,09	1,02	-
Mcalc permanente / Mmedido permanente	1,74	0,9	1,11	1,03	0,85	1,16	1,26	0,94	1,35

Laboratório do PCA, ensaio 2
Ca/Cp = 2,5

Mcalc permanente	44	48	67	62	38	62	68	49	43
Mmedido permanente	37	47	68	68	31	73	73	42	31
Mcalc permanente / Mmedido permanente	1,19	1,02	0,99	0,91	1,22	0,85	0,85	1,16	1,39

Tabela 2 - Ensaio 3, laje com capitel.

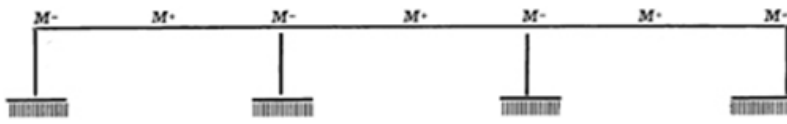


Universidade de Illinois, ensaio 3
Ca/Cp = 5,5

Mcalc permanente	21	44	57	50	26	49	57	44	21
Mcalc máximo	28	53	63	60	44	60	62	53	29
Mcalc permanente / Mcalc máximo	1,33	1,20	1,11	1,20	1,69	1,22	1,09	1,20	1,38
Mmedido permanente	25	42	68	62	29	61	65	38	25
Mmedido máximo	27	49	79	72	33	67	71	42	25
Mmedido permanente / Mmedido máximo	1,08	1,17	1,16	1,16	1,18	1,10	1,09	1,11	1,00
Mcalc permanente / Mmedido permanente	0,84	1,05	0,84	0,81	0,90	0,80	0,88	1,16	0,84

Tabela 3 - Ensaio 4, laje com capitel.


Universidade de Illinois, ensaio 4
Ca/Cp = 3,5



Mcalc permanente	21	44	57	50	26	49	57	44	21
Mcalc máximo	28	52	62	59	42	59	62	52	29
Mcalc permanente / Mcalc máximo	1,33	1,18	1,09	1,18	1,62	1,20	1,09	1,18	1,38
Mmedido permanente	29	38	57	55	23	58	60	34	24
Mmedido máximo	34	42	60	58	37	60	61	39	27
Mmedido permanente / Mmedido máximo	1,17	1,11	1,05	1,05	1,60	1,03	1,02	1,15	1,12
Mcalc permanente / Mmedido permanente	0,72	1,16	1,00	0,91	1,13	0,85	0,95	1,30	0,88

Tabela 4 - Ensaio 5, laje com duas direções e capitel.

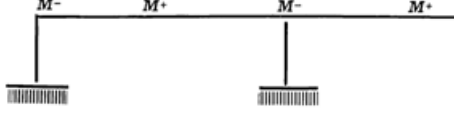
Universidade de Illinois, ensaio 5
Ca/Cp = 4,02



Mcalc permanente	35	47	79	66	34
Mcalc máximo	39	51	80	72	43
Mcalc permanente / Mcalc máximo	1,11	1,09	1,01	1,09	1,26
Mmedido permanente	43	46	79	71	36
Mmedido máximo	57	54	90	83	42
Mmedido permanente / Mmedido máximo	1,33	1,17	1,14	1,17	1,17
Mcalc permanente / Mmedido permanente	0,79	1,02	1,00	0,93	0,95

Tabela 5 - Ensaio 6, laje com duas direções e capitel.

Universidade de Illinois, ensaio 6
Ca/Cp = 1,09



Mcalc permanente	46	44	74	66	34
Mcalc máximo	49	47	76	70	42
Mcalc permanente / Mcalc máximo	1,07	1,07	1,03	1,06	1,24
Mmedido permanente	36	56	69	61	45
Mmedido máximo	41	60	77	61	47
Mmedido permanente / Mmedido máximo	1,14	1,07	1,12	1,05	1,05
Mcalc permanente / Mmedido permanente	1,28	0,79	1,07	1,08	0,76

Pode-se observar nas Tabela 1 à Tabela 5 que, em geral, a maior diferença entre os momentos calculados e medidos nos ensaios foi em relação ao momento negativo nos extremos do pórtico. Essa ligação entre a laje e o pilar é a mais difícil de ser representada em laboratório.

No caso da laje lisa dos ensaios 1 e 2, a maioria das seções apresentou resultados favoráveis, com diferença da ordem de 15%. Os momentos fletores negativos das seções extremas apresentam valores divergentes, podendo ser explicados pela redução de rigidez devido às fissurações na ligação com o apoio.

Nos ensaios 3 e 4, há capitéis nas ligações das lajes com seus apoios. Nesses ensaios, todos os resultados se mostraram adequados e com boa aproximação.

Nos ensaios 5 e 6, as lajes são bidirecionais e possuem capitéis. Os momentos fletores calculados demonstraram aproximação razoável com os valores medidos. Mesmo com uma diferença entre 10% e 20%, os resultados são aceitáveis, pois deve-se notar que o somatório dos momentos fletores se equilibram em cada vão. Consequentemente, o dimensionamento da armadura pelos momentos fletores calculados seria suficientemente seguro.

3.1.2) Estudo realizado por FARIA (2004)

O trabalho desenvolvido por FARIA (2004) consistiu na comparação de dois métodos de cálculo, o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o Método do Pórtico Equivalente (MPE), aplicados em dois modelos distintos de lajes planas lisas em concreto protendido, apresentando seus resultados numéricos.

O autor realizou duas simulações diferentes. Na primeira delas, foi analisado um pavimento regular com vãos simétricos, e na segunda, um pavimento irregular. Os esforços solicitantes obtidos referenciam-se ao eixo dos pórticos.

Na análise foram empregados os seguintes materiais: concreto com resistência característica f_{ck} de 30 MPa, módulo de elasticidade secante E_{cs} igual a 25743 MPa, aço para protensão não aderente CP-190 RB com 12,7 mm de diâmetro ($f_{ptk} = 1900$ MPa) e aço CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa).

3.1.2.1) Primeira análise

Foi analisado um pavimento de laje protendida ($h = 19 \text{ cm}$) apoiado sobre pilares retangulares ($60 \text{ cm} \times 60 \text{ cm}$), dispostos simetricamente, com vãos de 8 m em ambas as direções e balanços de $2,2 \text{ m}$. Todo o cálculo dos esforços foi feito no eixo dos pórticos.

A Figura 11 apresenta a planta baixa do pavimento analisado. A Figura 12 e a Figura 13 mostram as definições dos pórticos equivalentes nas direções X e Y, respectivamente.

A Figura 14 mostra o traçado dos cabos de protensão adotado.

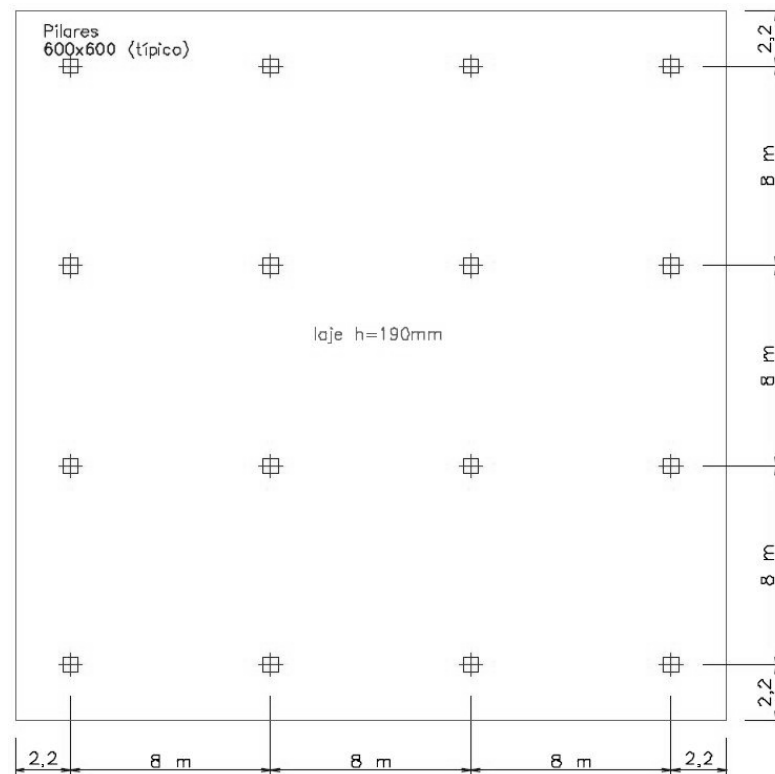


Figura 11 - Planta do pavimento (FARIA, 2004).

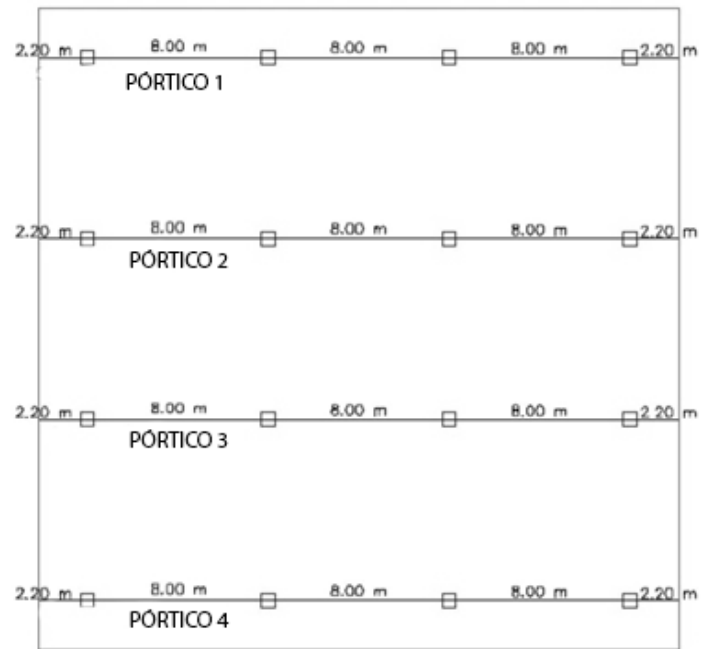


Figura 12 - Pórticos equivalentes na direção horizontal (FARIA, 2004).

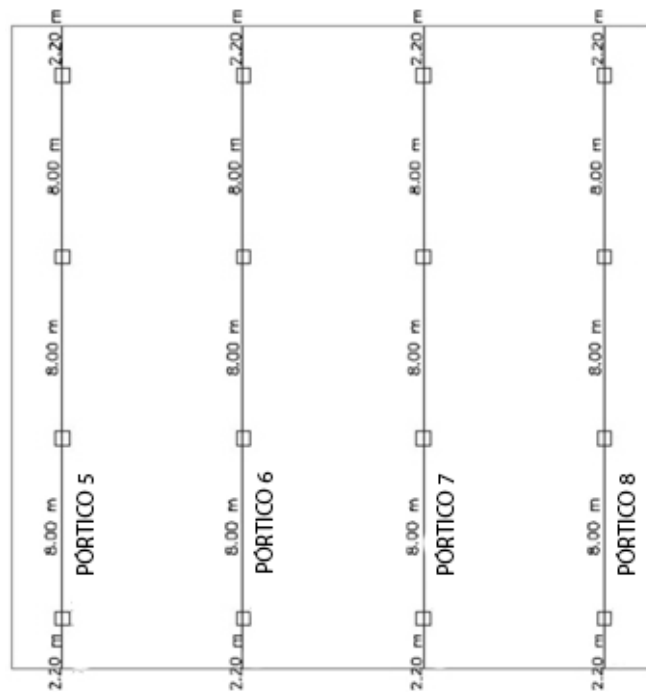


Figura 13 - Pórticos equivalentes na direção vertical (FARIA, 2004).

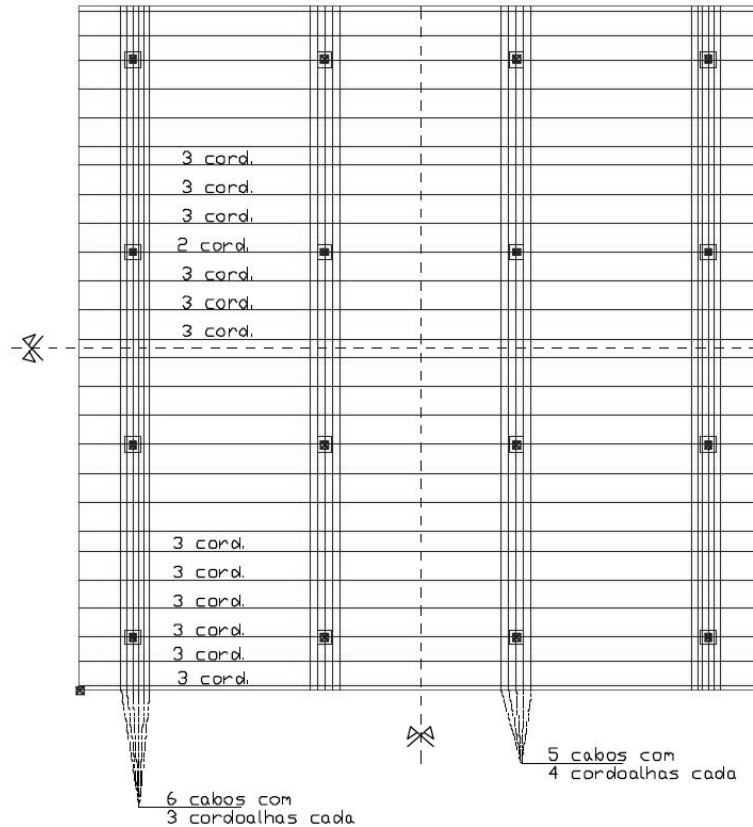


Figura 14 - Traçado dos cabos de protensão (FARIA, 2004).

A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

A Tabela 6 demonstra o resumo das tensões calculadas em serviço. Devido à simetria da estrutura, os pórticos 5 e 8 são iguais aos pórticos 1 e 4, e os pórticos 6 e 7 são iguais aos pórticos 2 e 3.

Nessas tabelas, a linha dif.1 apresenta a diferença percentual entre os valores de tensões calculados MEF e pelo MPE (referência), representando a relação $[(MPE - MEF) / MEF]$.

A linha dif.2 mostra a diferença percentual entre as tensões calculadas pelo MEF e pelo MPE, tomando-se como referência (denominador) as tensões admissíveis, cujos valores são 2,74 MPa (tração) e 13,5 MPa (compressão), representando a relação $[(MPE - MEF) / \text{tensão admissível}]$.

Os balanços da esquerda e da direita são simétricos. Por isso, apenas o balanço esquerdo é apresentado.

Tabela 6 - Resumo das tensões normais de serviço (FARIA, 2004).

		SEÇÃO	MÉTODO	PÓRTICOS 1 e 4		PÓRTICOS 2 e 3	
				sup	inf	sup	inf
Balanço esquerdo	Extremidade	MPE	-1,800	-1,800	-1,600	-1,600	
		MEF	-1,800	-1,800	-1,600	-1,600	
		dif.1	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	
		dif.2	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	
	1º Apoio (esq)	MPE	0,400	-4,100	0,700	-3,900	
		MEF	0,400	-4,100	0,800	-3,900	
		dif.1	0,0%	2,5%	12,5%	0,0%	
		dif.2	0,0%	0,7%	3,6%	0,0%	
1º vão	1º Apoio (dir)	MPE	0,600	-4,200	0,600	-3,800	
		MEF	0,500	-4,100	0,700	-3,900	
		dif.1	20,0%	2,4%	14,3%	2,6%	
		dif.2	3,6%	0,7%	3,6%	70,0%	
	Meio do vão	MPE	-3,500	-0,200	-3,300	0,200	
		MEF	-3,500	0,100	-3,500	0,200	
		dif.1	0,0%	300,0%	5,7%	0,0%	
		dif.2	0,0%	2,2%	1,5%	0,0%	
	2º Apoio (esq)	MPE	1,100	-4,700	1,400	-4,500	
		MEF	1,400	-4,900	1,500	-4,200	
		dif.1	21,4%	4,1%	6,7%	7,1%	
		dif.2	11,0%	1,5%	3,6%	2,2%	
Vão central	2º Apoio (dir)	MPE	0,900	4,500	1,300	-4,400	
		MEF	1,200	-4,700	1,400	-4,700	
		dif.1	25,0%	4,3%	7,1%	6,4%	
		dif.2	11,0%	1,5%	3,6%	2,2%	
	Meio do vão	MPE	-3,100	-0,500	-3,000	-0,100	
		MEF	-3,000	-0,300	-3,200	-0,200	
		dif.1	3,3%	66,7%	6,2%	50,0%	
		dif.2	0,7%	1,5%	1,5%	70,0%	
	3º Apoio (esq)	MPE	0,900	-4,500	1,200	-4,400	
		MEF	1,200	-4,700	1,400	-4,700	
		dif.1	25,0%	4,3%	14,3%	6,4%	
		dif.2	11,0%	1,5%	7,3%	2,2%	

(1) dif.1 = $[(x - \text{MPE}) / \text{MPE}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos.

(2) dif.2 = $[(x - \text{MPE}) / \sigma_{\text{adm}}]$, onde σ_{adm} é a tensão admissível.

Foram comparadas as tensões em serviço, para as fibras superiores e inferiores, pelo MPE e pelo MEF. De acordo com o autor, os resultados mostraram uma boa aproximação entre os dois métodos de análise. Notam-se algumas diferenças aparentemente grandes em

termos relativos (dif.1), mas não são significativas se comparadas às tensões admissíveis (dif.2).

Na Tabela 7 são mostrados os valores das flechas encontradas em cada um dos métodos. A diferença percentual representa a relação $[(MPE - MEF) / \text{flecha admissível}]$, sendo o valor da flecha admissível igual a $L/300$ para os vãos e $L/150$ para os balanços.

Tabela 7 - Flechas (FARIA, 2004).

		PÓRTICOS 1 e 4 (mm)	PÓRTICOS 2 e 3 (mm)
Balanço esquerdo	MPE	3,5	3,5
	MEF	4,3	4,3
	Flecha Máx	14,7	14,7
	dif.	5,4%	5,4%
1º vão	MPE	6,0	6,0
	MEF	6,6	6,6
	Flecha Máx	26,7	26,7
	dif.	2,3%	2,3%
Vão central	MPE	5,0	5,2
	MEF	5,6	5,6
	Flecha Máx	26,7	26,7
	dif.	2,3%	1,5%

(1) dif. = $[(MPE - MEF) / \text{flecha máx}]$.

Para uma avaliação adequada, o autor considerou as flechas obtidas via MPE como a média das flechas dos pórticos ortogonais entre si. As flechas alcançadas via MEF foram as máximas para cada painel de laje. Observa-se uma boa aproximação entre os resultados de ambos os métodos de análise.

3.1.2.2) Segunda análise

Nessa análise, estuda-se um pavimento em laje lisa protendida de 15 cm de espessura, apoiada sobre pilares circulares com diâmetro de 40 cm. Os pilares estão posicionados de forma irregular, com vãos entre 5 m e 7 m, conforme ilustra a Figura 15.

A Figura 15 apresenta a planta do pavimento. A Figura 16 e a Figura 17 mostram as definições dos pórticos equivalentes nas direções X e Y (horizontal e vertical).

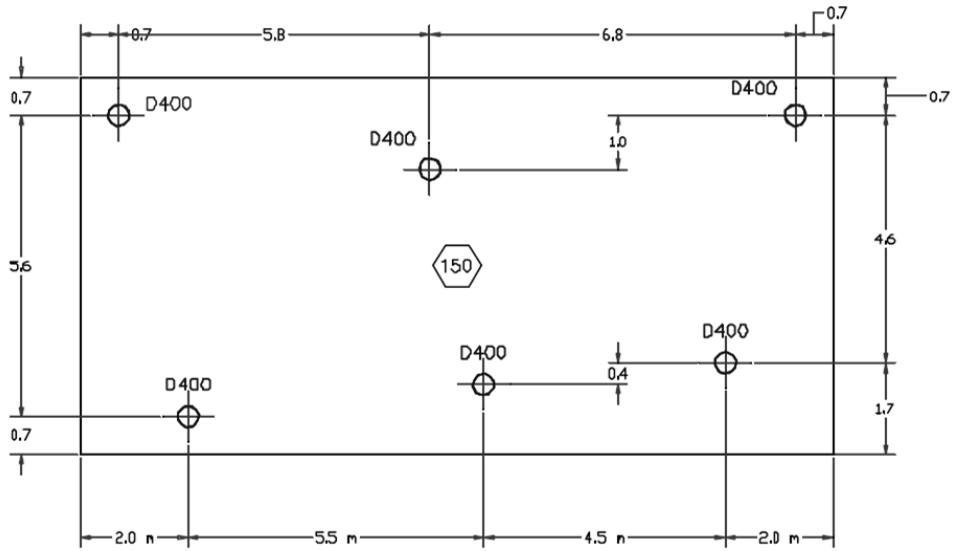


Figura 15 - Planta do pavimento, medidas em metro (FARIA, 2004).

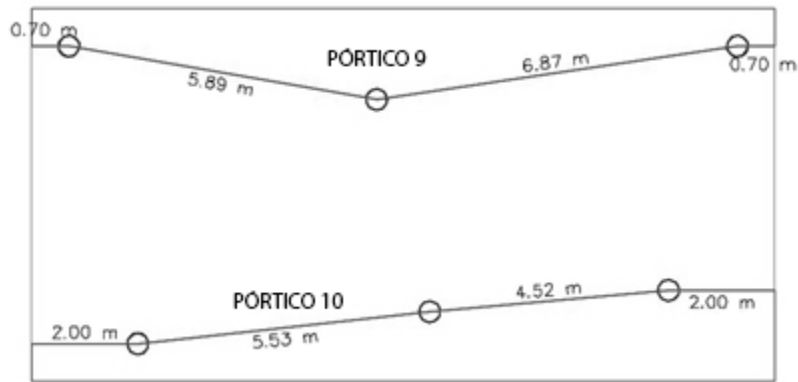


Figura 16 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal) (FARIA, 2004).

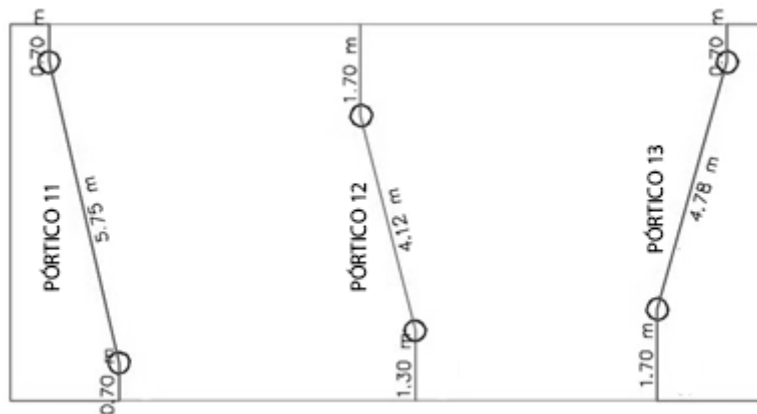


Figura 17 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical) (FARIA, 2004).

A Figura 18 ilustra o traçado dos cabos de protensão.

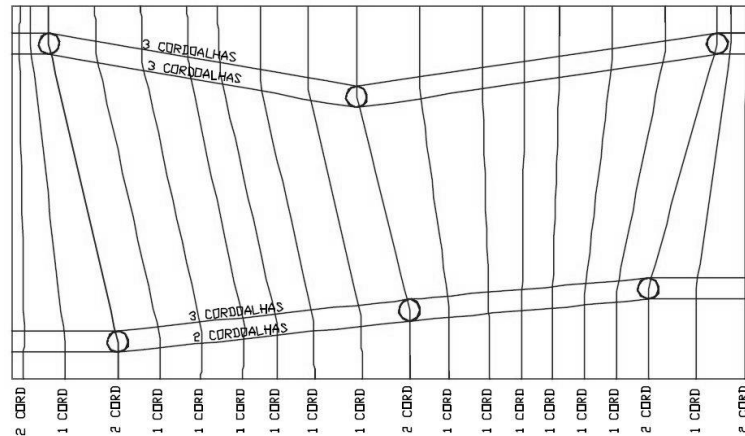


Figura 18 - Traçado dos cabos de protensão

A Tabela 8 apresenta as tensões em serviço nos cinco pórticos analisados. Os pórticos 9 e 10 têm vãos contínuos e os pórticos 11, 12 e 13 apenas um vão e dois balanços.

A tensão admissível de tração é 2,74 MPa e a de compressão é de 13,5 MPa.

A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 8 - Resumo das tensões normais de serviço

SEÇÃO	MÉTODO	PÓRTICO 9		PÓRTICO 10		PÓRTICO 11		PÓRTICO 12		PÓRTICO 13		
		Fibra (MPa)		Fibra (MPa)		Fibra (MPa)		Fibra (MPa)		Fibra (MPa)		
		sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	sup	inf	
Balanço esquerdo	Extremidade	MPE	-1,370	-1,370	-1,140	-1,140	-1,350	-1,350	-1,280	-1,280	-1,480	-1,480
		MEF	-1,360	-1,390	-1,140	-1,130	-1,520	-1,550	-1,210	-1,220	-1,550	-1,560
		dif.1	0,7%	1,4%	1,7%	0,9%	11,2%	12,9%	5,8%	4,9%	4,5%	5,1%
		dif.2	0,1%	0,2%	0,2%	0,1%	1,3%	1,5%	0,5%	0,4%	0,5%	0,6%
	1º Apoio (esq)	MPE	-1,240	-1,500	-0,760	-1,530	-1,210	-1,480	-0,620	-1,930	-0,250	-2,700
		MEF	-1,150	-1,620	-1,040	-1,450	-1,400	-0,730	-0,630	-1,760	-0,460	-2,630
		dif.1	7,8%	7,4%	26,9%	5,5%	13,6%	102,7%	1,6%	9,7%	45,7%	2,7%
		dif.2	0,7%	89,0%	2,1%	0,6%	1,4%	5,6%	0,1%	1,3%	1,6%	0,5%
1º vão	1º Apoio (dir)	MPE	-0,520	-1,620	-0,370	-1,630	-0,620	-1,980	-0,850	-1,260	-0,460	-1,910
		MEF	-1,330	-1,980	-1,120	-1,260	-1,400	-1,820	-0,690	-1,670	-0,920	-2,160
		dif.1	60,9%	18,2%	67,0%	29,4%	55,7%	8,8%	23,2%	24,6%	50,0%	11,6%
		dif.2	6,0%	2,7%	5,6%	2,7%	5,8%	1,2%	1,2%	3,0%	3,4%	1,9%
	Meio do vão	MPE	-1,740	-0,400	-1,260	-0,730	-2,370	-0,240	-0,960	-1,150	-1,530	-0,840
		MEF	-2,070	-1,020	-1,510	-0,860	-2,410	-1,260	-1,010	-1,120	-2,150	-1,660
		dif.1	15,9%	60,8%	16,6%	15,1%	1,7%	81,0%	0,4%	0,2%	28,8%	49,4%
		dif.2	6,0%	4,6%	1,9%	1,0%	0,3%	7,6%	5,0%	2,7%	4,6%	6,1%
2º Apoio (esq)	MPE	0,470	-2,620	-0,270	-1,720	-0,530	-2,070	-0,240	-1,870	-1,070	-1,310	
	MEF	-0,140	-2,420	-0,630	-1,510	-1,920	-2,140	-0,330	-1,590	-2,020	-1,720	
	dif.1	135,7%	8,3%	57,1%	13,9%	72,4%	3,3%	27,3%	17,6%	77,0%	23,8%	
	dif.2	22,3%	1,5%	2,7%	1,6%	10,3%	0,5%	0,7%	2,1%	7,0%	3,0%	
2º vão	2º Apoio (dir)	MPE	0,900	-3,310	-0,470	-1,590	-	-	-	-	-	-
		MEF	0,200	-2,860	-0,630	-1,760	-	-	-	-	-	-
		dif.1	350,0%	15,7%	25,4%	9,7%	-	-	-	-	-	-
		dif.2	25,6%	3,3%	1,2%	1,3%	-	-	-	-	-	-
	Meio do vão	MPE	-2,340	-0,070	-1,150	-0,910	-	-	-	-	-	-
		MEF	-2,360	-0,870	-1,350	-0,850	-	-	-	-	-	-
		dif.1	0,9%	92,0%	14,8%	13,8%	-	-	-	-	-	-
		dif.2	0,2%	0,6%	1,5%	0,8%	-	-	-	-	-	-
3º Apoio (esq)	MPE	0,140	-2,560	-0,630	-1,430	-	-	-	-	-	-	
	MEF	1,180	-2,640	-0,710	-1,360	-	-	-	-	-	-	
	dif.1	88,1%	3,0%	11,3%	5,2%	-	-	-	-	-	-	
	dif.2	7,7%	0,6%	0,6%	0,5%	-	-	-	-	-	-	
Balanço direito	1º Apoio (esq)	MPE	-1,460	-1,730	-0,440	-1,560	-1,630	-1,900	0,200	-2,230	-1,430	-1,690
		MEF	-1,360	-1,860	-0,610	-1,540	-1,840	-2,250	-0,020	-1,970	-1,460	-1,800
		dif.1	7,4%	7,0%	27,9%	1,3%	11,4%	15,6%	1100,0%	13,2%	2,1%	6,1%
		dif.2	0,7%	1,0%	1,3%	0,2%	1,6%	2,6%	6,6%	1,9%	0,2%	0,8%
	Extremidade	MPE	-1,600	-1,600	-1,000	-1,000	-1,770	-1,770	-1,020	-1,020	-1,560	-1,560
		MEF	-1,580	-1,620	-1,020	-0,980	-1,990	-2,020	-1,000	-1,000	-1,570	-1,590
		dif.1	1,3%	1,2%	2,0%	2,0%	11,1%	12,4%	2,0%	2,0%	0,6%	1,9%
		dif.2	0,2%	0,2%	0,2%	0,2%	1,6%	1,9%	0,2%	0,2%	0,1%	0,2%

(1) dif.1 = $[(x - \text{MPE}) / \text{MPE}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos.

(2) dif.2 = $[(x - \text{MPE}) / \sigma_{\text{adm}}]$, onde σ_{adm} é a tensão admissível.

Assim como na primeira análise, foram comparadas as tensões em serviço para as fibras superiores e inferiores, pelo MPE e pelo MEF. De acordo com o autor, as análises mostraram novamente uma boa aproximação entre os dois métodos de análise. Notam-se

algumas diferenças aparentemente grandes em termos relativos (dif.1), mas que não significativas se comparadas às tensões admissíveis (dif.2).

Na Tabela 9 são resumidos os valores das flechas calculadas pelo MPE e pelo MEF para comparação. Os valores das flechas admissíveis são L/300, para os vãos, e L/150, para os balanços.

Tabela 9 - Flechas

		PÓRTICO 9 (mm)	PÓRTICO 10 (mm)	PÓRTICO 11 (mm)	PÓRTICO 12 (mm)	PÓRTICO 13 (mm)
Balanço esquerdo	MPE	0,4	0,4	0,5	0,5	0,2
	MEF	0,5	0,5	0,4	0,9	0,9
	Flecha Máx	4,7	13,3	4,7	8,7	11,3
	dif.	2,1%	0,8%	2,1%	4,6%	6,2%
1º vão	MPE	0,9	0,9	0,6	0,6	0,5
	MEF	0,9	0,9	0,9	0,4	0,4
	Flecha Máx	19,6	17,8	19,2	13,7	15,9
	dif.	0,0%	0,0%	1,6%	1,5%	0,6%
2º vão	MPE	1,1	0,5	-	-	-
	MEF	2,2	0,4	-	-	-
	Flecha Máx	22,9	15,1	-	-	-
	dif.	4,8%	0,7%	-	-	-
Balanço direito	MPE	0,2	0,2	0,6	1,1	1,1
	MEF	-0,6	-0,6	0,9	2,2	2,2
	Flecha Máx	4,7	13,3	4,7	11,3	4,7
	dif.	17,0%	6,0%	6,4%	9,7%	23,5%

(1) dif. = [(MPE - MEF) / flecha máx] .

Como na primeira análise, o autor considerou as flechas obtidas pelo MPE como a média das flechas dos pórticos ortogonais entre si. Já no MEF, as flechas foram as máximas para cada painel de laje. Observa-se, nos vãos, uma boa aproximação entre os resultados de ambos os métodos de análise. Entretanto, para os balanços, a diferença é considerável e pode ter sido causada pela diferença entre as faixas colaborantes determinadas elasticamente pelo MEF e as faixas idealizadas pelo MPE.

3.1.3) Estudo realizado por COLONESE (2008)

O estudo desenvolvido por COLONESE (2008) teve como objetivo comparar os resultados obtidos das análises de lajes planas protendidas pelo MPE e pelo MEF. Para isso, o autor elaborou um extenso programa teórico com 10 diferentes plantas de formas.

São expostos neste trabalho apenas três das 10 plantas. Uma delas, com geometria regular, e as outras duas, com maior irregularidade na disposição dos apoios. Os esforços solicitantes obtidos referenciam-se ao eixo dos pórticos.

Os parâmetros utilizados no projeto são: concreto com resistência característica f_{ck} de 30 MPa; módulo de elasticidade secante E_{cs} igual a 25743 MPa; resistência à compressão aos 21 dias (ato da protensão) f'_{ci} de 21 MPa; coeficiente de fluência igual a 2.

Foram empregadas armaduras de protensão não-aderentes CP-190 RB com diâmetro de 12,7 mm ($f_{ptk} = 1900$ MPa; $f_{pyk} = 1720$ MPa), e armadura passiva CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa).

3.1.4.1) Primeira análise

Trata-se de uma laje lisa protendida, com espessura de 20 cm e pilares com seção 40 cm x 40 cm, com vãos de 7,60 m, conforme ilustra a Figura 19. A Figura 20 e a Figura 21 apresentam a geometria dos pórticos equivalentes nas direções X e Y.

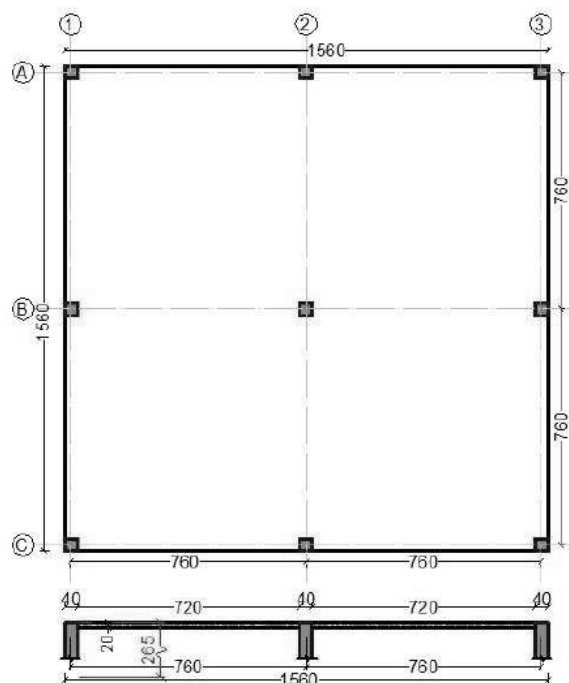
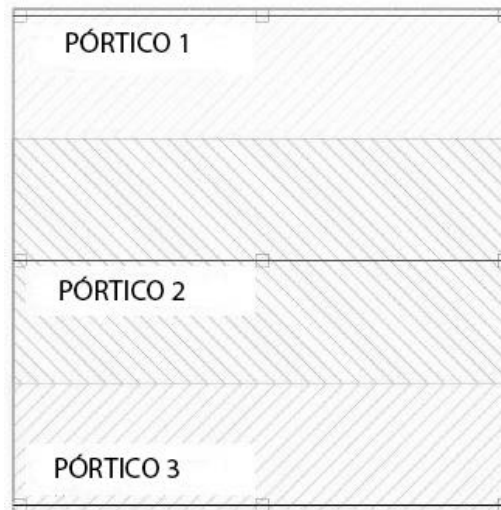
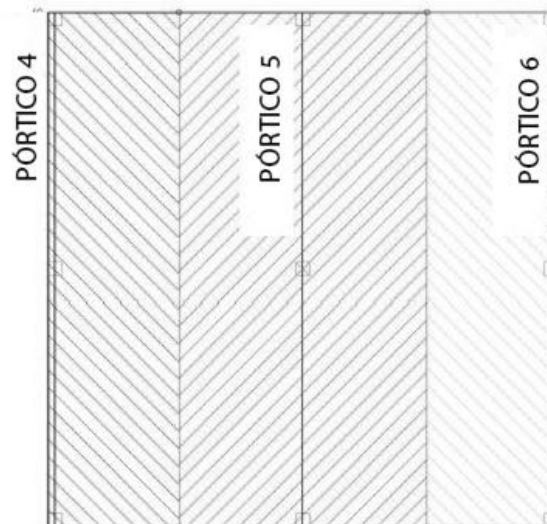


Figura 19 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).



**Figura 20 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal)
(COLONESE, 2008).**



**Figura 21 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical)
(COLONESE, 2008).**

A Tabela 10 apresenta o resumo comparativo dos momentos fletores de cálculo, seguidos de uma relação percentual entre os valores encontrados pelos dois métodos. A Tabela 11 mostra as armaduras passivas e ativas necessárias de acordo com os métodos de análise.

A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 10 - Momentos fletores de cálculo (COLONESE, 2008).

		PÓRTICO		
		1, 3, 4 e 6 (kN.m)	2 e 5 (kN.m)	
SEÇÃO	MÉTODO			
1º vão	1º Apoio (dir)	MPE	-99,40	-41,50
		MEF	-15,70	-30,40
		dif.1	84,2%	26,7%
	Meio do vão	MPE	176,20	343,50
		MEF	218,00	417,00
		dif.1	-23,7%	-21,4%
	2º Apoio (esq)	MPE	-227,30	-435,40
		MEF	-202,00	-543,00
		dif.1	11,1%	-24,7%
	Momento Total	MPE	339,60	518,90
		MEF	326,90	703,70
		dif.1	3,7%	-20,9%
2º vão	2º Apoio (dir)	MPE	-227,30	-435,40
		MEF	-202,00	-543,00
		dif.1	11,1%	-24,7%
	Meio do vão	MPE	176,20	343,50
		MEF	218,00	417,00
		dif.1	-23,7%	-21,4%
	3º Apoio (esq)	MPE	-99,40	-41,50
		MEF	-15,70	-30,40
		dif.1	84,2%	26,7%
	Momento Total	MPE	339,60	581,90
		MEF	326,90	703,70
		dif.1	3,7%	-20,9%

(1) dif.1 = [(MEF - MPE) / MPE] .

Tabela 11 - Armaduras passivas e ativas (COLONESE, 2008).

MÉTODO	PÓRTICO	
	1, 3, 4 e 6 (kg)	2 e 5 (kg)
MPE (aço CA-50)	56	73
MEF (aço CA-50)	56	85
dif.1	0,0%	-16,4%
nº cordoalhas (Ø12,7mm)	15	26

(1) dif.1 = [(MEF - MPE) / MPE] .

Os momentos fletores obtidos para os pórticos externos (1, 3, 4 e 6) apresentam diferenças razoáveis, e um dos motivos é a posição das linhas de apoio junto aos bordos extremos da laje. Como os eixos desses pórticos não estão centralizados na laje, ocorre uma

distorção dos resultados quando comparado com a análise elástica do MEF. Contudo, o somatório dos momentos por vão é similar e o consumo de armadura passiva é praticamente o mesmo.

Os resultados dos pórticos internos (2 e 5) também apresentam diferenças. A análise a partir do MEF indicou momentos fletores maiores. Isso se deve à diferença na definição das faixas tributárias. Enquanto no MPE as faixas são determinadas geometricamente pela meia distância entre os apoios, no MEF elas são determinadas pelos limites de cortante igual a zero que, no caso da continuidade dos pórticos internos dá-se a cerca de 60% do vão entre pórticos paralelos. Isso justifica a necessidade de 16,4% mais armadura do que no cálculo pelo MPE.

A diferença de 20% no somatório dos momentos fletores no vão e 16% no consumo de armadura passiva pelo MPE nos pórticos internos é relevante, mas ainda aceitável do ponto de vista da segurança e economia.

3.1.4.2) Segunda análise

A segunda estrutura é de uma laje lisa protendida, com espessura de 20 cm e pilares com seção circular de 60 cm de diâmetro. A Figura 22 apresenta a planta do pavimento. A Figura 23 e a Figura 24 apresentam a geometria dos pórticos equivalentes nas direções X e Y.

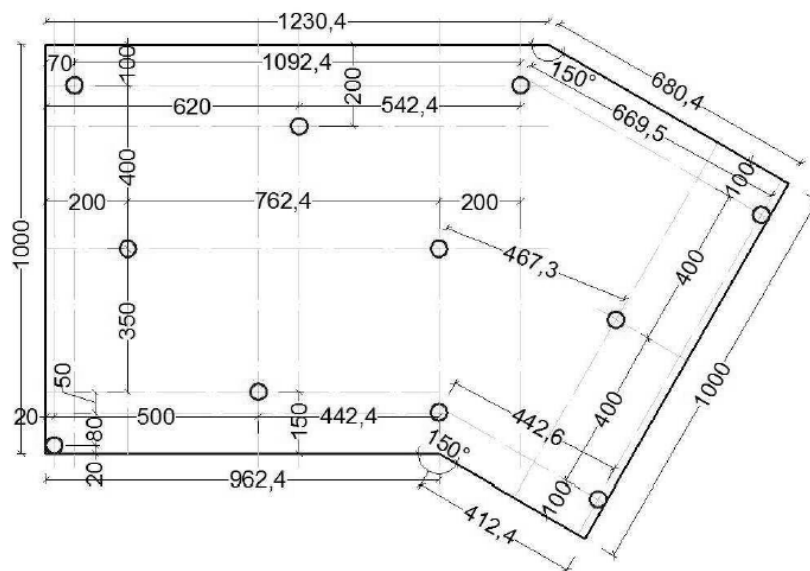


Figura 22 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).

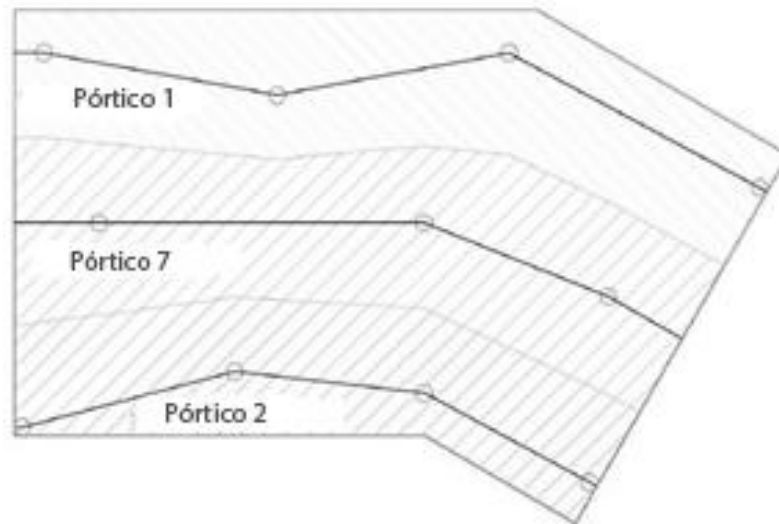


Figura 23 - Pórticos equivalentes na direção X (horizontal)
(COLONESE, 2008).

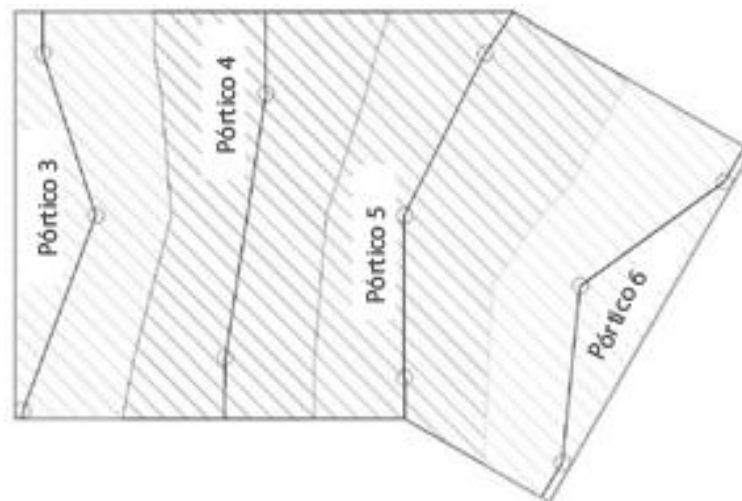


Figura 24 - Pórticos equivalentes na direção Y (vertical)
(COLONESE, 2008).

A Tabela 12 mostra o resumo dos momentos fletores de cálculo em cada uma das seções principais dos pórticos da estrutura, tanto pelo MPE quanto pelo MEF, seguidos de uma relação percentual entre os valores encontrados pelos dois métodos.

A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 12 - Resumo dos momentos fletores de cálculo (COLONESE, 2008).

			PÓRTICO							
			1	7	2	3	4	5	6	
	SEÇÃO	MÉTODO	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	(kN.m)	
Bal. Esq.	1° Apoio (esq)	MPE	-2,90	-55,80	-	-	-30,60	-12,80	-5,20	
		MEF	-11,00	-16,70	-	-	-23,20	-11,10	-4,20	
		dif.1	-279,3%	70,1%	-	-	24,2%	13,3%	15,4%	
	Momento Total	MPE	-2,90	-55,80	-	-	30,60	12,80	5,20	
		MEF	-11,00	-16,70	-	-	23,20	11,10	4,40	
		dif.1	-279,3%	70,1%	-	-	24,2%	13,3%	15,4%	
1° vão	1° Apoio (dir)	MPE	-8,30	-88,30	0,50	3,60	-57,50	-8,10	4,70	
		MEF	-1,60	-6,60	21,90	26,80	-15,40	-5,00	5,60	
		dif.1	80,7%	92,5%	-4280%	-644,4%	73,2%	38,3%	-19,1%	
	Meio do vão	MPE	68,30	101,10	58,90	64,50	100,80	31,70	44,50	
		MEF	56,30	47,40	48,80	60,30	60,60	50,50	39,50	
		dif.1	17,6%	53,1%	17,1%	6,5%	39,9%	-59,3%	11,2%	
	2° Apoio (esq)	MPE	-57,20	-100,90	-41,80	-47,10	-87,80	-47,50	-36,50	
		MEF	-30,60	-27,30	-16,90	-3,50	-36,40	-0,60	-14,80	
		dif.1	46,5%	72,9%	59,5%	92,6%	58,5%	98,7%	59,5%	
	Momento Total	MPE	101,10	195,70	-20,80	86,30	173,50	59,50	60,40	
		MEF	72,40	64,40	-10,80	48,70	86,50	53,30	44,10	
		dif.1	28,4%	67,1%	41,8%	43,6%	50,1%	10,4%	27,0%	
	2° vão	2° Apoio (dir)	MPE	-50,30	-74,20	34,30	-41,80	-	-45,30	-37,00
			MEF	-25,90	-30,30	-22,10	6,00	-	-7,80	-8,00
			dif.1	48,5%	59,2%	35,6%	114,4%	-	82,8%	7840,0%
		Meio do vão	MPE	39,70	21,30	27,50	42,10	-	60,50	54,50
			MEF	37,20	61,60	38,30	45,40	-	64,60	64,60
			dif.1	6,3%	-189,2%	-39,3%	-7,8%	-	-6,8%	-13,0%
3° Apoio (esq)		MPE	-62,80	-34,40	-20,80	1,20	-	-15,10	0,50	
		MEF	-39,40	15,10	-10,80	3,20	-	-4,30	2,00	
		dif.1	37,3%	143,9%	48,1%	-166,7%	-	71,5%	-300,0%	
Momento Total		MPE	96,30	75,60	55,10	62,40	-	90,70	72,80	
		MEF	69,90	69,20	54,80	40,80	-	70,70	64,60	
		dif.1	27,4%	8,5%	0,5%	34,6%	-	22,1%	11,2%	
3° vão		2° Apoio (dir)	MPE	-76,70	-	-23,90	-	-	-	-
			MEF	-46,60	-	-60,10	-	-	-	-
			dif.1	39,2%	-	74,5%	-	-	-	-
		Meio do vão	MPE	79,50	-	41,60	-	-	-	-
			MEF	72,30	-	39,80	-	-	-	-
			dif.1	9,1%	-	4,3%	-	-	-	-
	3° Apoio (esq)	MPE	-16,00	-	9,60	-	-	-	-	
		MEF	12,30	-	10,80	-	-	-	-	
		dif.1	176,9%	-	-12,5%	-	-	-	-	
	Momento Total	MPE	125,90	-	48,80	-	-	-	-	
		MEF	89,50	-	37,50	-	-	-	-	
		dif.1	28,9%	-	23,2%	-	-	-	-	
	Bal. direito	Apoio Final (dir)	MPE	-	-50,90	-	-8,40	-72,30	-21,00	-8,10
			MEF	-	-2,80	-	-14,90	-46,00	-19,00	-8,00
			dif.1	-	94,5%	-	-77,4%	36,4%	9,5%	1,2%
		Momento Total	MPE	-	50,90	-	8,40	72,30	21,00	8,10
			MEF	-	2,80	-	14,90	46,00	19,00	8,00
			dif.1	-	94,5%	-	-77,4%	36,4%	9,5%	1,2%

(1) dif.1 = [(MEF - MPE) / MPE] .

A Tabela 13 mostra o resumo do consumo de armadura passiva e ativa para cada pórtico equivalente.

Tabela 13 - Consumos de aço (COLONESE, 2008).

MÉTODO	PÓRTICO						
	1	7	2	3	4	5	6
	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)
MPE (aço CA-50)	61	76	41	32	30	38	28
MEF (aço CA-50)	61	94	36	39	30	36	30
dif.1	0,0%	-24,0%	12,0%	-22,0%	0,0%	5,0%	-7,0%
nº cordoalhas (ø12,7mm)	8	8	7	8	9	10	9

(1) dif.1 = [(MEF - MPE) / MPE] .

Em diversos casos, o somatório dos momentos fletores (positivos e negativos), em um mesmo vão, é maior pelo MPE do que pelo MEF, com uma diferença que pode não ser relevante ou alcançar 67% (Pórtico 7 - 1º vão). Essa diferença é maior quanto mais irregular for a disposição dos apoios, e ocorre pelo fato de as faixas tributárias idealizadas geometricamente pelo MPE serem mais largas do que as faixas colaborantes reais, obtidas elasticamente pelo MEF. Essa diferença deveria resultar em um consumo de aço um pouco maior pelo MPE do que pelo MEF, entretanto não é o que acontece em todos os casos, como pode ser visto na Tabela 13.

De acordo com o autor, isso acontece devido ao uso da armadura mínima no dimensionamento pelo MEF, que pode ser maior do que a armadura dimensionada pelo MPE, como é o caso dos pórtico 3, 6 e 7. Nos pórticos 2 e 5, o somatório dos momentos fletores resultou em um esperado consumo de aço maior pelo MPE. Já nos pórticos 1 e 4, a diferença não se mostrou relevante em termos de consumo de aço.

3.1.4.3) Terceira análise

A terceira estrutura é de uma laje lisa protendida, com espessura de 25 cm, e pilares com seção circular de 60 cm. A Figura 25 apresenta a planta deste pavimento e a Figura 26 mostra a geometria dos pórticos equivalentes.

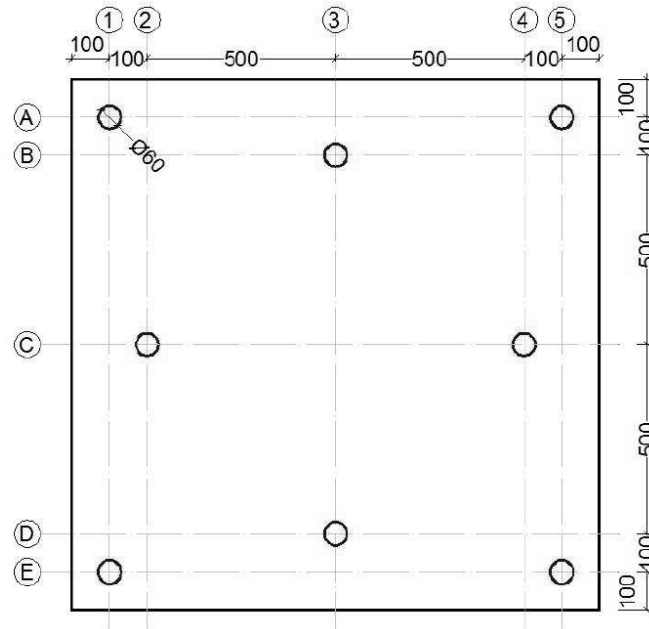


Figura 25 - Planta do pavimento, medidas em cm (COLONESE, 2008).

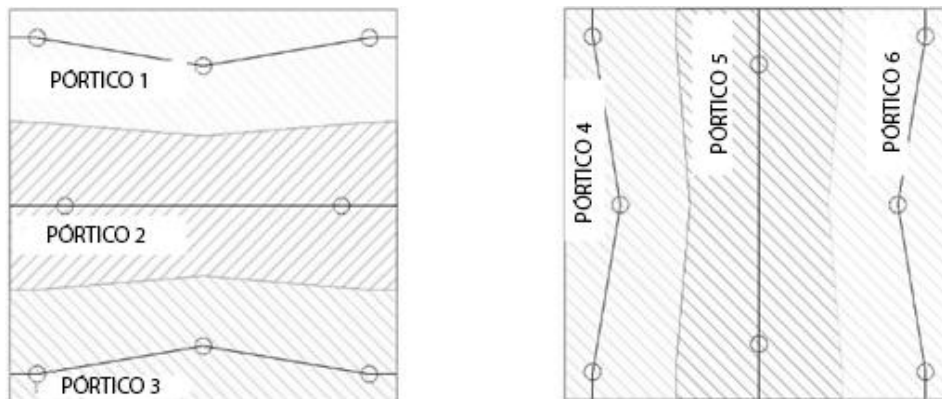


Figura 26 - Definição dos pórticos equivalentes (COLONESE, 2008).

A Tabela 14 mostra o resumo dos momentos fletores de cálculo em cada uma das seções principais dos pórticos da estrutura, tanto pelo MPE quanto pelo MEF, seguidos de uma relação percentual entre os valores encontrados pelos dois métodos. A Tabela 15 indica o consumo de armadura passiva e ativa para cada pórtico.

A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 14 - Resumo dos momentos de cálculo (COLONESE, 2008).

		SEÇÃO	MÉTODO	PÓRTICO	
				1, 3, 4 e 6 (kN.m)	2 e 5 (kN.m)
Bal. Esq.	1º Apoio (esq)		MPE	-23,80	-152,20
			MEF	-28,00	-163,00
			dif.1	-17,6%	-7,1%
	Momento Total		MPE	23,80	152,20
			MEF	28,00	163,00
			dif.1	-17,6%	-7,1%
1º vão	1º Apoio (dir)		MPE	-43,40	-394,60
			MEF	-19,80	-198,00
			dif.1	54,4%	49,8%
	Meio do vão		MPE	150,00	438,40
			MEF	123,00	183,00
			dif.1	18,0%	58,3%
	2º Apoio (esq)		MPE	-154,30	-394,00
			MEF	-98,20	-198,00
			dif.1	36,4%	49,8%
	Momento Total		MPE	248,90	833,00
			MEF	182,00	381,00
			dif.1	26,9%	54,3%
2º vão	2º Apoio (dir)		MPE	-154,30	-
			MEF	-98,20	-
			dif.1	36,4%	-
	Meio do vão		MPE	150,00	-
			MEF	123,00	-
			dif.1	18,0%	-
	3º Apoio (esq)		MPE	-43,40	-
			MEF	-19,80	-
			dif.1	54,4%	-
	Momento Total		MPE	248,90	-
			MEF	182,00	-
			dif.1	26,9%	-
Bal. direito	Apoio Final (dir)		MPE	-23,80	-152,20
			MEF	-28,00	-163,00
			dif.1	-17,6%	-7,1%
	Momento Total		MPE	23,80	152,20
			MEF	28,00	163,00
			dif.1	-17,6%	-7,1%

(1) $\text{dif.1} = [(\text{MEF} - \text{MPE}) / \text{MPE}]$.

Tabela 15 - Armaduras passivas e ativas (COLONESE, 2008).

MÉTODO	PÓRTICO	
	1, 3, 4 e 6	2 e 5
	(kg)	(kg)
MPE (aço CA-50)	59	70
MEF (aço CA-50)	55	58
dif.1	6,0%	17,0%
nº cordoalhas (ø12,7mm)	11	15

$$(1) \text{ dif.1} = [(\text{MEF} - \text{MPE}) / \text{MPE}] .$$

Nos balanços, os momentos fletores obtidos pelo MEF mostraram-se ligeiramente maiores. Já nos vãos, o MPE apresentou momentos fletores razoavelmente maiores.

A definição da largura das áreas tributárias pelo MPE leva a uma área tributária maior do que a real. Isso acarreta em um somatório de momentos fletores maior pelo MPE, ocasionando uma taxa de armadura passiva também maior, conforme Tabela 15.

O autor conclui que a convergência entre os resultados é casual e depende da ocorrência de algumas características específicas, tais como a regularidade dos vãos, apoios centralizados no eixo das faixas tributárias e a existência de balanços.

Nas faixas mais irregulares, a diferença entre os resultados mostra o MPE mais conservador do que o MEF, com consumo maior de armadura passiva. Esse efeito é maior quanto maior for a irregularidade dos pórticos.

O autor observou também que a diferença entre momentos fletores calculados não significa, necessariamente, um consumo maior de aço, pois a própria armadura mínima exigida por norma é suficiente para atender a ambos os momentos fletores, na maioria dos casos.

Os resultados, algumas vezes discordantes, indicam a necessidade de mais estudos sobre o assunto.

3.1.4 Estudo realizado por LORENCI (2010)

O trabalho desenvolvido por LORENCI (2010) teve como objetivo a comparação entre diferentes métodos de análise de lajes lisas. Foram estudados o MPE e o MEF, tanto pela norma americana quanto pela norma brasileira.

O autor analisou um pavimento protendido apoiado sobre pilares retangulares (50 cm x 50 cm), com vãos entre 8 e 10 m, simétricos, com espessura de 25 cm e altura de piso a piso de 2,8 m. Os esforços solicitantes obtidos referenciam-se aos eixos dos pórticos.

A Figura 27 mostra a planta baixa do pavimento. A Figura 28 indica cada uma das seções analisadas.

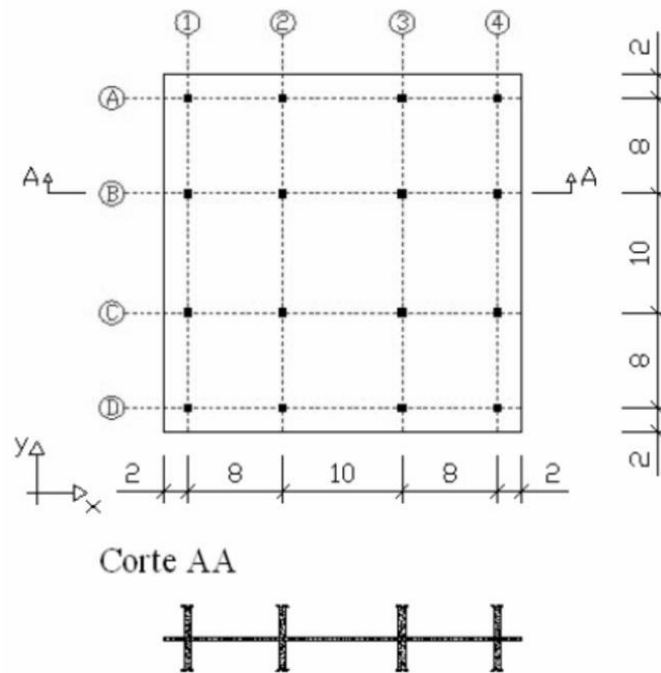


Figura 27 - Planta do pavimento, medidas em metro (LORENCI, 2010).

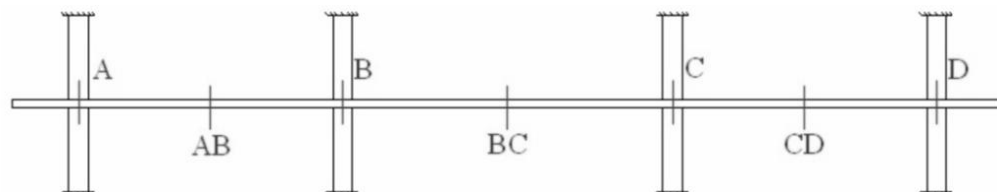


Figura 28 - Seções de cálculo (LORENCI, 2010).

Para a análise, empregou-se concreto com resistência característica f_{ck} de 30 MPa; armadura de protensão não-aderente CP-190 RB com diâmetro de 12,7 mm ($f_{ptk} = 1900$ MPa), e armadura passiva CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa).

Para fins de comparação entre os métodos de cálculo, foram desenvolvidos três modelos distintos: dois modelos pelo MPE, com auxílio do *software* comercial ADAPT-PT, sendo um pela ACI-318/2008 e o outro pela NBR-6118/2007; e um modelo pelo MEF, com auxílio do *software* comercial SAP2000.

Foram analisados um pórtico externo (eixo A) e um interno (eixo B), ilustrados na Figura 27.

A Tabela 16 consiste em um comparativo entre os momentos fletores obtidos pelo MPE, considerando as prescrições normativas da ACI-318:2008 e da NBR-6118:2007.

A Tabela 17 apresenta um comparativo entre os momentos fletores obtidos via MPE, considerando as prescrições normativas da ACI-318:2008 e da NBR-6118:2007, e pelo MEF.

Tabela 16 - Comparativo entre momentos fletores (LORENCI, 2010).

SEÇÃO	PÓRTICO A			PÓRTICO B		
	Momento (kN.m)		Diferença (1)	Área de aço (cm ²)		Diferença (1)
	MPE (NBR-6118)	MPE (ACI-318)		MPE (NBR-6118)	MPE (ACI-318)	
MA = MD	-475,80	-452,80	5,1%	-680,80	-608,80	11,8%
MAB = MCD	274,10	270,50	1,3%	412,50	413,60	-0,3%
MB = MC	-835,50	-834,70	0,1%	-1244,00	-1230,40	1,1%
MBC	450,80	451,50	-0,2%	686,00	699,60	-1,9%

(1) As diferenças são calculadas pela relação: $[(\text{Mom. ACI} / \text{MomM. NBR}) - 1] \times 100$

Tabela 17 - Comparação entre momentos fletores (LORENCI, 2010).

SEÇÃO	PÓRTICO A			PÓRTICO B		
	Momento (kN.m)	Diferença (2) MPE (NBR-6118)	Diferença (3) MPE (ACI-318)	Momento (kN.m)	Diferença (2) MPE (NBR-6118)	Diferença (3) MPE (ACI-318)
	MEF			MEF		
MA = MD	-354,30	-25,54%	-21,75%	-539,10	-20,81%	-11,45%
MAB = MCD	282,10	2,92%	4,29%	414,80	0,56%	0,29%
MB = MC	-755,70	-9,55%	-9,46%	-1130,00	-9,16%	-8,16%
MBC	494,90	9,78%	9,61%	741,20	8,05%	5,95%

(2) As diferenças são calculadas pela relação: $[(\text{Mom. MEF} / \text{Mom. NBR}) - 1] \times 100$

(3) As diferenças são calculadas pela relação: $[(\text{Mom. MEF} / \text{Mom. ACI}) - 1] \times 100$

De acordo com o autor, fica evidenciado que as análises pelo MPE, por ambas as normas, convergem para resultados similares, exceto nos pilares de extremidade, em que sofrem efeito do balanço, alcançando uma diferença de 5,1% no pórtico A e 11,8% no pórtico B. Essa diferença é devida à consideração, pela norma americana, de menor rigidez na ligação laje-pilar, conduzindo a momentos fletores inferiores aos obtidos pelo pórtico simples da norma brasileira.

Da Tabela 17, nota-se que os valores obtidos pelo MPE (ACI-318) tendem a ser mais próximos dos resultados obtidos pelo MEF do que os obtidos pelo MPE (NBR-6118), principalmente nos casos dos pilares de extremidade (M_A e M_D).

A Tabela 18 e a Tabela 19 comparam os consumos de aço para os pórticos A e B, calculados pelo MPE, segundo a NBR-6118 e a ACI-318, com as respostas obtidas pelo MEF.

Tabela 18 - Comparação entre consumos de aço, conforme NBR-6118 (LORENCI, 2010).

SEÇÃO	PÓRTICO A			PÓRTICO B		
	Área de aço (cm ²)		Diferença (%)	Área de aço (cm ²)		Diferença (%)
	MPE (NBR-6118)	MEF		MPE (NBR-6118)	MEF	
MA = MD	67,64	67,64	0,0%	82,79	82,79	0,0%
MAB = MCD	18,11	18,11	0,0%	27,53	27,53	0,0%
MB = MC	81,80	81,80	0,0%	105,59	98,72	7,0%
MBC	18,11	35,01	-48,3%	31,67	52,70	-39,9%

Tabela 19 - Comparação entre consumos de aço, conforme ACI-318 (LORENCI, 2010).

SEÇÃO	PÓRTICO A			PÓRTICO B		
	Área de aço (cm ²)		Diferença (%)	Área de aço (cm ²)		Diferença (%)
	MPE (ACI-318)	MEF		MPE (ACI-318)	MEF	
M _A = M _D	67,64	67,64	0,0%	76,70	76,70	0,0%
M _{AB} = M _{CD}	18,11	18,11	0,0%	27,16	27,16	0,0%
M _B = M _C	81,80	81,80	0,0%	104,59	90,58	15,5%
M _{BC}	18,11	35,01	-48,3%	36,50	52,22	-30,1%

Conforme mostram as tabelas anteriores, a análise pelo MPE, seja com base na ACI-318 ou na NBR-6118, apresentam resultados similares entre si. Comparando-se os resultados com os obtidos pelo MEF, nota-se maior taxa de armadura sobre os apoios e menor no meio do vão central (M_{BC}). Isso ocorre, segundo o autor, devido à consideração de rigidez de ligação entre laje e pilar.

3.1.5) Estudo realizado por BARBOSA (2014)

O trabalho desenvolvido por BARBOSA (2014) consistiu na comparação entre o MPE e o MEF, com a utilização da norma americana ACI 318/11.

O autor desenvolveu um estudo de caso no qual foi analisada uma laje lisa protendida apoiada sobre pilares retangulares (40 cm x 40 cm), levemente desalinhados, com vãos variando entre 6,50 m e 8,50 m e espessura de 22,0 cm. Os esforços solicitantes obtidos referenciam-se ao eixo dos pórticos.

A Figura 29 mostra a planta baixa do pavimento e a Figura 30 ilustra o pórtico "SL-1", escolhido para análise.

Foram feitas três análises para comparação: a primeira sendo um cálculo manual com base no MPE, a segunda com auxílio do *software* comercial ADAPT-PT, também pelo MPE, e a terceira pelo MEF, com auxílio do programa computacional SAP2000.

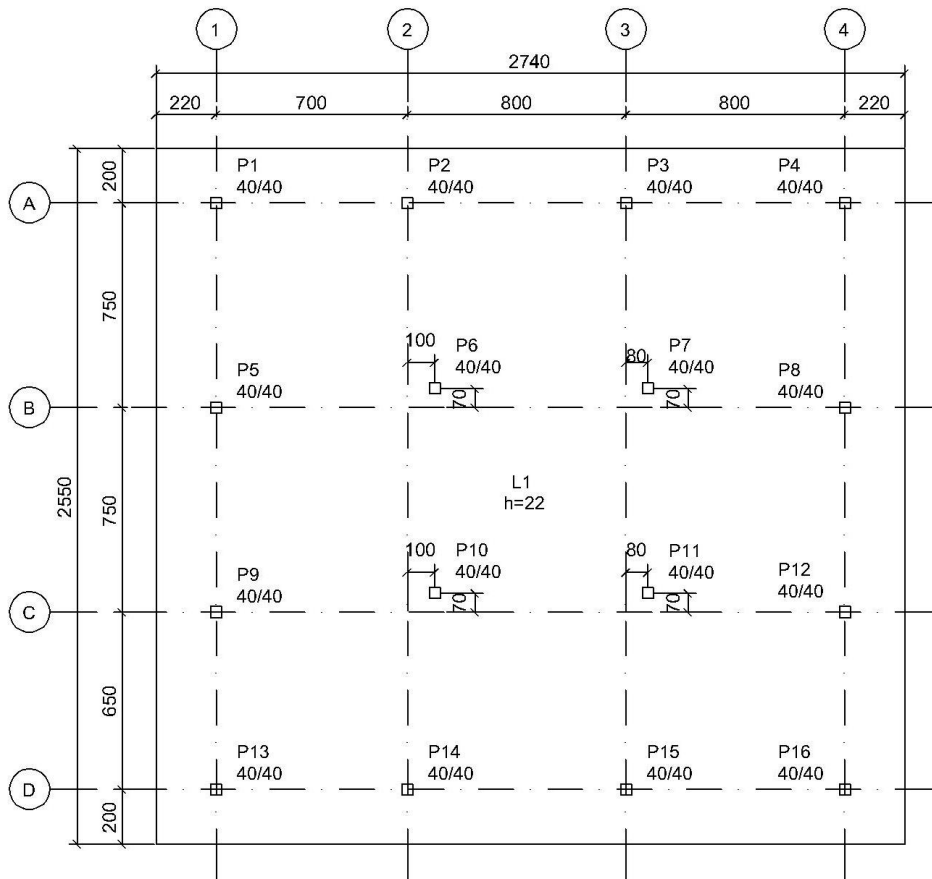


Figura 29 - Planta do pavimento, medidas em cm (BARBOSA, 2014).

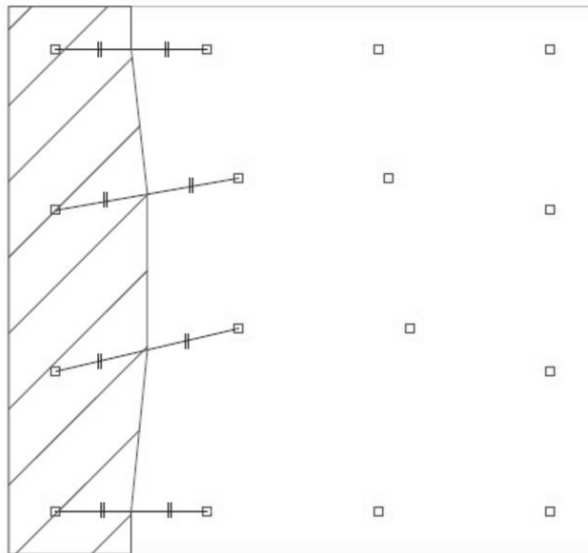


Figura 30 - Definição geométrica da faixa de estudo SL-1 (BARBOSA, 2014).

Para a análise, empregou-se concreto com resistência característica f_{ck} de 35 MPa, com módulo de elasticidade secante E_{cs} de 27800 MPa; armadura de protensão não-aderente CP-190 RB com diâmetro de 12,7 mm ($f_{ptk} = 1900$ MPa); armadura passiva CA-50 ($f_{yk} = 500$ MPa);

A Tabela 20 e a Tabela 21 apresentam as tensões normais nas fibras inferiores (σ_i) e superiores (σ_s), no ato da protensão e em serviço, respectivamente. A nomenclatura empregada define as seções nos apoios como "A,esq" ou "A,dir", e as seções no meio do vão como "MV". A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 20 - Comparação entre tensões no ato da protensão (BARBOSA, 2014).

	σ_i (MPa)			σ_s (MPa)		
	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT
A1,esq	0,3	-0,33	-0,36	-3,65	-3,38	-2,81
A1,esq	0,11	-0,33	-0,15	-3,12	-3,38	-3,06
MV1	-2,23	-1,89	-2,42	-0,84	-1,22	-0,55
A2,esq	0,08	-0,66	-0,61	-3,23	-2,25	-2,41
A2,dir	-0,65	-0,66	-0,57	-2,5	-2,25	-2,39
MV2	-1,91	-1,77	-2,01	-1,24	-1,55	-1,00
A3,esq	-0,7	-1,22	-1,10	-2,42	-2,05	-1,87
A3,dir	-0,7	-1,22	-1,18	-2,42	-2,05	-1,77
MV3	-1,73	-1,80	-1,63	-1,31	-1,56	-1,26
A4,esq	-0,69	-0,78	-1,10	-2,28	-2,98	-2,73
A4,dir	0,3	-0,78	-0,36	-3,66	-2,98	-2,83

Tabela 21- Comparação entre tensões em serviço (BARBOSA, 2014).

	σ_i (MPa)			σ_s (MPa)		
	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT
A1,esq	-1,35	-	-1,79	-1,21	-	-1,44
A1,esq	-2,55	-2,46	-1,26	0,25	-0,40	-1,67
MV1	-0,92	0,59	-1,23	-1,43	-2,97	-2,10
A2,esq	-2,78	-3,84	-3,40	0,36	1,62	0,89
A2,dir	-4,28	-3,84	-3,25	1,87	1,62	0,79
MV2	-0,83	0,61	0,50	-1,59	-3,18	-3,00
A3,esq	-4,34	-4,76	-4,30	1,95	2,24	1,83
A3,dir	-4,37	-4,76	-4,46	1,98	2,24	2,01
MV3	1,04	0,95	1,22	-3,37	-3,55	-3,61
A4,esq	-4,17	-3,49	-1,76	1,9	0,59	-1,22
A4,dir	-1,34	-	-1,80	-1,22	-	-1,44

De acordo com o autor, as tensões normais calculadas nos apoios pelo ADAPT-PT foram obtidas na seção afastada do eixo dos apoios de 5% do vão, e não na face do apoio como nos outros dois métodos, justificando a diferença entre os resultados.

A Tabela 22 compara as flechas alcançadas pelas três análises.

Tabela 22 - Comparação entre deslocamentos (BARBOSA, 2014).

	Flecha (mm)		
	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT
Bal. 1	-0,2	-3,2	-2,0
1	2,1	4,0	1,4
2	5,6	6,5	4,2
3	5,7	8,8	7,1
Bal. 2	-0,5	-4,0	-6,0

Pode-se perceber uma grande variabilidade entre os resultados, principalmente nos balanços, e as possíveis causas não foram abordadas pelo autor.

A Tabela 23 compara a área de aço CA-50 necessária nas principais seções, obtidas pelos três métodos de cálculo.

Tabela 23 - Comparação entre armaduras necessárias (BARBOSA, 2014).

	As,eq (cm ²)			Diferença (%)		
	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT	Manual	SAP 2000	ADAPT-PT
A1, esq	50,99	50,99	51,46	0%	0%	1%
A1, dir	50,99	50,99	51,46	0%	0%	1%
MV 1	41,58	43,15	41,58	-4%	0%	-4%
A2, esq	53,13	57,71	53,13	-8%	0%	-8%
A2, dir	61,15	57,71	53,13	6%	0%	-8%
MV 2	44,97	43,00	41,58	5%	0%	-3%
A3, esq	62,30	66,23	58,40	-6%	0%	-12%
A3, dir	62,76	66,23	61,01	-5%	0%	-8%
MV 3	49,90	48,54	50,34	3%	0%	4%
A4, esq	61,59	52,22	51,61	18%	0%	-1%
A4, dir	52,22	52,22	51,61	0%	0%	-1%

Usando o modelo do SAP2000 (MEF) como referência, o autor concluiu que, na análise manual, o consumo de armadura passiva foi um pouco maior no meio dos vãos. Já o dimensionamento pelo ADAPT-PT, apresentou consumo de armadura passiva maior apenas no primeiro apoio e no terceiro vão, enquanto nas outras seções o consumo foi menor. Esse efeito foi tratado pelo autor como sendo resultado de uma possível tensão de ruptura do aço maior pelo ADAPT-PT do que a utilizada pelos outros métodos.

3.1.6) Estudo realizado por LIMA (2015)

O trabalho desenvolvido por LIMA (2015) buscou aprofundar os estudos feitos por BARBOSA (2014).

Inicialmente, a autora compara a metodologia de cálculo pelo MPE segundo as normas brasileira (NBR-6118) e americana (ACI-318) por meio de cálculo manual.

Tomando como base a mesma planta de forma empregada por BARBOSA (2014), a autora desenvolveu um estudo comparativo entre as respostas obtidas a partir de três métodos de cálculo: o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método do Pórtico Equivalente (MPE) e o Método da Analogia de Grelha pela norma americana (ACI-318).

Para isso, foram realizadas quatro modelagens computacionais, com o uso do ADAPT-PT (MPE), do SAP2000 (MEF), do FLOOR-PRO (MEF) e do CAD/TQS (grelha). Apenas a parte referente às modelagens computacionais pela ACI-318 são abordados neste trabalho.

Os materiais empregados apresentam as mesmas características daqueles utilizados por BARBOSA (2014).

A faixa SL-2, escolhida para o estudo, representa um pórtico interior com pilares levemente desalinhados, conforme ilustra a Figura 31.

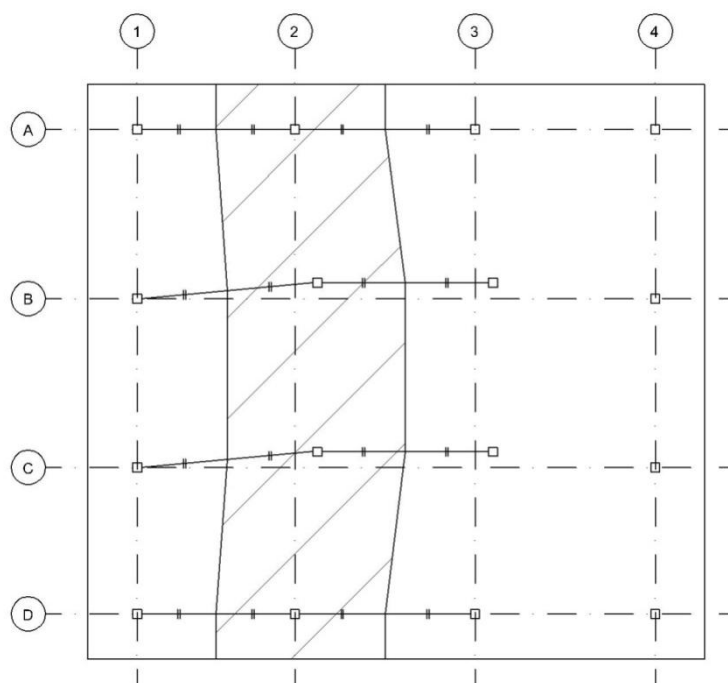


Figura 31 - Definição do pórtico SL-2 (BARBOSA, 2014).

Os resultados das quatro modelagens computacionais e do cálculo manual pela ACI-318 estão indicados nas tabelas a seguir.

A Tabela 24 e a Tabela 25 apresentam as tensões normais no ato da protensão e na combinação frequente de ações, respectivamente. A nomenclatura empregada define as seções nas faces dos pilares como "P,esq" ou "P,dir", e as seções de meio de vão como "MV". A definição das seções foi feita da esquerda para a direita, nos pórticos horizontais, e de baixo para cima, nos pórticos verticais.

Tabela 24 - Tensões normais no ato da protensão (LIMA, 2015).

Seção	σ_i (MPa)					σ_s (MPa)				
	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS
P2,esq	-0,22	-0,38	-0,04	-0,36	2,20	-3,23	-2,66	-3,07	-2,59	-2,70
P2,dir	-0,42	-0,04	0,01	-0,25	2,20	-2,82	-3,02	-3,13	-2,81	-2,70
MV1	-2,37	-2,16	-1,97	-2,10	-2,00	-0,95	-0,82	-0,90	-1,00	0,30
P6,esq	-0,85	-0,75	-0,43	-1,32	0,90	-2,54	-2,30	-2,69	-1,64	-4,00
P6,dir	-0,97	-0,70	-0,54	-1,23	0,90	-2,46	-2,40	-2,58	-1,74	-4,00
MV2	-2,32	-2,20	-1,91	-1,91	-3,30	-1,17	-0,94	-1,24	-1,10	0,50
P10,esq	-1,11	-0,94	-0,70	-1,48	1,50	-2,32	-2,17	-2,43	-1,51	-3,10
P10,dir	-1,10	-0,98	-0,62	-1,33	1,50	-2,30	-2,08	-2,50	-1,67	-3,10
MV3	-2,13	-1,87	-1,96	-1,74	-1,30	-1,19	-1,11	-1,17	-1,26	-0,60
P14,esq	-0,61	-0,02	-0,16	-0,41	1,70	-2,63	-2,96	-3,07	-2,66	-2,90
P14,dir	-0,22	-0,40	-0,07	-0,51	1,70	-3,23	-2,67	-3,16	-2,46	-2,90

Tabela 25 - Tensões normais em serviço (carregamento total) (LIMA, 2015).

Seção	σ_i (MPa)					σ_s (MPa)				
	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS
P2,esq	-1,96	-1,77	-1,54	-1,78	0,50	-1,22	-1,47	-1,31	-0,78	-0,90
P2,dir	-2,83	-1,68	-1,78	-1,61	0,50	-0,15	-1,50	-1,07	-1,05	-0,90
MV1	0,00	0,09	0,21	0,45	1,50	-3,06	-2,68	-2,84	-3,14	-2,40
P6,esq	-4,36	-4,22	-3,19	-4,35	-4,60	1,23	1,56	0,32	1,78	2,90
P6,dir	-4,60	-4,25	-3,35	-4,43	-4,60	1,43	1,57	0,48	1,84	2,90
MV2	0,19	0,13	0,46	0,45	1,40	-3,42	-2,85	-3,36	-3,07	-3,80
P10,esq	-4,90	-4,74	-3,66	-4,89	-5,10	1,72	2,05	0,79	2,29	3,10
P10,dir	-4,91	-4,81	-3,59	-4,61	-5,10	1,78	2,14	0,71	2,00	3,10
MV3	0,49	0,67	0,30	0,92	2,20	-3,55	-3,27	-3,17	-3,53	-3,00
P14,esq	-3,27	-1,92	-2,16	-1,96	-1,40	0,29	-1,31	-0,80	-0,71	-1,00
P14,dir	-1,96	-1,77	-1,67	-2,03	-1,40	-1,23	-1,48	-1,28	-0,56	-1,00

De maneira geral, as tensões normais apresentam valores com mesma ordem de grandeza, sem nenhum caso no qual ocorresse alguma grande diferença, mostrando existir suficiente segurança em cada um dos métodos.

A Tabela 26 apresenta as flechas totais (imediatas e diferidas) e a Tabela 27 traz as armaduras passivas calculadas.

Tabela 26 - Flechas totais (imediatas e diferidas) (LIMA, 2015).

Vão	Flechas (mm)				
	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS
Balanço 1	-2,05	-4,00	-2,10	-5,15	-0,90
1	5,17	4,00	5,60	8,37	4,73
2	6,83	3,00	8,10	9,06	5,02
3	7,56	6,00	8,20	11,90	4,12
Balanço 2	-3,18	-4,00	-3,50	-5,23	-0,76

Tabela 27 - Armadura passiva calculada (LIMA, 2015).

Seção	Armadura Adotada (cm ²)					Diferença (%)				
	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS	Manual	Adapt-PT	SAP2000	Adapt-Floor	TQS
P2,esq	13,20	12,90	12,79	12,51	5,10	3,2%	0,9%	0,0%	-2,2%	-60,1%
P2,dir	13,20	12,90	12,79	12,51	5,10	3,2%	0,9%	0,0%	-2,2%	-60,1%
MV1	0	0	0	0	9,01	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	-29,5%
P6,esq	13,84	14,19	14,03	12,84	12,75	-1,3%	1,2%	0,0%	-8,4%	-0,3%
P6,dir	16,15	14,19	14,03	12,84	12,75	15,1%	1,2%	0,0%	-8,4%	-0,3%
MV2	0	0	0	0	8,70	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	-32,0%
P10,esq	20,14	15,48	13,61	13,40	14,69	48,0%	13,7%	0,0%	-1,6%	14,9%
P10,dir	21,48	15,48	13,61	12,85	14,69	57,8%	13,7%	0,0%	-5,6%	14,9%
MV3	0	0	0	7,32	11,56	0,0%	0,0%	0,0%	0,0%	-9,6%
P14,esq	13,20	12,90	13,20	12,52	4,80	0,0%	-2,3%	0,0%	-5,2%	-62,5%
P14,dir	13,20	12,90	13,20	12,52	4,80	0,0%	-2,3%	0,0%	-5,2%	-62,5%

No cálculo manual e no Adapt-PT, por exemplo, as tensões obtidas são ligeiramente maiores por conta da idealização da largura das faixas e simplificações adotadas, o que aumenta, além dos esforços atuantes, também a armadura mínima a ser adotada, visto que esta é diretamente relacionada à área da faixa.

O processo de definição das faixas tributárias no Floor-PRO é um pouco diferente do SAP2000, o que pode ter influenciado na diferença dos resultados, mesmo em se tratando de duas análises pelo MEF.

O TQS é um programa desenvolvido com base na norma brasileira. Os critérios de dimensionamento tiveram que ser alterados. No entanto, alguns parâmetros não foram possíveis de serem modificados, como o limitador de tensões trativas e o cálculo da armadura mínima para momentos positivos, que é diferenciada pelo ACI 318:2014 daquela a ser utilizada nas seções de momentos negativos. Isso explica a armadura passiva nos vãos, mesmo com as tensões inferiores às tensões limites. As tensões trativas superiores ao valor limite no apoio P10 deve ter sua análise aprofundada.

3.2) PRESCRIÇÕES NORMATIVAS

As prescrições normativas relativas às lajes protendidas, segundo as normas ACI-318:14, ACI-214-R:11 e ACI-423.3R:96, são apresentadas nos itens a seguir. Em função da recente revisão da ACI-318, que trouxe significativa redistribuição dos capítulos no seu corpo textual, indicam-se também as correlações da revisão de 2014 com a sua versão anterior de 2011.

Com a finalidade de complementar informações, quando necessário, apresentam-se também os comentários de AALAMI (2014).

3.2.1) Concreto

No item 2.3 da ACI-318:14 (item 2.2 da ACI-318:11), a norma estabelece que o concreto tem tipicamente massa específica entre 2.160 kg/m³ e 2.560 kg/m³ e que, normalmente, trabalha-se com valores entre 2.320 kg/m³ e 2.400 kg/m³.

3.2.1.1 Resistência à compressão (f_c')

De acordo com a norma ACI-214-R:11 (2011), define-se f_c' como o valor mínimo para a resistência à compressão do concreto estrutural, cuja resistência média à compressão (f_{cr}') deve exceder f_c' empregado na análise estrutural. O valor que a resistência à compressão média supera f_c' baseia-se em resultados estatísticos.

O item 5.3 da ACI-214-R:11 prescreve que a resistência à compressão média (f_{cr}') é dada por:

$$f_{cr}' = f_c' + z \cdot s \quad (5)$$

onde:

s é o desvio padrão da amostra;

z é a constante de multiplicação do desvio padrão s , que depende do número de ensaios cujas resistências supostamente não atinjam f_c' .

O valor que f_{cr}' deve exceder f_c' depende do critério de aceitação especificado no projeto. A ACI-214-R:11 estabelece quatro critérios de aceitação. São eles:

- i. Critério 1: especifica o percentual máximo de amostras que pode ter resistência inferior a f_c' . Essa é a maneira que a maioria das normas internacionais trata o assunto, tendendo a um fator de confiabilidade de 1,65, o que resulta em uma aceitação de apenas 5% de falha. Esse critério não é mais usado na ACI-318, mas pode ocorrer em situações onde a resistência média é parte fundamental da metodologia de cálculo;
- ii. Critério 2: especifica a probabilidade de a resistência média de n ensaios consecutivos ser inferior a f_c' . De acordo com o item 26.12.3.1 da ACI-318:14 (item 5.6.3.3 da ACI-318:11), a média dos resultados de resistência à compressão (f_{cr}') de três ensaios consecutivos deve igualar ou exceder f_c' . Esse critério conduz a uma probabilidade de falha de 1 em cada 100 ensaios;
- iii. Critérios 3 e 4: especificam uma certa probabilidade de que o resultado aleatório de um único ensaio não supere mais do que um certo valor inferior a f_c' . De acordo com o item 26.12.3.1 da ACI-318:14 (item 5.6.3.3 da ACI-

318:11), nenhum resultado individual de resistência à compressão deve apresentar mais do que 3,5 MPa abaixo de f'_c , para concretos com $f'_c \leq 35$ MPa. O Critério 4, apropriado para concretos com $f'_c > 35$ MPa, requer que nenhum resultado individual de resistência à compressão forneça valores abaixo de $0,90 f'_c$. O valor mínimo de f'_{cr} leva à probabilidade de que o resultado não-conforme de um ensaio aleatório não ocorra mais do que 1 vez em 100 amostras ensaiadas.

A Tabela 28 apresenta os valores de z associados à probabilidade de f'_{cr} igualar ou superar f'_c .

Tabela 28 - Probabilidades associadas com valores de z .

(adaptado da Tabela 5.4 da ACI-214-R:11).

Percentual de ensaios dentro $\pm z\sigma$	Chance de cair abaixo de $f'_c - z\sigma$	z
40	3 em 10 (30%)	0,52
50	2,5 em 10 (25%)	0,67
60	2 em 10 (20%)	0,84
68,27	1 em 6,3 (15,9%)	1,00
70	1,5 em 10 (15%)	1,04
80*	1 em 10 (10%)	1,28*
90	1 em 20 (5%)	1,65
95	1 em 40 (2,5%)	1,96
95,45	1 em 44 (2,3%)	2,00
98*	1 em 100 (1%)	2,33*
99	1 em 200 (0,5%)	2,58
99,73	1 em 741 (0,13%)	3,00

* Valores usualmente empregados.

Quando não houver dados experimentais suficientes, a ACI-318:11 (item 5.3.2.2) recomenda as seguintes relações:

$$f'_{cr} = f'_c + 7,0, \text{ para } f'_c < 21 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$f'_{cr} = f'_c + 8,0, \text{ para } 21 \leq f'_c < 35 \text{ MPa} \quad (7)$$

$$f'_{cr} = 1,10f'_c + 5,0, \text{ para } f'_c > 35 \text{ MPa} \quad (8)$$

A ACI-318:14 não apresenta as relações anteriores no seu corpo textual.

O valor mínimo da resistência à compressão f_c' permitido para dimensionamento e execução de estruturas de concreto regulares é de 17 MPa.

3.2.1.2) Resistência à tração (f_{ct})

O norma americana utiliza a notação f_{ct} , equivalente ao f_{ctk} da norma brasileira.

O item 5.1.4 da ACI-318:11 recomenda que seja estabelecida a relação entre resistência à compressão e à tração a partir do ensaio de tração indireta, especificado na norma ASTM C330M.

No entanto, o item 19.2.4.3 da ACI-318:14 (8.6.1 da ACI-318:11), determina a resistência média à tração (f_{ct}), de acordo com o peso específico do concreto. Para concretos de densidade normal ($\lambda = 1,0$):

$$f_{ct} = 0,56 \sqrt{f_c'} , \text{ com } f_c' \text{ em MPa} \quad (9)$$

onde:

λ é o fator que leva em conta o tipo de concreto. Para concretos leves, λ é igual a 0,75. Para concretos com densidade normal, λ é igual a 1,0.

3.2.1.3) Módulo de elasticidade (E_c)

O item 19.2.2.1 da ACI-318:14 (item 8.5.1 da ACI-318:11) define o valor do módulo de elasticidade secante do concreto obtido a partir da reta que intercepta a tensão $0,45 \cdot f_c'$, tal que:

$$E_c = 4700 \sqrt{f_{ck}} , \text{ com } f_c' \text{ em MPa} \quad (10)$$

3.2.2) Aço para armadura ativa

A massa específica do aço é de 7.850 kg/m^3 e seu coeficiente de dilatação térmica (α) pode ser admitido como sendo $10^{-5}/^\circ\text{C}$, para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .

3.2.2.1) Resistência à tração ou resistência última (f_{pu})

De acordo com o item 20.3.2.2 da ACI-318:14 (item 18.7.2 da ACI-318:11), a resistência última, f_{pu} , do aço de protensão de baixa relaxação tem valor igual a 1860 MPa .

3.2.2.2) Resistência ao escoamento (f_{py})

No item 20.3.2.3.1, a ACI-318:14 (Tabela R20.3.2.3.1) prescreve, em função do tipo de armadura ativa, o limite mínimo da relação f_{py}/f_{pu} , sendo f_{py} a resistência ao escoamento da armadura de protensão. Para cordoalhas de baixa relaxação, tem que $f_{py}/f_{pu} \geq 0,90$.

3.2.2.3) Módulo de elasticidade (E_p)

Conforme o item 20.3.2.1 da ACI-318:14 (similar ao item 8.5.3 da ACI-318:11), valores de módulo de elasticidade, E_p , entre 195 GPa e 200 GPa são usuais. Quando necessário, devem ser feitos ensaios para a determinação do módulo de elasticidade ou adotados os valores fornecidos pelo fabricante.

3.2.3) Aço para armadura passiva

A massa específica é de 7.850 kg/m^3 e seu coeficiente de dilatação térmica (α) pode ser admitido como sendo $10^{-5}/^\circ\text{C}$, para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C .

3.2.3.1) Resistência ao escoamento (f_y)

A ACI-318:14, no seu item 20.2.2.3, prescreve que a resistência ao escoamento, f_y , da armadura passiva não deve exceder os valores dados na Tabela 20.2.2.4.a. Em elementos estruturais submetidos à flexão, admite-se que $f_y \leq 550$ MPa.

Para deformações específicas menores do que as correspondentes à resistência ao escoamento ($\varepsilon_s < \varepsilon_y$), a tensão é obtida pelo produto entre o módulo de elasticidade, E_s , e a deformação, ε_s . Para $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$, a tensão é independente da deformação e seu valor deve ser tomado igual a f_y .

3.2.3.2) Módulo de elasticidade (E_s)

De acordo com o item 20.2.2.2 da ACI-318:14 (item 8.5.2 da ACI-318:11), o módulo de elasticidade da armadura passiva tem valor igual a 200 GPa.

3.2.4.1) Estado limite último (de ruptura)

De acordo com o item 4.6.1 da ACI-318:14 (item 9.1 da ACI-318:11), a segurança de um elemento estrutural é garantida quando a seguinte condição é satisfeita:

$$\phi S_n \geq U \quad (11)$$

Assim, a resistência nominal (S_n) multiplicada pelo fator redutor de resistência ϕ deve superar a solitação (U) resultante da combinação de ações fatoradas com seus respectivos coeficientes ponderadores.

3.2.4.1.1) Resistência nominal (S_n)

O capítulo 22 da ACI-318:2014 (capítulo 10 da ACI-318:11) trata do cálculo da resistência nominal das seções de concreto à flexão, à força normal, à torção e ao cisalhamento.

Neste trabalho é contemplado apenas o cálculo da resistência nominal à flexão simples e composta (momento fletor e força normal).

i. Equilíbrio e compatibilidade de deformações

O equilíbrio deve ser atendido em todas as seções.

Nas seções de concreto armado, as deformações no concreto e na armadura passiva são proporcionais às respectivas distâncias à linha neutra.

ii. Critérios de dimensionamento para o concreto

A deformação máxima da fibra extrema comprimida de concreto é de 3,0‰.

A Figura 32 apresenta, de forma esquemática, as deformações limites em uma seção de concreto armado.

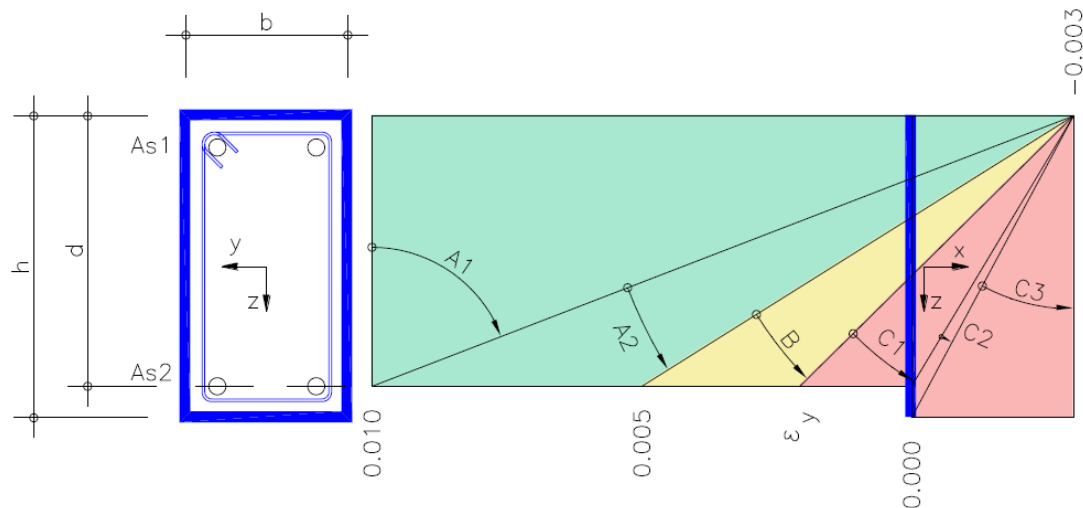


Figura 32 - Deformações limites em seção de concreto armado.

No dimensionamento à flexão, a resistência à tração do concreto deve ser desprezada.

A distribuição de tensões de compressão no concreto é complexa e, usualmente, não conhecida. Para fins de cálculo, a ACI-318:14 permite utilizar o diagrama de tensões retangular equivalente ao diagrama de tensões não-linear. Para isso, a tensão limite de

compressão do concreto é tomada com o valor $0,85f_c'$ e a profundidade do bloco de tensões é dada por:

$$a = \beta_1 \cdot c \quad (12)$$

onde:

c é a altura da linha neutra;

β_1 é o fator que relaciona a altura da linha neutra do diagrama não-linear com a profundidade do diagrama retangular equivalente.

De acordo com o item 22.2.2.4.3 da ACI-318:14 (similar ao item 10.2.7 da ACI-318:11), tem-se os seguintes valores para β_1 :

$$\beta_1 = 0,85 \rightarrow \text{para } 17 \text{ MPa} \leq f_c' \leq 28 \text{ MPa} \quad (13)$$

$$\beta_1 = \left[0,85 - \frac{(0,05(f_c' - 28))}{7} \right] \rightarrow \text{para } 28 \text{ MPa} < f_c' < 55 \text{ MPa} \quad (14)$$

$$\beta_1 = 0,65 \rightarrow \text{para } f_c' \geq 55 \text{ MPa} \quad (15)$$

No concreto protendido, as deformações no concreto e na armadura ativa (aderente e não-aderente) devem incluir a deformação devida à protensão efetiva. Alterações nos alongamentos da armadura ativa aderente são provocadas por mudanças na deformação da seção em consideração, devendo-se admitir sua deformação proporcional à distância à linha neutra da seção.

O item 20.3.2.3 da ACI-318:14 (item 18.7.2 da ACI-318:11) permite, alternativamente ao cálculo baseado na compatibilidade de deformações, que a tensão na armadura aderente, f_{ps} , seja obtida a partir da Eq. (16), desde que toda a armadura ativa esteja tracionada e $f_{se} \geq 0,5 f_{pu}$:

$$f_{ps} = f_{pu} \left\{ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f_c'} (\rho - \rho') \right] \right\} \quad (16)$$

onde:

f_{pu} é a resistência à tração última (especificada) da armadura ativa;

f_{py} é a tensão de escoamento (especificada) da armadura ativa;

f_{se} é a tensão efetiva na armadura ativa, após as perdas de protensão;

f_y é a tensão de escoamento (especificada) da armadura passiva;

γ_p é o termo que representa a influência dos diferentes tipos de armaduras de protensão no valor de f_{ps} . Para cordoalhas e fios de baixa relaxação, tem-se $f_{py}/f_{pu} \geq 0,90$ e

γ_p é igual a 0,28;

ρ é a razão entre a área de armadura passiva A_s e a área $b \cdot d$;

ρ' é a razão entre a área de armadura passiva comprimida A_s' e a área $b \cdot d$;

ρ_p é a razão entre a área de armadura ativa A_{ps} e a área $b \cdot d_p$;

b é a largura da região comprimida da seção;

d é a distância entre a fibra extrema comprimida e o centroide da armadura passiva longitudinal tracionada;

d_p é a distância entre a fibra extrema comprimida e o centroide da armadura ativa.

Caso seja considerada armadura de compressão no cálculo de f_{ps} , as seguintes condições devem ser atendidas:

- Se d' exceder $0,15 d_p$, a armadura de compressão deve ser desprezada na Eq. (16);
- Se a armadura de compressão for considerada Eq. (16), o termo

$$\left[\rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f_c'} (\rho - \rho') \right] \text{ não deve ser menor que } 0,17.$$

A Figura 33 ilustra os diagramas de tensão e de deformação em uma seção de concreto protendido com armadura ativa aderente (e armadura passiva longitudinal nula) no estado limite último.

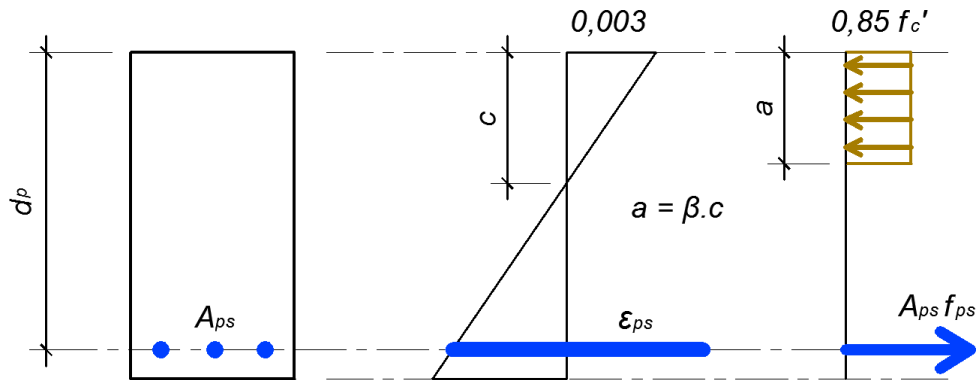


Figura 33 - Diagramas em seção de concreto protendido com armadura ativa aderente.

Por outro lado, a mudança na deformação da armadura ativa não-aderente é influenciada por carregamentos externos, pelo posicionamento da armadura e pelas condições de contorno ao longo do comprimento da armadura de protensão.

De acordo com o item 20.3.2.4 da ACI-318:14 (item 18.7.2 da ACI-318:11), o cálculo da tensão na armadura não-aderente, f_{ps} , deve ser feito de acordo com a Tabela 29, desde que $f_{se} \geq 0,5 f_{pu}$. Nessa tabela, l_n/h representa a relação entre o vão e a altura do elemento estrutural.

Tabela 29 - Valores aproximados de f_{ps} na ruptura para cordoalhas não-aderentes (adaptado da Tabela 20.3.2.4.1 da ACI-318:14).

l_n/h	f_{ps} (MPa)	
≤ 35	Menor entre:	$f_{se} + 70 + f'_c / 100\rho_p$
		$f_{se} + 420$
		f_{py}

> 35	Menor entre:	$f_{se} + 70 + f'_c / 300 \rho_p$
		$f_{se} + 210$
		f_{py}

A Figura 34 ilustra os diagramas de tensão e de deformação em uma seção de concreto protendido com armadura ativa não-aderente (e armadura passiva longitudinal não-nula) no estado limite último.

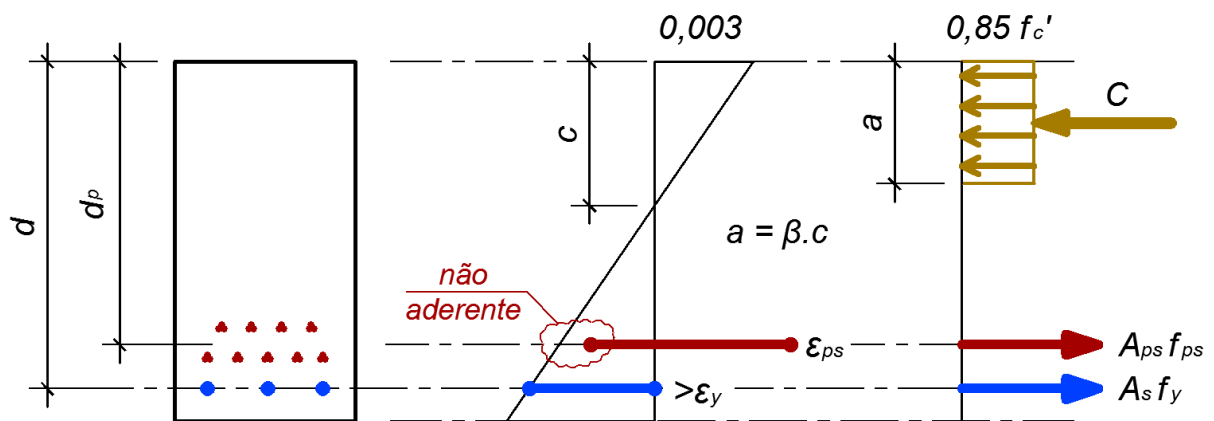


Figura 34 - Diagramas em seção de concreto protendido com armadura ativa não-aderente.

3.2.4.1.2) Resistência de projeto (ϕS_n)

A resistência de projeto deve ser obtida multiplicando-se a resistência nominal por um fator de redução ϕ , cujo valor varia conforme o tipo de solicitação (item 22.1.3 da ACI-318:14 e item 9.3.1 da ACI-318:11).

De acordo com o item 21.2 da ACI 318-14 (item 9.3.2 da ACI-318:11), o fator de redução da resistência ϕ tem por propósito considerar:

a) a probabilidade de menores resistências seccionais devido às variações nas resistências dos materiais e suas dimensões;

b) as imprecisões nas equações de dimensionamento;

c) a ductilidade real da estrutura e a confiabilidade requerida do elemento estrutural sob as ações aplicadas;

d) a importância da peça na estrutura como um todo.

Conforme apresentado no item 3.2.4.1.1 dessa dissertação, a resistência nominal de um elemento estrutural submetido à flexão simples ou composta é obtida a partir da condição de deformação, tal que a fibra extrema comprimida de concreto apresenta deformação limite de 3‰. Segundo a ACI-318:14, a deformação na armadura de tração ϵ_t (já excluídas as deformações devidas à protensão, fluência, retração e variação de temperatura) é determinada a partir do diagrama linear de deformações, tal como ilustrado na Figura 35 (Figura 21.2.2.a da ACI-318:14).

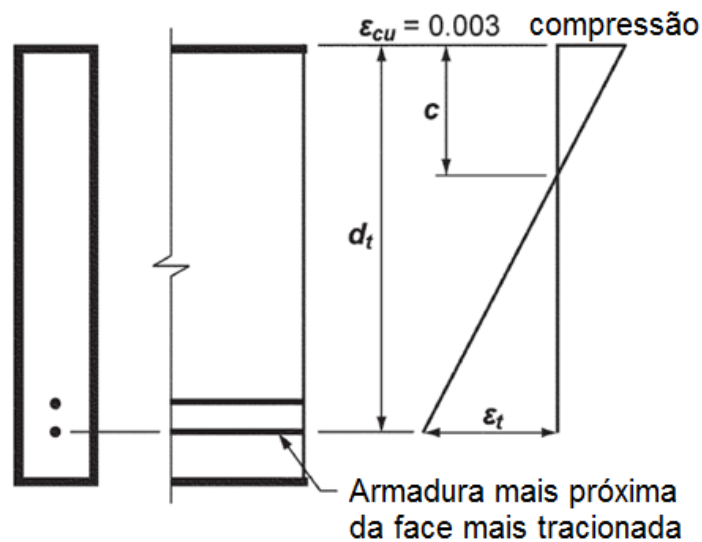


Figura 35 - Diagrama de deformações numa seção de concreto armado.
(adaptado da Figura 21.2.2.a da ACI-318:14)

Elementos estruturais sujeitos exclusivamente a forças de compressão são classificados “com controle pela compressão” e elementos estruturais sujeitos apenas a forças de tração são classificados “com controle pela tração”.

Na flexão, caso a deformação da armadura de tração ε_t supere 5‰, a seção é classificada “com controle pela tração”, de maneira que a ruptura esperada se dá por excesso de deformação e fissuração. A deformação limite de 5‰ fornece ductilidade suficiente para a maioria das aplicações.

Por outro lado, se a deformação da armadura de tração ε_t for menor que 5‰, a ruptura frágil da seção pode ocorrer.

A Figura 36 ilustra a variação do fator de redução ϕ em função da deformação da armadura de tração (Figura 21.2.2.b da ACI-318:14).

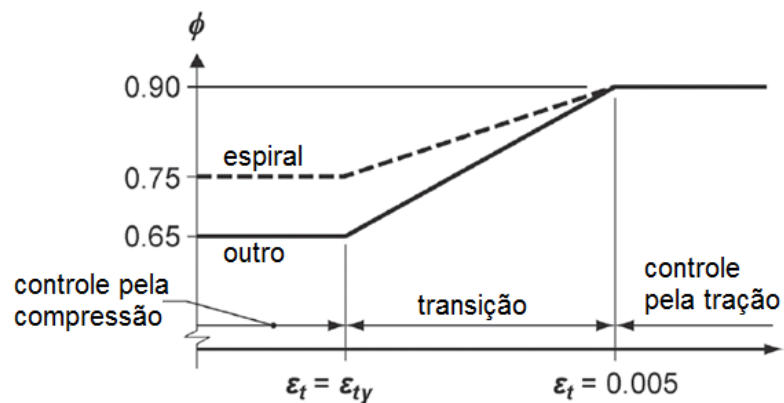


Figura 36 - Variação do fator de redução ϕ com a deformação na armadura de tração ε_t .
(adaptado da Figura 21.2.2.b da ACI-318:14)

Para deformações menores que 5‰, a ACI -318:14 classifica a seção “com controle pela compressão” ou como “região de transição”. A deformação limite entre essas duas regiões é a deformação de escoamento da armadura de tração ε_{ty} . No concreto armado, a deformação de escoamento ε_{ty} é tomada como a relação entre a tensão de escoamento e o módulo de elasticidade do aço f_y/E_s ; podendo-se adotar o valor de 2‰. Em peças de concreto protendido, admite-se que a deformação de escoamento da armadura de protensão é de 2‰.

Vigas e lajes usualmente são classificados com “controle pela tração”.

Situações particulares de pilares com armadura em espiral são levados em conta na determinação do fator de redução ϕ . Nota-se, nesses casos, aumento no valor desse fator.

A Tabela 30 apresenta os valores dos fatores de redução prescritos pela ACI-318:14. Na região de transição, admite-se interpolação linear do fator de redução.

Tabela 30 - Fatores de redução ϕ
(adaptado da Tabela 21.2.2 da ACI-318:14).

Deformação de tração da armadura	Classificação	Tipo de armadura transversal			
		Espiral		Outras	
$\varepsilon_t \leq \varepsilon_{ty}$	com controle pela compressão	0,75	(a)	0,65	(b)
$\varepsilon_{ty} < \varepsilon_t < 0,005$	região de transição	$0,75 + 0,15 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$	(c)	$0,65 + 0,25 \frac{(\varepsilon_t - \varepsilon_{ty})}{(0,005 - \varepsilon_{ty})}$	(d)
$\varepsilon_t \geq 0,005$	controle pela tração	0,90	(e)	0,90	(f)

3.2.4.1.3) Combinação de ações e coeficientes de ponderação

No item 5.3.1 da ACI-318:14 (item 9.2.1 da ACI-318:11) são apresentadas as combinações de ações e seus respectivos coeficientes de ponderação a serem empregados no dimensionamento. Embora a maioria das combinações usuais de ações sejam contempladas, não se deve presumir que todas as situações estejam definidas.

As combinações de ações encontram-se resumidas na Tabela 31. Cada combinação considera uma das ações como principal. Os coeficientes de ponderação nas combinações levam em conta a probabilidade de simultaneidade das ações. Nessa tabela, D é a carga permanente; L é a carga acidental; L_r é a sobrecarga de telhado; S é a carga de neve; R é a carga de chuva; W é a carga de vento; E é a carga de terremoto.

Tabela 31 - Combinação de ações e seus coeficientes ponderadores
(adaptado da Tabela 5.3.1 da ACI-318:14).

Combinação de ações	Ação principal
$U = 1,4 D$	D
$U = 1,2 D + 1,6 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$	L

$U = 1,2 D + 1,6 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R) + (1,0 L \text{ ou } 0,5 W)$	$L_r \text{ ou } S \text{ ou } R$
$U = 1,2 D + 1,0 W + 1,0 L + 0,5 (L_r \text{ ou } S \text{ ou } R)$	W
$U = 1,2 D + 1,0 E + 1,0 L + 0,2 S$	E
$U = 0,9 D + 1,0 W$	W
$U = 0,9 D + 1,0 E$	E

Conforme prescrito no item 5.3.11 da ACI-318:14 (item 18.10.3 da ACI-318:11), em estruturas protendidas estaticamente indeterminadas, as combinações de ações devem incluir o hiperestático de protensão com coeficiente de ponderação unitário.

A Tabela 32 resume as combinações de ações em estruturas protendidas hiperestáticas sob carregamentos permanentes (D) e acidentais (L). Nessa tabela, *Hyper* é o hiperestático de protensão.

Tabela 32 - Combinação de ações e seus coeficientes ponderadores.

Combinação de ações	Ação principal
$U = 1,4 D + 1,0 \text{ Hyper}$	D
$U = 1,2 D + 1,6 L + 1,0 \text{ Hyper}$	L

3.2.4.2) Estado limite de serviço (de utilização)

Conforme o item 24.5.2 da ACI-318:14 (item 18.3.3 da ACI-318:11), os elementos protendidos sob flexão devem ter seu comportamento estrutural classificado de acordo com o nível de tensão de tração, f_t , na fibra extrema da seção transversal.

As definições das classes de comportamento são:

- Classe U (*uncracked*): o elemento estrutural sob flexão comporta-se como peça não-fissurada;
- Classe C (*cracked*): o elemento estrutural sob flexão comporta-se como peça fissurada;

- Classe T (*transition*): o elemento estrutural sob flexão apresenta comportamento intermediário entre as Classes U e C.

As classes definidas pela ACI-318:14 aplicam-se a elementos estruturais com protensão aderente e não-aderente.

3.2.5) Tensões limites

3.2.5.1) Tensões limites de tração no concreto (em serviço)

A Tabela 33 classifica o comportamento do elemento estrutural sob flexão em função dos limites de tensão de tração, f_t .

A priori, a determinação da tensão de tração, f_t , deve levar em conta a inércia bruta da seção. Caso a peça seja classificada como Classe C, a tensão de tração deve ser recalculada admitindo-se a inércia fissurada da seção (item 24.5.2.3 da ACI-318:14).

**Tabela 33 - Classes de comportamento em função de f_t
(adaptado da Tabela 24.5.2.1 da ACI-318:14).**

Comportamento	Classe	Limites de tensão de tração (MPa)
Não-fissurado	<i>U</i>	$f_t \leq 0,62 \sqrt{f'_c}$
Intermediário	<i>T</i>	$0,62 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 1,0 \sqrt{f'_c}$
Fissurado	<i>C</i>	$f_t > 1,0 \sqrt{f'_c}$

De acordo com o item 24.5.2.1 da ACI-318:14, as lajes protendidas bidirecionais devem ser dimensionadas como Classe U, com tensão de tração $f_t \leq 0,50 \sqrt{f'_c}$.

3.2.5.2) Tensões limites no concreto no ato da protensão

Os itens 24.5.3.1 e 24.5.3.2 da ACI-318:14 (item 18.4.1 da ACI-318:11) estabelecem os valores limites de tensão de compressão e de tração no concreto, no ato da protensão. Nessa fase, não são consideradas as perdas diferidas de protensão (fluência, retração e relaxação da armadura ativa).

Os limites de tensão apresentados nas Tabela 34 e Tabela 35 aplicam-se a estruturas com protensão aderente e não-aderente. Nessas tabelas, f'_{ci} corresponde à resistência à compressão do concreto na idade da aplicação da protensão.

Tabela 34 - Limites de tensão de compressão no concreto, no ato da protensão

(adaptado da Tabela 24.5.3.1 da ACI-318:14).

Localização	Limites de tensão de compressão
Extremidade da peça biapoiada	$0,70 f'_{ci}$
Outras seções	$0,60 f'_{ci}$

Tabela 35 - Limites de tensão de tração no concreto, no ato da protensão

(adaptado da Tabela 24.5.3.2 da ACI-318:14).

Localização	Limites de tensão de tração (MPa)
Extremidade da peça biapoiada	$0,50 \sqrt{f'_{ci}}$
Outras seções	$0,25 \sqrt{f'_{ci}}$

Caso o limite de tração seja excedido, armadura passiva adicional deve ser prevista na zona tracionada para resistir à força total de tração no concreto, admitindo-se a hipótese de seção não-fissurada.

De acordo com AALAMI (2014), a ACI-318 não especifica os fatores da combinação de ações no ato da protensão, deixando à cargo do projetista essa escolha.

A Tabela 36 resume a combinação de ações, no ato da protensão, usualmente empregada em projetos estruturais. Nessa tabela, SW é o peso próprio da estrutura e PT é o carregamento de protensão (isostático e hiperestático).

Tabela 36 - Combinação de ações, no ato da protensão, e seus coeficientes ponderadores.
(adaptado de AALAMI, 2014).

	Combinação de ações
Ato da protensão	$1,0 SW + 1,15 PT$

3.2.5.3) Tensões limites de compressão no concreto (em serviço)

Os elementos estruturais sob flexão, das Classes U e T, devem apresentar tensão de compressão na fibra extrema, após todas as perdas de protensão, não maior do que os limites prescritos no item 24.5.4 da ACI-318:14 (item 18.4.2 da ACI-318:11)

Conforme os comentários do item 24.5.4.1 da ACI-318:14 (item 18.4.2 da ACI-318:11), os diferentes limites de compressão previstos pela norma americana decorrem do tempo de atuação da carga acidental durante o período de vida da estrutura, que pode apresentar caráter prolongado ou provisório.

A carga acidental prolongada (*sustained live load*) caracteriza-se por uma parcela da carga acidental que, em serviço, se mantém presente por tempo suficiente para provocar flechas diferidas significativas. Segundo WIGHT e MACGREGOR (2009), a carga acidental prolongada, também denominada quase-permanente, geralmente representa entre 20% e 30% da carga acidental especificada.

Quando a carga acidental prolongada e a carga permanente constituem parte razoável da carga total em serviço, o limite $0,45 f_c'$ deve ser empregado (item 24.5.4.1 da ACI-318:14 e item 18.4.2 da ACI-318:11).

Na verificação dos demais estados limites de serviço (formação de fissuras, aberturas de fissuras e vibrações excessivas), pode ser desejável usar uma carga acidental frequente, que

é uma fração da carga acidental média que atua ao longo da vida útil da estrutura, geralmente com valor entre 50% e 60% (WIGHT e MACGREGOR, 2009).

Quando grande parte da carga total em serviço consiste de carregamento acidental transitório ou temporário, o limite $0,60 f_c'$ é recomendado (item 24.5.4.1 da ACI-318:14 e item 18.4.2 da ACI-318:11).

A Tabela 37 resume os limites de tensão de compressão, em serviço, prescritos pela ACI-318:14.

Tabela 37 - Limites de tensão de compressão no concreto, em serviço.

(adaptado da Tabela 24.5.4.1 da ACI-318:14).

Combinação	Limites
Quase-permanente (<i>sustained load combination</i>)	$0,45 f_c'$
Frequente (<i>total load combination</i>)	$0,60 f_c'$

De acordo com os comentários do item 24.5.4.1 da ACI-318:14 (item 18.4.2 da ACI-318:11), o limite de compressão de $0,45 f_c'$ (combinação quase-permanente) é responsável pelo controle do comportamento a longo prazo das estruturas protendidas.

A ACI-318 não especifica o percentual da carga acidental a ser considerada nas combinações em serviço. Conforme AALAMI (2014), a prática de projeto é adotar 30% da carga acidental na combinação quase-permanente (*sustained load combination*) e 100% da carga acidental na combinação frequente (*total load combination*).

A Tabela 38 resume as combinações de ações, em serviço, em estruturas protendidas sob carregamentos permanentes (D) e acidentais (L). Nessa tabela, PT corresponde ao carregamento de protensão (isostático e hiperestático).

Tabela 38 - Combinação de ações em serviço e seus coeficientes ponderadores.

(adaptado de AALAMI, 2014).

	Combinação de ações
Quase-permanente (<i>sustained load combination</i>)	$1,0 D + 0,3 L + 1,0 PT$
Frequente (<i>total load combination</i>)	$1,0 D + 1,0 L + 1,0 PT$

3.2.5.4) Tensões limites de tração na armadura de protensão

Conforme o item 20.3.2.5 da ACI-318:14 (item 18.5.1 da ACI-318:11), a tensão de tração na armadura de protensão não deve exceder os limites da Tabela 39.

Tabela 39 - Limites de tensão de tração na armadura de protensão.

(adaptado da Tabela 20.3.2.5.1 da ACI-318:14).

Estágio	Local	Tensão de tração máxima	
Durante a protensão	No macaco hidráulico	Menor entre:	$0,94 f_{py}$
			$0,80 f_{pu}$
Imediatamente após a transferência da força de protensão	Nas ancoragens e emendas	$0,70 f_{pu}$	

A tensão de tração máxima recomendada pelo fornecedor do dispositivo de ancoragem deve ser respeitada.

3.2.6) Perdas de protensão

De acordo com o item 20.3.2.6 da ACI-318:14, as perdas de protensão devem ser consideradas no cálculo da tensão de tração efetiva na armadura de protensão, f_{se} , e devem incluir:

- i. Atrito devido à curvatura intencional e não-intencional dos cabos de protensão.

- ii. Acomodação das ancoragens;
- iii. Encurtamento elástico do concreto;
- iv. Fluência do concreto;
- v. Retração do concreto;
- vi. Relaxação da armadura de protensão;

Os procedimentos de cálculo das perdas de protensão não são descritos na ACI-318:14. A norma sugere, entre outras, a publicação *Recommendations for Estimating Prestress Losses*, do PCI (1975).

3.2.6.1) Perdas imediatas de protensão

São devidas ao atrito cabo-bainha, à acomodação (ou recuo) das ancoragens e ao encurtamento elástico do concreto.

- i. Perda por atrito cabo-bainha

A perda por atrito é provocada pela curvatura intencional e pelas ondulações não intencionais do cabo, sendo estimada pela seguinte equação:

$$\Delta P (x) = P_i [1 - e^{-\mu(\Sigma\alpha + \beta x)}] \quad (17)$$

Como $k = \mu \cdot \beta$, a expressão pode ser reescrita da seguinte forma:

$$\Delta P (x) = P_i [1 - e^{-(\mu\Sigma\alpha + kx)}] \quad (18)$$

onde:

x é a abscissa da seção em que se calcula a perda, medida a partir da ancoragem;

$\Sigma \alpha$ é a soma dos ângulos de inflexão do cabo (entre a ancoragem e a seção estudada);

μ é o coeficiente de atrito aparente (entre cabo e bainha);

β é a perda por atrito por unidade de comprimento (rad/m);

P_i é a força de protensão aplicada ao cabo, no instante $t = 0$;

k é o coeficiente de perda de atrito, por metro, provocada por ondulações não intencionais (parasitas) do cabo.

A Tabela 39 apresenta os valores propostos no artigo de *Recommendations for Estimating Prestress Losses* (PCI, 1975) para os coeficientes de atrito e de ondulação parasita.

Tabela 40 - Coeficientes de atrito e de ondulação parasita

(adaptado da Tabela 1 de *Recommendations for Estimating Prestress Losses*, PCI, 1975).

Cordoalhas não-aderentes	μ (rad⁻¹)	k (rad/m)
Engraxadas	0,05 – 0,15	0,0010 – 0,0066
Engraxadas e plastificadas	0,05 – 0,15	0,0033 – 0,0066

Os valores apresentados na Tabela 39 foram sugeridos pela ACI-318 até a revisão de 2008 (Tabela R18.6.2 da ACI-318:08). Desde a revisão de 2011, a ACI-318 dispensa a recomendação dos valores dos coeficientes de atrito e de ondulação parasita, ficando a cargo dos fabricantes essa informação.

i. Perda por acomodação das ancoragens

Ocorre no instante da cravação, quando a armadura ativa previamente alongada, ao ser liberada pelo equipamento de protensão, retrai e puxa as cunhas para o interior do bloco de ancoragem, forçando-as a se prenderem nesse dispositivo e fixando a cordoalha no seu lugar.

A queda de tensão no cabo devida à acomodação das ancoragens é de difícil avaliação, uma vez que a perda no alongamento é bastante reduzida (e depende tanto do equipamento de protensão como do procedimento de tensionamento dos cabos).

A perda pela acomodação da ancoragem é determinada, tipicamente, por processo iterativo. De acordo com AALAMI (2014), no seu item 10-2, a perda por acomodação das ancoragens em cordoalhas de sete fios varia entre 6 mm e 9 mm.

ii. Perda por encurtamento do concreto

De acordo com a publicação *Recommendations for Estimating Prestress Losses* (PCI, 1975), a perda por encurtamento do concreto em estruturas pós-tensionadas é uma parcela da perda por encurtamento em peças pré-tensionadas, tal como mostra a Eq. (19):

$$ES = K_{es} \left(\frac{E_p}{E_{ci}} \right) f_{cpa} \quad (19)$$

onde:

E_p é o módulo de elasticidade da armadura de protensão;

E_{ci} é o módulo de elasticidade do concreto na idade da aplicação da protensão;

K_{es} é a parcela da perda por encurtamento em peças pré-tensionadas, que varia de zero (quando todas as cordoalhas são tensionadas simultaneamente) a 0,5 (quando inúmeros tensionamentos sequenciais são realizados);

f_{cpa} é a tensão de compressão média no concreto, no centroide da seção, ao longo do elemento estrutural.

Segundo o artigo *Recommendations for Estimating Prestress Losses* (PCI, 1975), admite-se, em lajes, que as cordoalhas encontram-se suficientemente afastadas, tornando improvável que a protensão de um cabo afete a tensão das demais cordoalhas, além daquelas imediatamente próximas. Nesse caso, o valor de K_{es} recomendado pelo PCI (1975) é de 0,25.

Quando a protensão balanceia, aproximadamente, o peso próprio estrutural e o nível de protensão é baixo, pode-se admitir que f_{cpa} assume o valor da relação P/A , sendo P a força de protensão efetiva e A a área da seção transversal bruta de concreto.

AALAMI (2014), no seu item 10-4, explica que:

“Uma vez que a cordoalha engraxada e plastificada pode deslizar dentro de seu revestimento, ela não experimenta as mesmas mudanças de deformação que o concreto no seu entorno. Por esta razão, a tensão média de compressão no concreto é usada para calcular as perdas de protensão devidas ao encurtamento elástico e à fluência. Disso decorre que as perdas na protensão não-aderente relacionam-se com

a deformação média das peças, e não com a deformação na seção de momento máximo. Na protensão aderente, a perda por encurtamento elástico de um elemento estrutural, antes da aderência aço-concreto, é a mesma de uma peça com cordoalhas engraxadas. No entanto, após o preenchimento da bainha com argamassa de cimento, haverá mudança local adicional na tensão da armadura ativa devida à aderência do aço ao concreto adjacente. Como o peso próprio pode ser considerado uma carga permanente, a mudança de tensão devida à resposta elástica do concreto sob o peso próprio torna-se parte do encurtamento elástico.”

3.2.6.2) Perdas diferidas de protensão

As perdas diferidas são devidas à fluência e à retração do concreto e à relaxação da armadura de protensão e, obviamente, variam ao longo do tempo.

A ACI-423.3R:96, em seu item 3.5, propõe, como alternativa ao cálculo rigoroso das perdas diferidas (PCI, 1975), que os valores aproximados da Tabela 41 sejam adotados. Esses valores são representativos, desde que as seguintes condições sejam atendidas: concreto com peso específico normal; valores médios de resistência à compressão do concreto; nível de protensão típico; situações de exposição normais. Não sendo garantidas essas exigências, as perdas de protensão podem variar significativamente.

Os valores da Tabela 41 não incluem as perdas imediatas (por atrito, por acomodação das ancoragens e por encurtamento elástico do concreto).

Tabela 41 - Valores aproximados das perdas diferidas de protensão

(Adaptado da Tabela 3.1 da ACI-423.3R:96).

Material	Perda de Protensão (MPa)	
	Lajes	Vigas
Cordoalhas ($f_{pu} = 1860$ MPa) e fios de relaxação normal ($f_{pu} = 1650$ MPa)	210	245
Barras	140	175
Cordoalhas de baixa relaxação ($f_{pu} = 1860$ MPa)	105	140

Em edificações convencionais, estima-se que, entre 2 e 2,5 anos, 90% das perdas diferidas já tenham ocorrido (AALAMI, 2014).

3.2.7) Esbeltez e dimensões mínimas

De acordo com os comentários do item 8.3.2.1 da ACI-318:14, para lajes maciças protendidas, com dois ou mais vãos contínuos nas duas direções, a relação entre vão e espessura não deve exceder 42 (para pisos) e 48 (para telhados). A norma americana sugere adotar, para o vão, a maior distância entre as faces dos pilares, no caso de lajes planas, ou a maior distância entre vigas, no caso de lajes apoiadas sobre vigas.

Para atendimento aos requisitos mínimos de transmissão de calor, isto é, ao aumento de temperatura de 140° C da superfície não exposta do concreto, a ACI-423.3R:96 recomenda as espessuras mínimas apresentadas na Tabela 42. Essas exigências são as mesmas tanto para lajes lisas armadas como protendidas.

Tabela 42 - Espessuras mínimas da laje de concreto para atendimento aos requisitos de resistência ao fogo

(Adaptado da Tabela 2.1 da ACI-423.3R:96).

Tipo de agregado	Espessura mínima (mm)				
	1 h	1,5 h	2 h	3 h	4 h
Carbonato	80	105	115	145	165
Silicato	90	105	125	155	175
Leve	65	80	95	115	130

A Tabela 43 resume os cobrimentos mínimos das armaduras protendidas em lajes, segundo a ACI-423.3R:96, para atendimento aos requisitos mínimos de transmissão de calor.

Tabela 43 - Cobrimentos mínimos das armaduras protendidas em lajes pós-tensionadas para atendimento aos requisitos de resistência ao fogo

(adaptado da Tabela 2.2 da ACI-423.3R:96).

Tipo de agregado	Cobrimento mínimo (mm)				
	1 h	1,5 h	2 h	3 h	4 h
Carbonato	20	20	20	25	35
Silicato	20	20	20	25	35
Leve	20	20	20	20	25

* Valores válidos para lajes confinadas (sem liberdade de movimento).

3.2.8) Deslocamentos limites

De acordo com o item 24.2 da ACI-318:14 (item 9.5.3 da ACI-318:11), as peças sujeitas à flexão devem apresentar rigidez adequada para limitar as flechas que, desfavoravelmente, afetam a resistência ou a utilização da estrutura.

A Tabela 44 apresenta os deslocamentos limites prescritos pela ACI-318:14.

Tabela 44 - Deslocamentos limites
(adaptado da Tabela 24.2.2 da ACI-318:14).

Elemento estrutural	Condição		Deslocamento a ser considerado	Deslocamento limite
Telhado plano	Não dá apoio ou é preso a elementos não-estruturais que possam ser danificados por grandes flechas		Flecha imediata devida à máxima L_r , S e R	$l/180$
Piso			Flecha imediata devida à L	$l/360$
Telhado ou piso	Dá apoio ou é preso a elementos não-estruturais	Provavelmente será danificado por grandes flechas	Parcela da flecha total que ocorre após a fixação dos elementos não-estruturais, que é a soma das flechas diferidas devidas às cargas prolongadas e a flecha imediata devida a qualquer carga adicional	$l/480$
		Provavelmente não será danificado por grandes flechas		$l/240$

Conforme descrito no item 24.2.3.8 da ACI-318:14, as flechas imediatas das lajes protendidas da Classe U devem ser calculadas com o momento de inércia da seção bruta e com o módulo de elasticidade secante do concreto. Por outro lado, nas lajes protendidas das Classes T e C, o cálculo da flecha deve se basear na inércia fissurada da seção (item 24.2.3.9 da ACI-318:14).

A determinação das flechas diferidas em estruturas protendidas apresenta certo grau de dificuldade, pois os efeitos da fluência e da retração do concreto e da relaxação da armadura ativa, que são interdependentes, devem ser considerados. A pré-compressão imposta pela protensão acentua os efeitos da retração e da fluência, resultando em significativo encurtamento do elemento estrutural e, conseqüentemente, na redução da tensão de tração das armaduras protendidas e no aumento das flechas em tempo infinito.

Conforme os comentários do item 24.2.4.1 da ACI-318:14, os dados experimentais das flechas diferidas em lajes bidirecionais ainda são insuficientes para justificar procedimentos de cálculo sofisticados. Recomenda-se, portanto, que a flecha diferida devida à fluência e à retração do concreto seja obtida pelo produto da flecha imediata – decorrente da carga acidental prolongada (*sustained load*) – e do fator λ_{Δ} , tal que:

$$\lambda_{\Delta} = \frac{\xi}{(1 + 50 \rho')} \quad (20)$$

onde:

λ_{Δ} é o coeficiente multiplicador da flecha imediata;

ξ é o fator dependente do tempo para cargas prolongadas, dado na Tabela 45;

ρ' é a taxa de armadura passiva no meio do vão, para estruturas biapoiadas e contínuas, e no apoio, para estruturas em balanço.

Tabela 45 - Fator dependente do tempo ξ para cargas prolongadas
(adaptado da Tabela 24.2.4.1.3 da ACI-318:14).

Duração da carga prolongada (meses)	Fator dependente do tempo ξ
3	1,0
6	1,2
12	1,4
60 ou mais	2,0

3.2.9) Cobrimento mínimo da armadura

Os requisitos de durabilidade, tratados no item 20.6.1 da ACI-318:14, variam em função da categoria de agente agressor e do tipo de elemento estrutural em exposição.

A Tabela 46 apresenta os cobrimentos mínimos prescritos no item 20.6.1.3 da ACI-318:14 (item 7.7.2 da ACI-318:11) para estruturas protendidas moldadas no local.

Tabela 46 - Cobrimento mínimo da armadura para estruturas protendidas moldadas no local

(adaptado da Tabela 20.6.1.3.2 da ACI-318:14).

Casos		Cobrimento mínimo (mm)	
Em contato permanente com o solo		75	
Exposição a intempéries ou em contato com o solo	Lajes e paredes	25	
	Outros elementos	40	
Sem exposição a intempéries ou contato com o solo	Lajes e paredes		
	Vigas e pilares	Armadura principal	40
		Estribos	25

3.2.10) Armadura passiva mínima

De acordo com o item 8.6.2 da ACI-318:14 (item 18.12.4 da ACI-318:11), a força de protensão efetiva $A_{ps} f_{se}$ em lajes protendidas deve garantir uma tensão de compressão média mínima de 0,9 MPa na seção transversal de concreto.

A ACI-318, em seu item 8.6.2.3 (item 18.9 da ACI-318:11), exige o emprego de armadura passiva aderente para garantir que as lajes bidirecionais com protensão não-aderente apresentem, na ruptura, comportamento de peça sob flexão (e não como arco abatido), como também para limitar a abertura das fissuras, em serviço, e melhor distribuir seus espaçamentos, quando as tensões de tração excedem o módulo de ruptura.

A Tabela 47 apresenta a armadura passiva mínima exigida pela norma americana em lajes bidirecionais com protensão aderente e não-aderente. Essa armadura deve ser disposta na zona tracionada, na direção do vão em consideração.

Tabela 47 - Armadura passiva mínima $A_{s,min}$ em lajes bidirecionais com protensão aderente e não-aderente

(adaptado da Tabela 8.6.2.3 da ACI-318:14).

Região	Tensão de tração f_t após todas as perdas (MPa)	$A_{s,min}$ (mm ²)	
Momento positivo	$f_t \leq 0,17 \sqrt{f'_c}$	Não requerido	(a)
	$0,17 \sqrt{f'_c} < f_t \leq 0,50 \sqrt{f'_c}$	$\frac{N_c}{0,5 f_y}$	(b) ^{[1], [2], [4]}
Momento negativo (pilares)	$f_t \leq 0,50 \sqrt{f'_c}$	$0,00075 A_{cf}$	(c) ^{[3], [4]}

[1] O valor de f_y não deve exceder 420 MPa;

[2] N_c é a força de tração resultante que atua na região tracionada da seção transversal de concreto decorrente da combinação de ações em serviço (já incluída a protensão);

[3] A_{cf} é a maior área da seção transversal bruta entre as duas faixas tributárias (nas direções ortogonais) que se interceptam sobre os pilares em uma laje bidirecional;

[4] Para lajes com protensão aderente, permite-se reduzir a armadura mínima $A_{s,min}$, conforme prescrito no item 8.6.2.3 da ACI-318:14.

4) ESTUDO DE CASO

Para fins de avaliação dos métodos de cálculo aplicados às lajes protendidas, apresenta-se, nesse capítulo, o estudo de um caso real de estrutura de edificação.

O pavimento em estudo constitui-se da laje de térreo do edifício residencial Orla Charitas, localizado na cidade de Niterói, RJ, e executado pela Construtora Joama Ltda. A edificação caracteriza-se por apresentar geometria bastante complexa, grande escondidade e vãos não uniformes.

O projeto estrutural das lajes protendidas foi desenvolvido pelo escritório de projetos MD Engenheiros Associados S/S. Na análise estrutural, empregou-se o método do pórtico equivalente, com o uso do programa comercial ADAPT-PT.

A complexidade geométrica do pavimento, tal como ocorre no edifício Orla Charitas, requer avaliação mais sofisticada do comportamento da estrutura. Nesse sentido, o MPE não permite que se tenha uma visão ampla do problema, visto que as faixas tributárias (pórticos) são analisadas individualmente.

Com o propósito de se obter melhor avaliação do comportamento estrutural do pavimento protendido e de se assegurar dos resultados obtidos pelo MPE, apresenta-se, a seguir, a análise comparativa do pavimento em estudo com os seguintes métodos de análise: Método da Analogia de Grelha, empregando o programa comercial CAD/TQS, e MEF, com o uso dos programas comerciais SAP 2000 e FLOOR-PRO.

São avaliadas tensões normais, deflexões e armadura passiva, prescindindo-se da análise das tensões de cisalhamento.

4.1) Características do Projeto

O pavimento em estudo consiste numa laje maciça protendida, apoiada sobre pilares em concreto armado, com espessura de 22 cm e rebaxos das varandas de 5 cm. Os vãos máximos da laje e das varandas chegam a 7,90 m e 3,85 m, respectivamente.

O acesso ao pavimento térreo (+2,00) é feito pela escada principal, tal como ilustrado na planta de arquitetura da Figura 37. A entrada dos veículos no pavimento semi-enterrado é

feita pela rampa frontal localizada ao lado da escada de acesso. Internamente, há outra rampa de ligação entre os pavimentos semi-enterrado e térreo. Dois elevadores e caixa de escada localizam-se na região central da edificação.

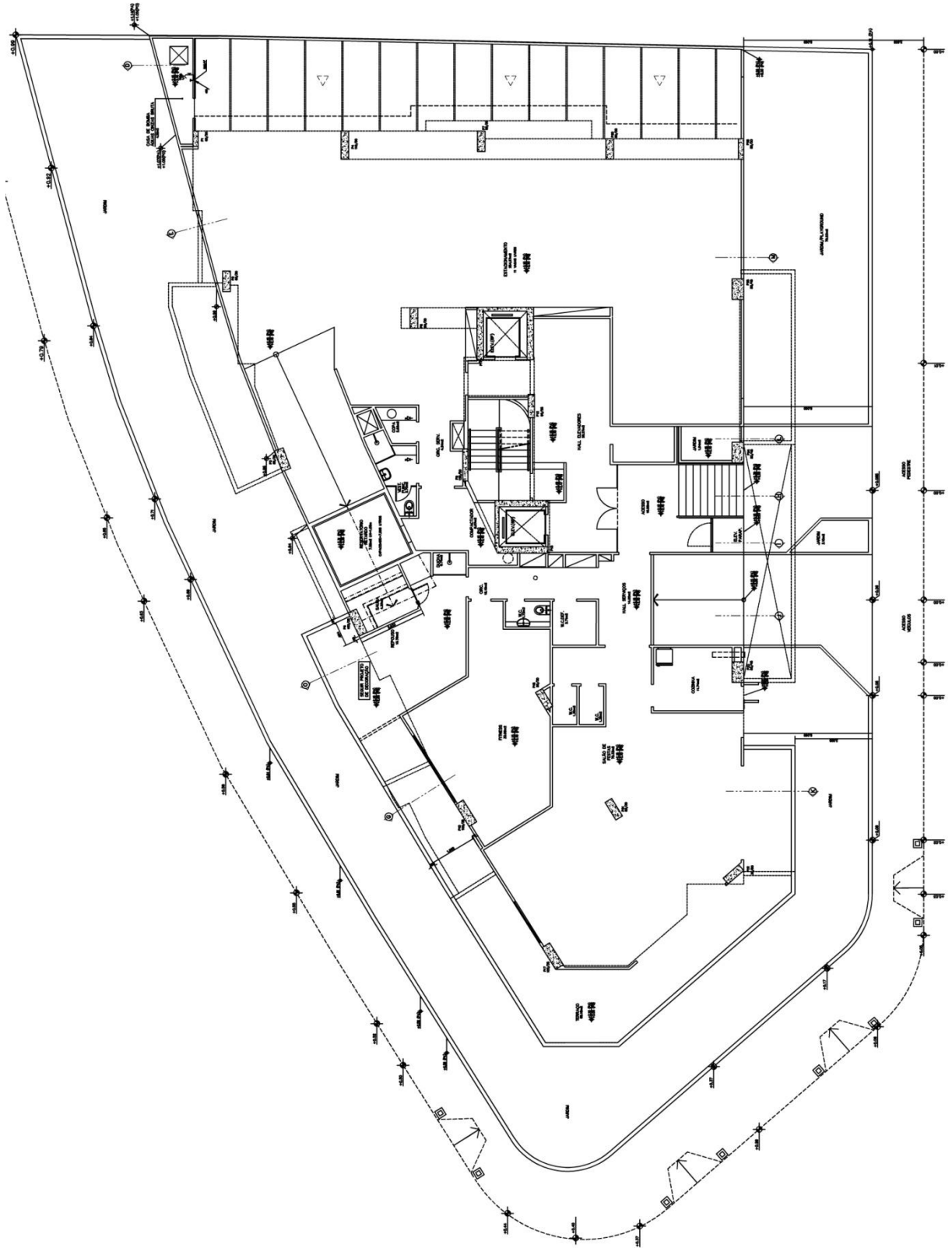


Figura 37 - Planta de arquitetura do pavimento

A Figura 39 apresenta o corte esquemático da edificação.

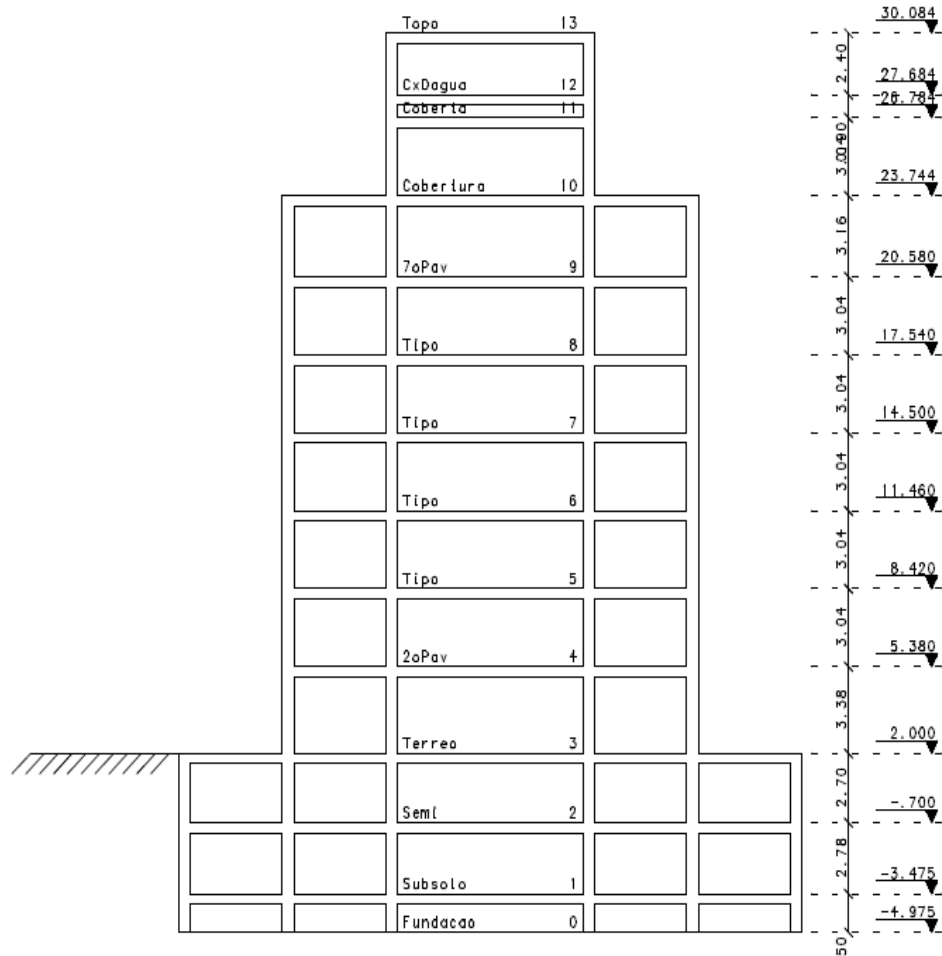


Figura 39 - Corte esquemático da edificação

4.1.1) Parâmetros dos Materiais

Os materiais empregados e seus parâmetros são apresentados a seguir.

- Características do concreto:

- Resistência à compressão característica: $f_{ck} = 35$ MPa (lajes, vigas e pilares);
- Resistência à compressão no ato da protensão: $f'_{ci} = 21$ MPa;
- Peso específico: 25 kN/m³;
- Módulo de elasticidade longitudinal (secante): 27.806 MPa;
- Coeficiente de fluência: 2;

A Tabela 48 resume os valores limites para as tensões no concreto, segundo a ACI-318.

Tabela 48 - Tensões admissíveis do concreto

Tensões admissíveis	Inicial	Final
Tração (sup e inf)	1,5 MPa	2,96 MPa
Compressão	21,0 MPa	15,75 MPa

Tal como descrito pela ACI-318, o dimensionamento é feito empregando-se a classe U (*uncracked*), sem fissuração.

- Características do aço de protensão:

- Cordoalhas engraxadas de 7 fios: $\phi 12,7\text{mm}$; aço CP 190-RB;
- Sistema não-aderente de pós-tração;
- Área da seção transversal: 100 mm^2 ;
- Módulo de elasticidade longitudinal: $E_p = 200\text{ GPa}$;
- Tensão de ruptura: $f_{ptk} = 1.900\text{ MPa}$;
- Tensão de escoamento: $f_{pyk} = 0,9 \cdot f_{pu} = 1.710\text{ MPa}$;
- Tensão efetiva na cordoalha após todas as perdas: $f_{se} = 1.270\text{ MPa}$;
- Cobrimento mínimo (medido pelo centro geométrico): 40 mm .

- Características do aço da armadura passiva:

- Aço CA-50;
- Tensão de escoamento característica: $f_{yk} = 500\text{ MPa}$;
- Módulo de elasticidade longitudinal: $E_s = 210\text{ GPa}$.

4.1.2) Carregamentos e Combinações Consideradas

Foram considerados sobre a estrutura carregamentos permanentes e acidentais.

As ações permanentes são duas. A primeira delas é o peso próprio da estrutura, que atua como carga gravitacional calculada a partir do peso específico de 25 kN/m³ do concreto armado. A segunda refere-se ao peso dos revestimentos e alvenaria, e para representar tal carregamento foi utilizado 3,0 kN/m².

A carga acidental considerada, tendo em vista o uso parcial do pavimento como garagem, é de 3 kN/m² sobre toda a laje, conforme prescrições da ABNT NBR 6120/1980.

Tal como apresentado no item 3.2.4.4, as combinações exigidas pela ACI 318 para avaliação dos esforços solicitantes são quatro: três para o estado limite de serviço e uma para o estado limite último. São elas:

Para o Estado Limite de Serviço (ELS):

- Cargas quase permanente (*Sustained Load*):

$$(1,0)SW + (1,0)SDL + (0,4)LL + (0,4)X + (1,0)Prot \quad (21)$$

- Carregamento frequente (*Total Load*):

$$(1,0)SW + (1,0)SDL + (1,0)LL + (1,0)X + (1,0)Prot \quad (22)$$

- No ato da protensão (*Initial Load*):

$$(1,0)SW + (1,15)Prot \quad (23)$$

- No Estado Limite Último (ELU):

$$(1,4)SW + (1,4)SDL + (1,7)LL + (1,7)X + (1,0)Hyper \quad (24)$$

onde:

SW é a carga permanente (*selfweight*) devida ao peso próprio da estrutura;

SDL é a sobrecarga permanente (*superimposed dead load*);

LL é a carga acidental (*live load*);

X é a carga devida a outras ações, tais como recalques de apoio, deformações impostas e variação de temperatura;

Prot é a carga de protensão (*post-tensioning*), somadas as cargas devidas ao isostático e hiperestático de protensão;

Hyper é a parcela de carga referente aos hiperestáticos de protensão.

A Eq. (24) conta com os fatores ponderadores correspondentes àqueles empregados na ACI-318:1999, a qual serviu de prescrição normativa para o projeto estrutural aqui apresentado.

4.2) Análise pelo método do pórtico equivalente

A análise estrutural e o dimensionamento dos pórticos foram feitos com o uso do programa comercial ADAPT-PT.

Os pórticos equivalentes definidos na direção horizontal são ilustrados na Figura 40, enquanto os pórticos na direção vertical são apresentados na Figura 41. Todo o cálculo dos esforços é feito no eixo dos pórticos.

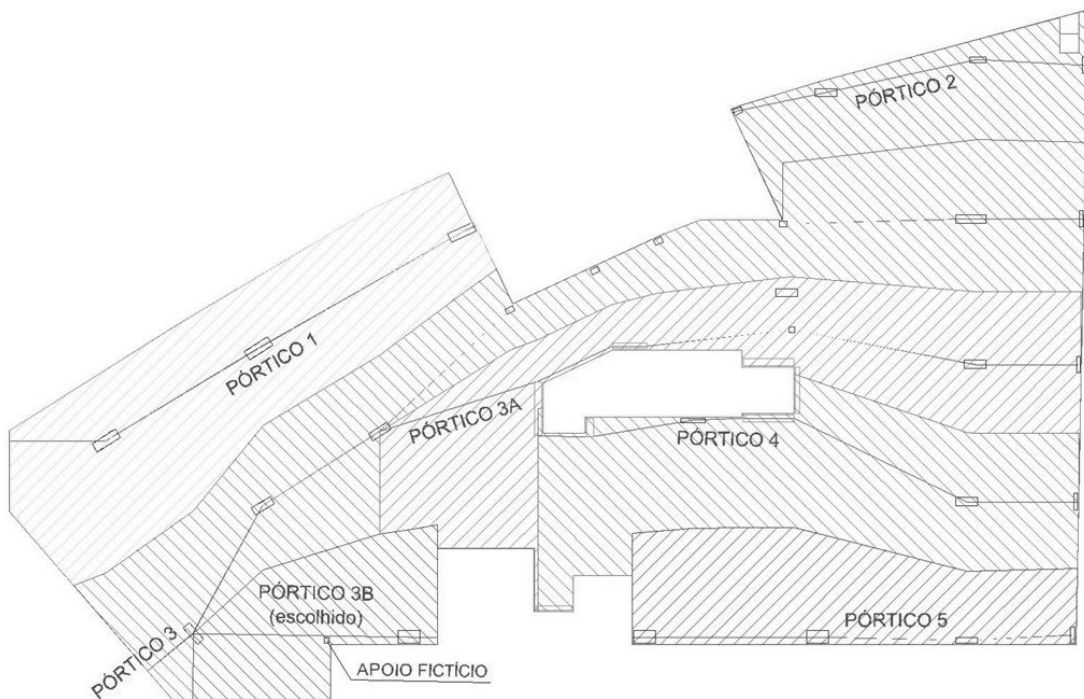


Figura 40 - Pórticos (faixas tributárias) na direção horizontal

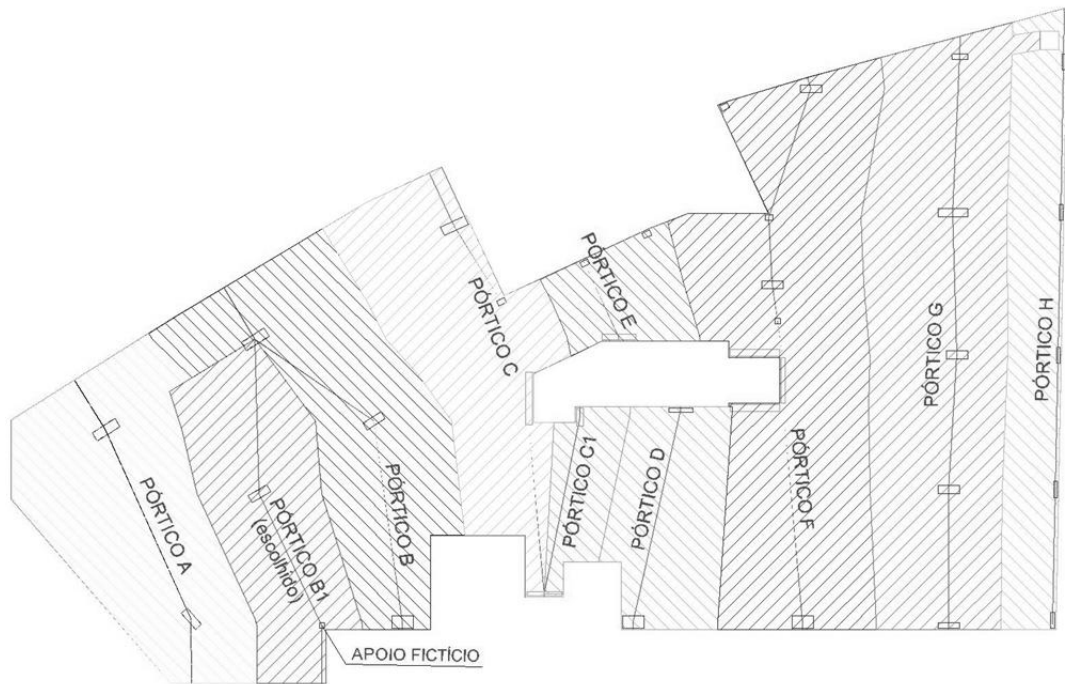


Figura 41 - Pórticos (faixas tributárias) na direção vertical

Nota-se que, para a formação do pórtico B1, foi criado um apoio fictício constituído por um pilar de 20 x 20 cm, que simula o suporte do pórtico 3B horizontal ao pórtico B1 vertical. Esse artifício busca representar, de forma aproximada, o comportamento estrutural da laje promovido pelas elevações dos cabos de protensão.

Em situações semelhantes, onde se tem pórticos que se apoiam sobre pórticos, habitualmente concentram-se os cabos de protensão que dão apoio aos cabos distribuídos. Isto se deve ao fato de a faixa de apoio precisar apresentar rigidez suficiente para limitar os deslocamentos do pórtico que se apoia sobre ela.

A escolha da distribuição dos cabos de protensão, em contraponto ao que se faz na prática, exclusivamente nesse pavimento, foi invertida em função dos recortes na laje do térreo decorrentes da presença da escada de acesso e da rampa frontal, que impediam a continuidade de cabos concentrados horizontais. A Figura 42 mostra a ampliação da forma do pavimento térreo nessa região.

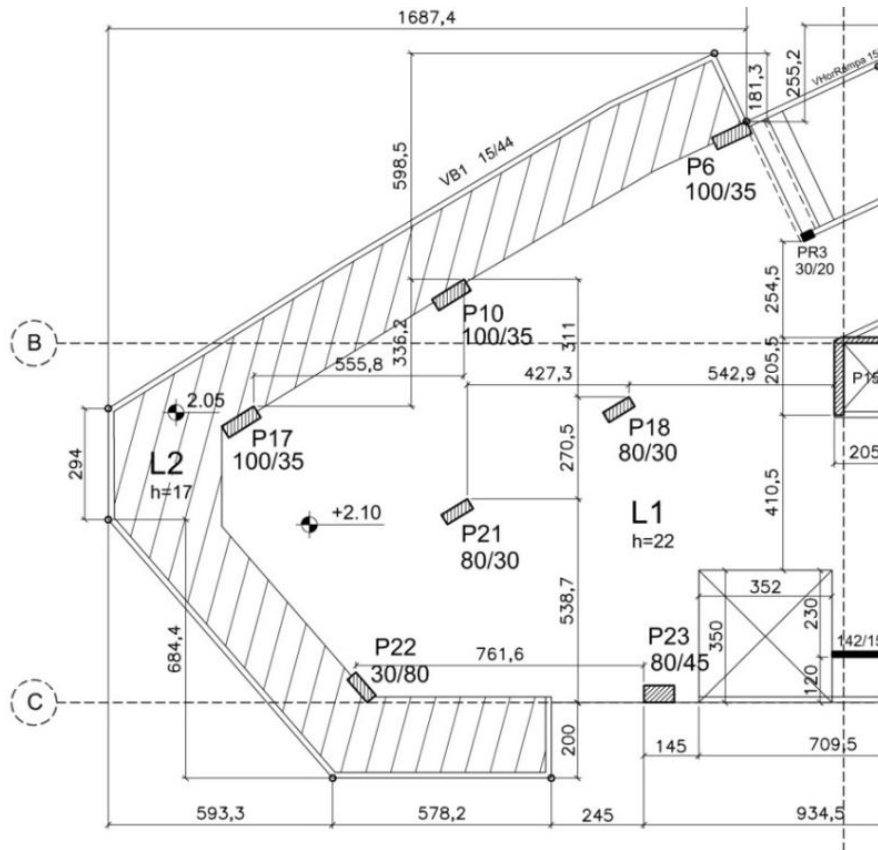


Figura 42 - Ampliação parcial da planta de formas do pavimento

Para fins de avaliação da segurança do pavimento com o *layout* de cabos empregado, propôs-se, nesse trabalho, analisar os pórticos críticos B1 e 3B calculados pelo MPE e comparar com os resultados obtidos por outros métodos de análise: o método da grelha e o MEF.

Os desenhos executivos empregados na construção da laje protendida do pavimento térreo do edifício Orla Charitas são mostrados da Figura 43 até Figura 51. São eles: traçado dos cabos horizontais e verticais; elevação dos cabos horizontais e verticais; armaduras positivas horizontais e verticais; armaduras negativas horizontais e verticais; armaduras de fretagens e armaduras de punção.

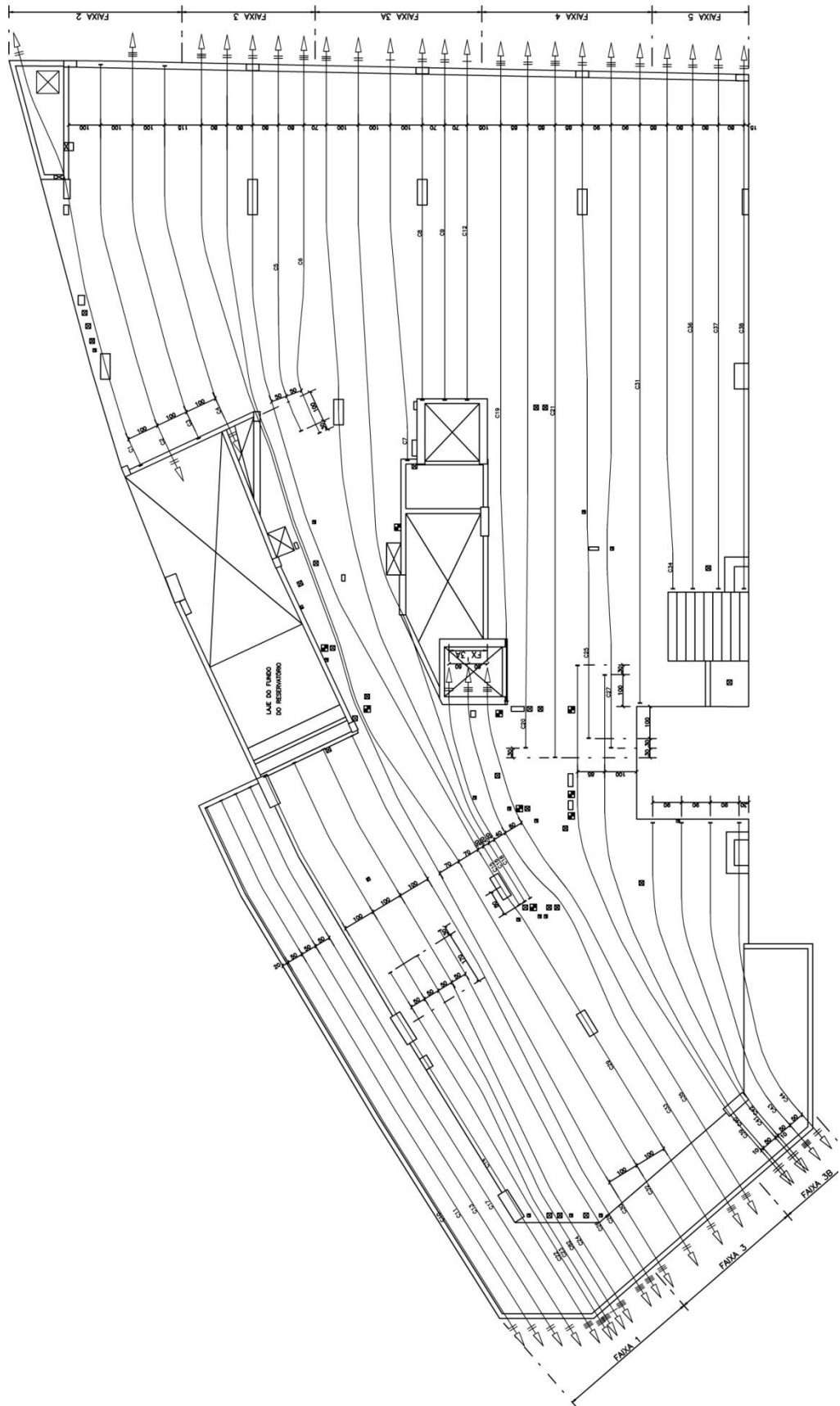


Figura 43 - Traçado dos cabos na direção horizontal

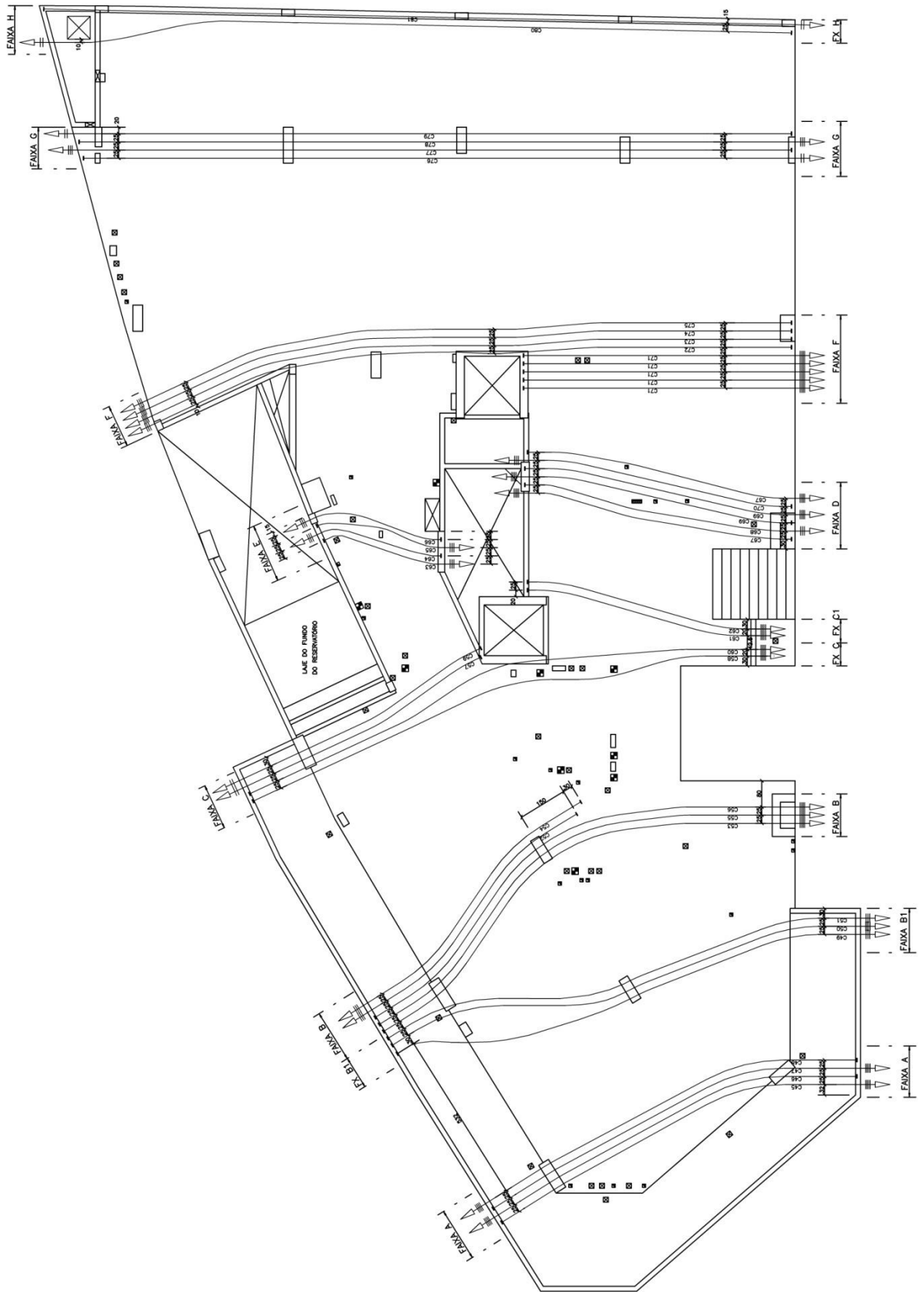


Figura 44 - Traçado dos cabos na direção vertical

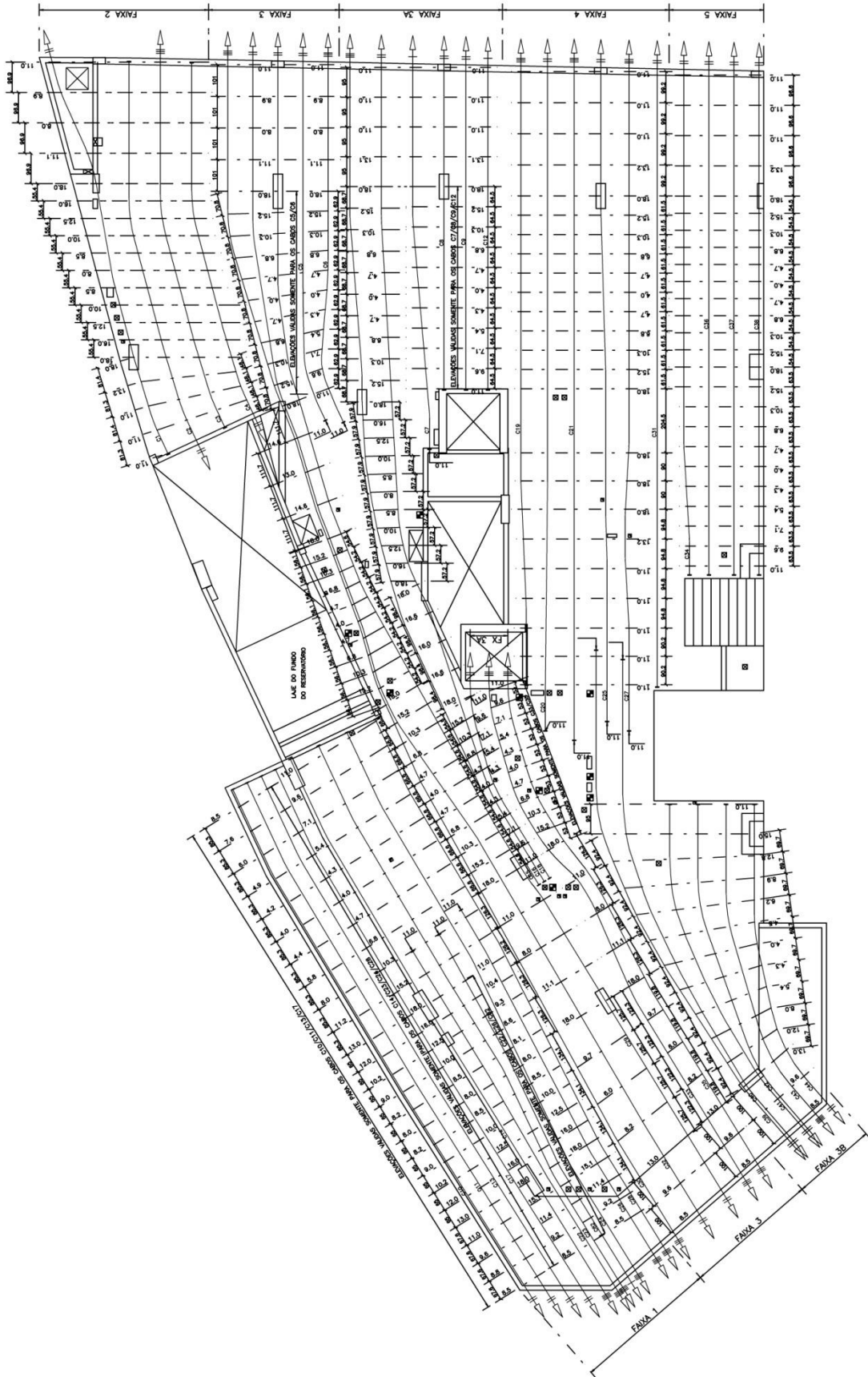


Figura 45 - Elevação dos cabos na direção horizontal

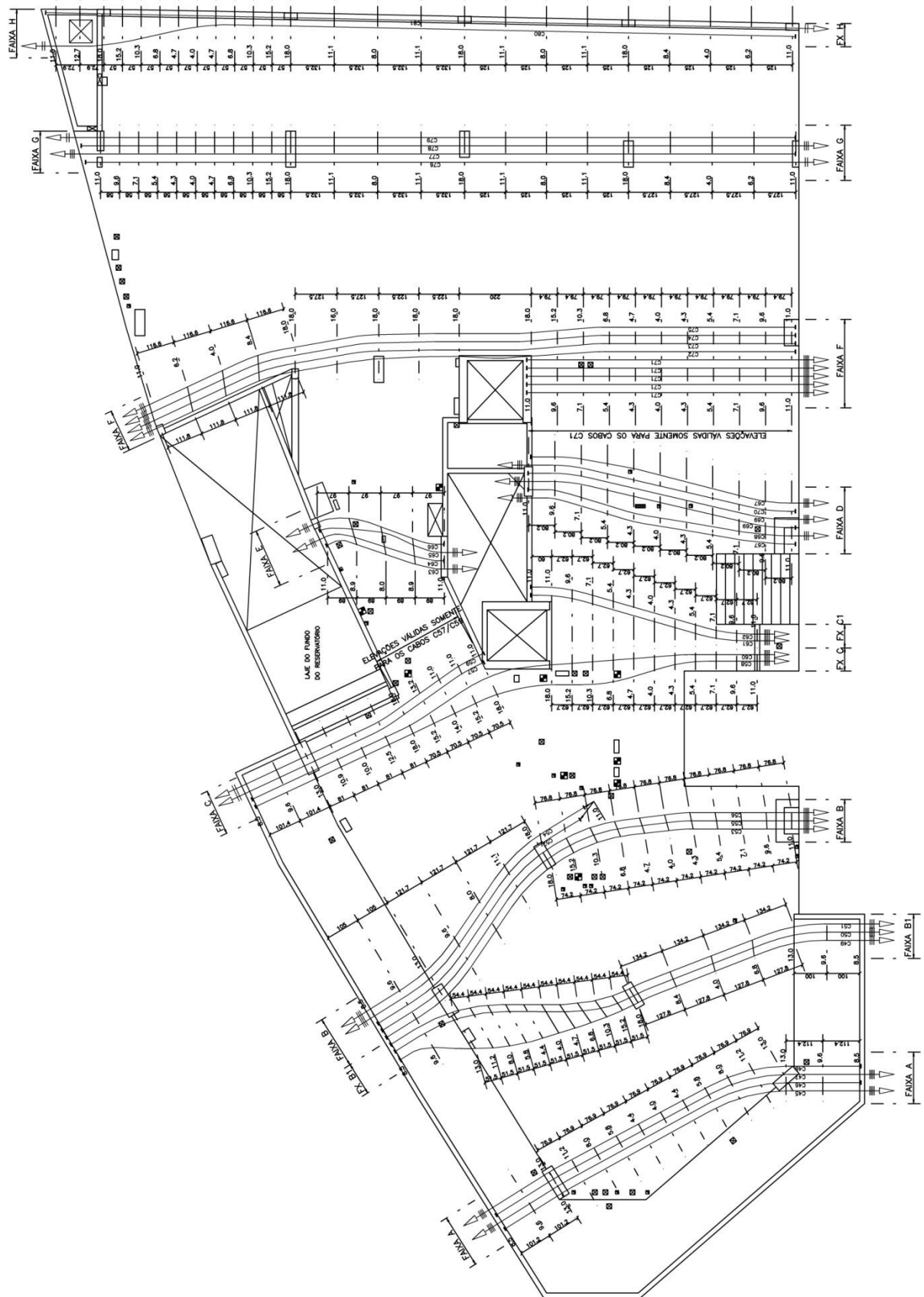


Figura 46 - Elevação dos cabos na direção vertical

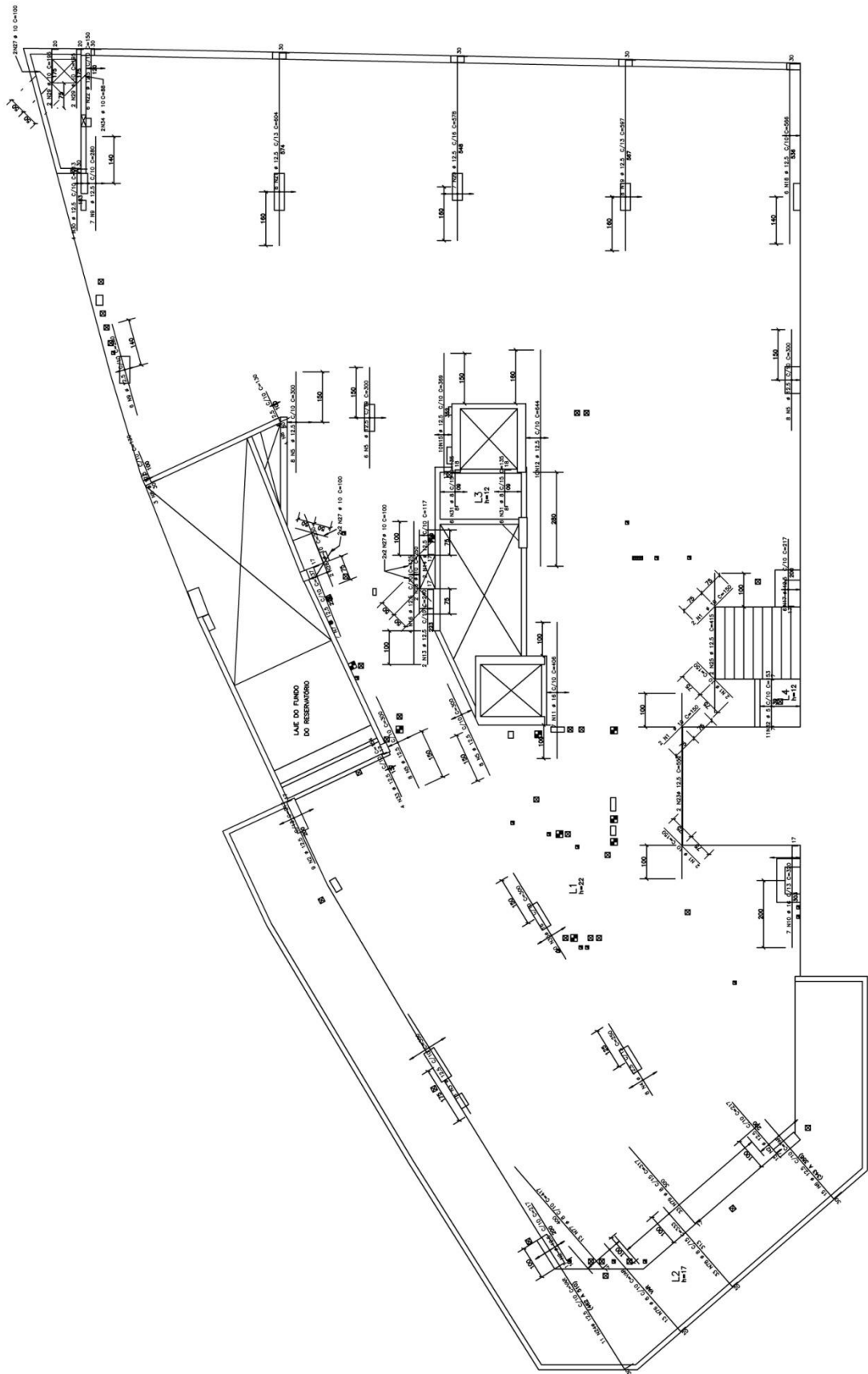


Figura 49 - Armadura passiva negativa na direção horizontal

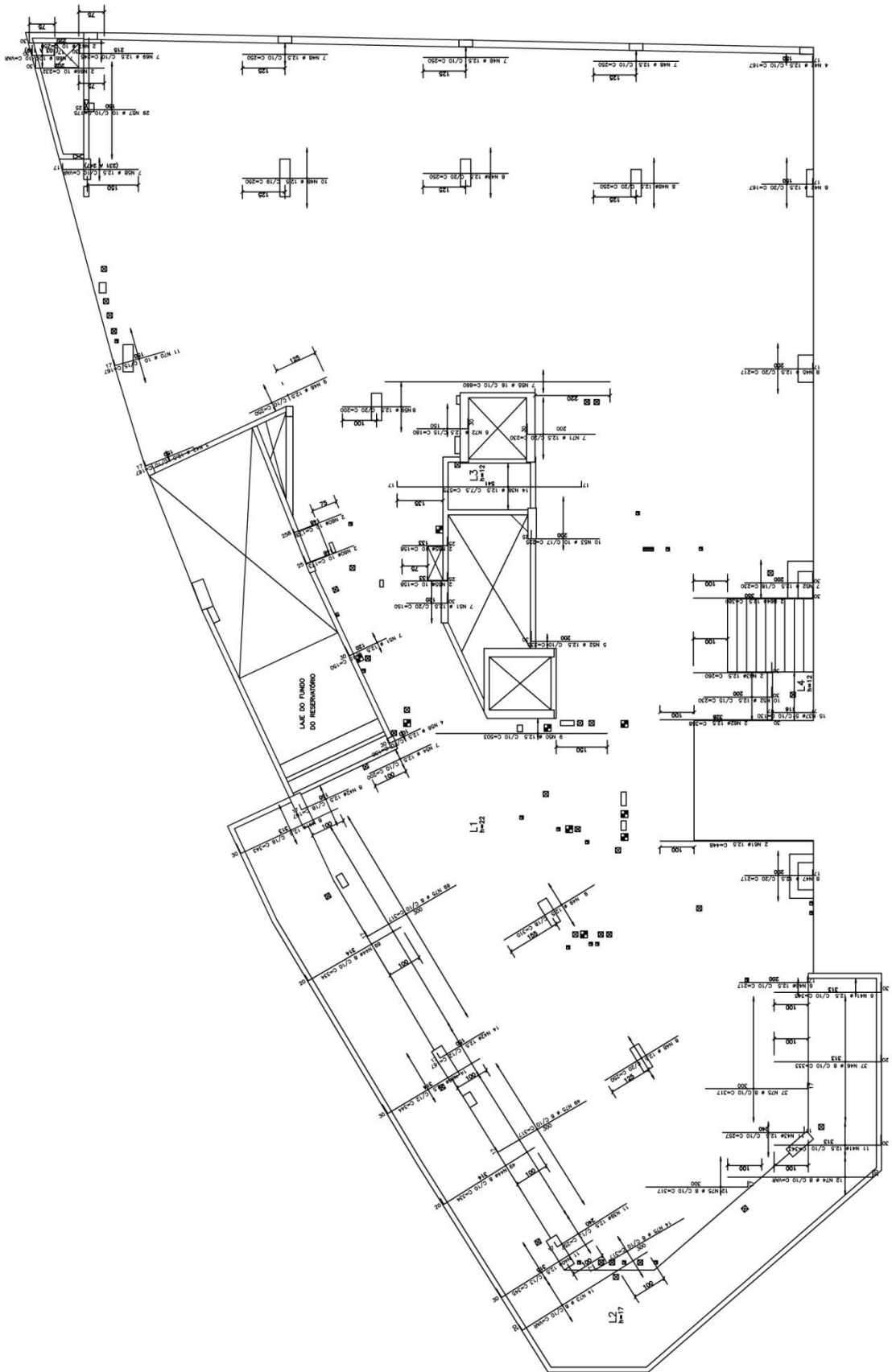


Figura 50 - Armadura passiva negativa na direção vertical

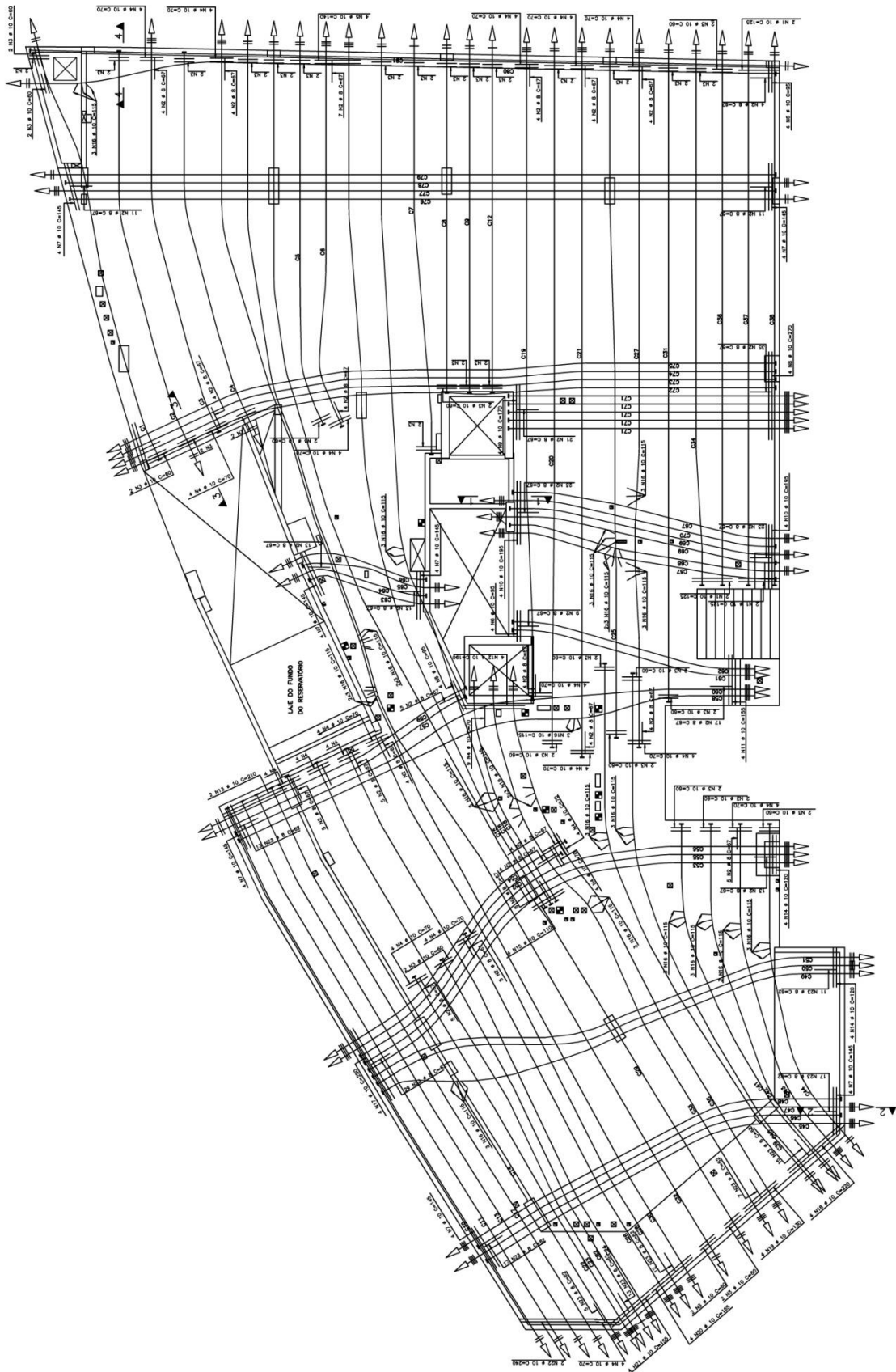


Figura 51 - Armaduras de fretagem

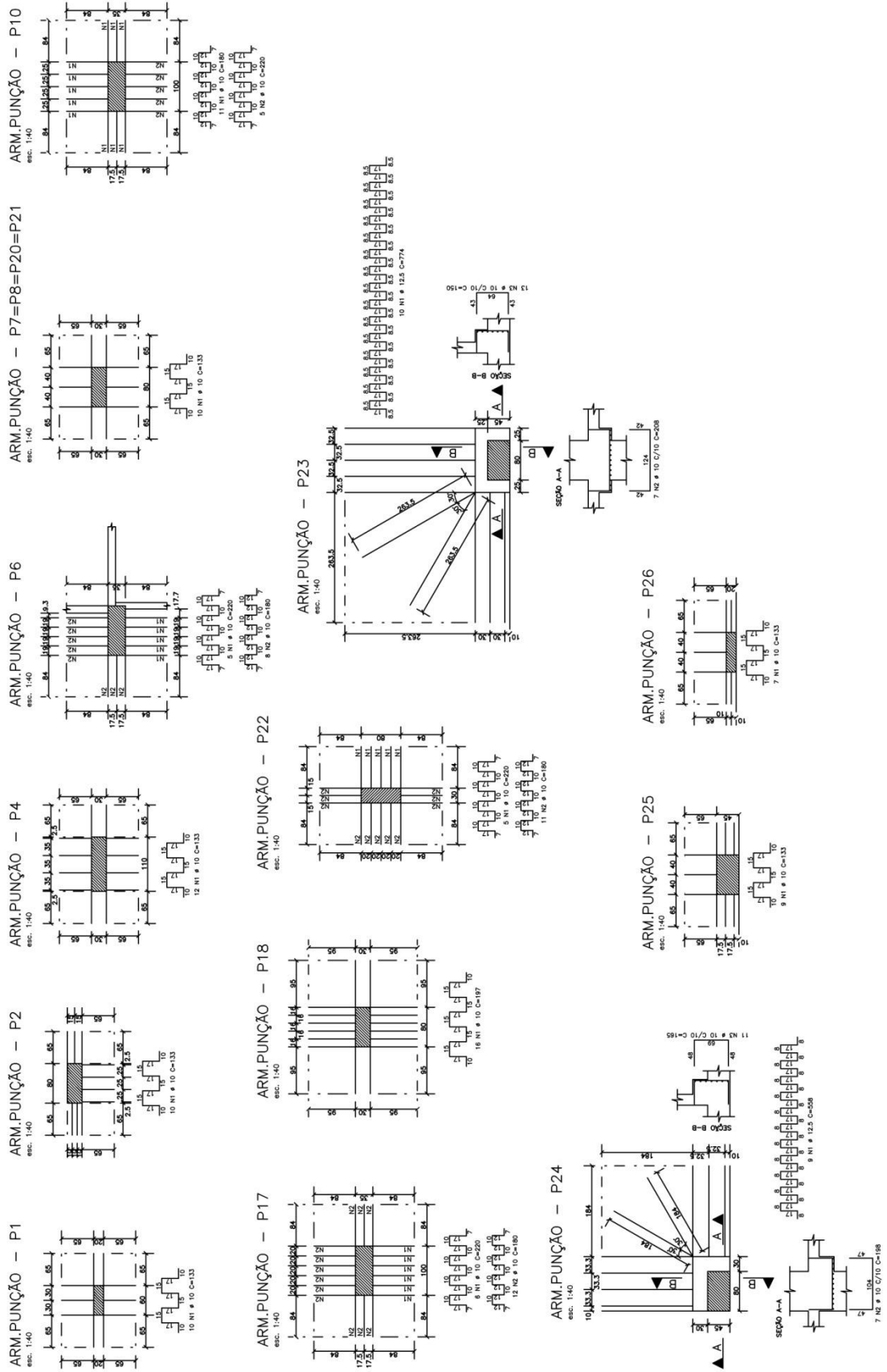


Figura 52 - Armaduras de punção

Conforme mostram a Figura 43 e a Figura 44, o detalhamento da armadura de protensão indica a inversão da habitual distribuição de cabos, em que os cabos distribuídos da faixa tributária 3B (horizontal) dão apoio à faixa tributária B1 concentrada (vertical).

4.2.1) MPE: Pórtico B1

O pórtico B1 tem dois vãos com aproximadamente 5,5 m cada, e um balanço esquerdo com 2,15 m, apoiado pelo pilar fictício que substitui o pórtico 3B. A Figura 53 apresenta o pórtico em planta, já com sua largura efetiva aproximada para cada trecho.

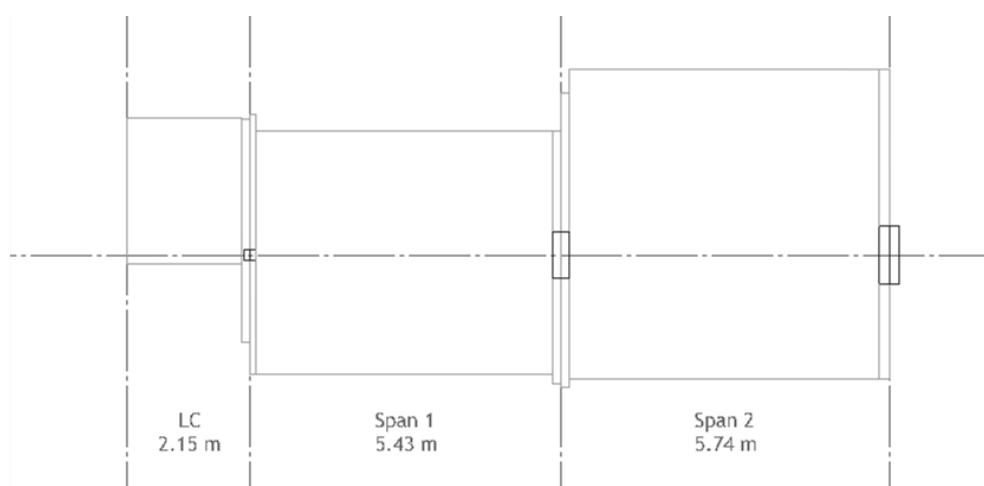


Figura 53 - Pórtico B1 em planta

A Figura 54 mostra uma perspectiva tridimensional do pórtico e a Figura 55 traz a elevação dos cabos de protensão pelo ADAPT-PT.

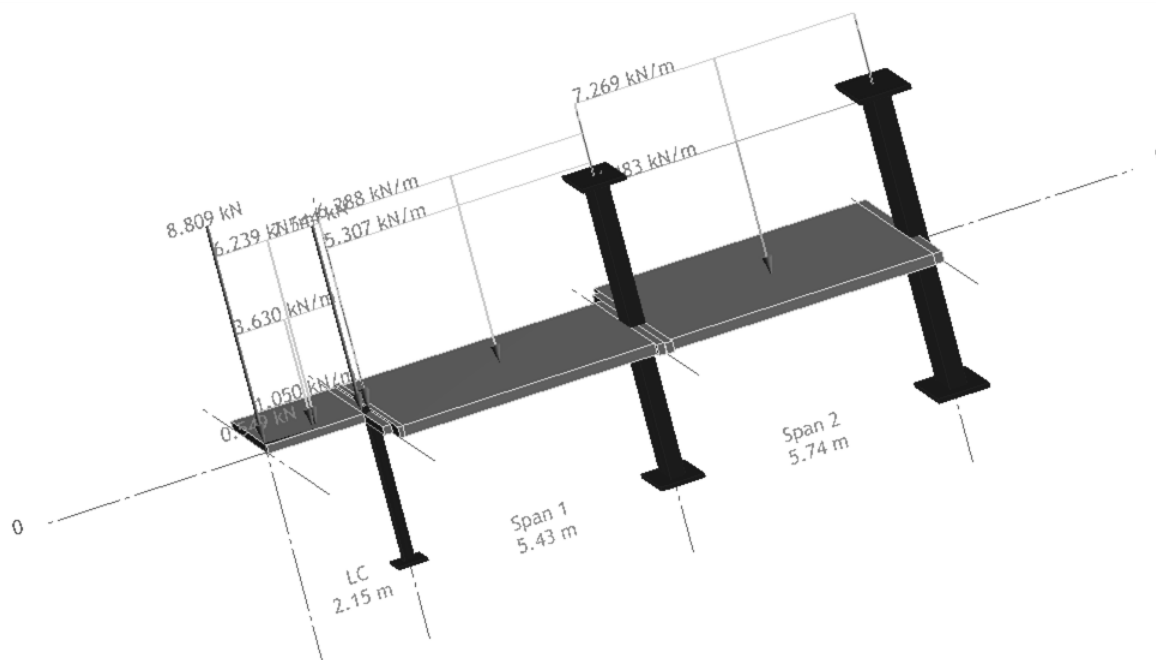


Figura 54 - Pórtico B1 em perspectiva

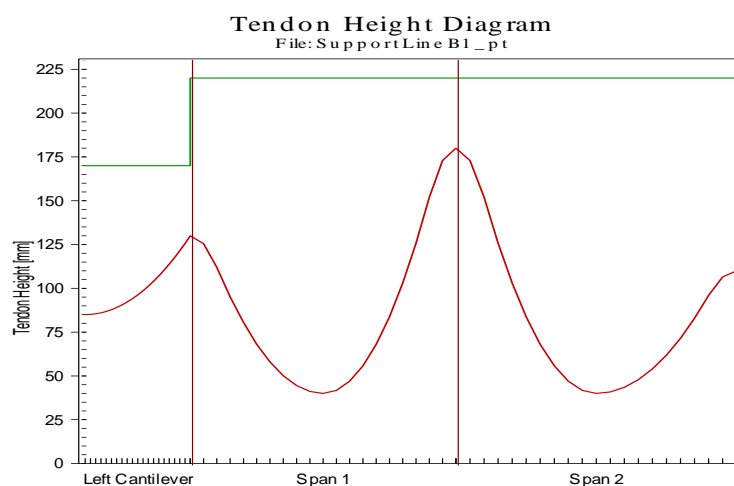


Figura 55 - Elevação dos cabos do pórtico B1 (ADAPT-PT)

4.2.1.1) Análise dos resultados do pórtico B1

A Figura 56 e a Figura 57 ilustram as tensões normais, nas fibras superiores (*top*) e inferiores (*bottom*), em serviço para a combinação frequente de ações, Devido a alternância da carga acidental, são obtidos valores mínimos e máximos da combinação de esforços.

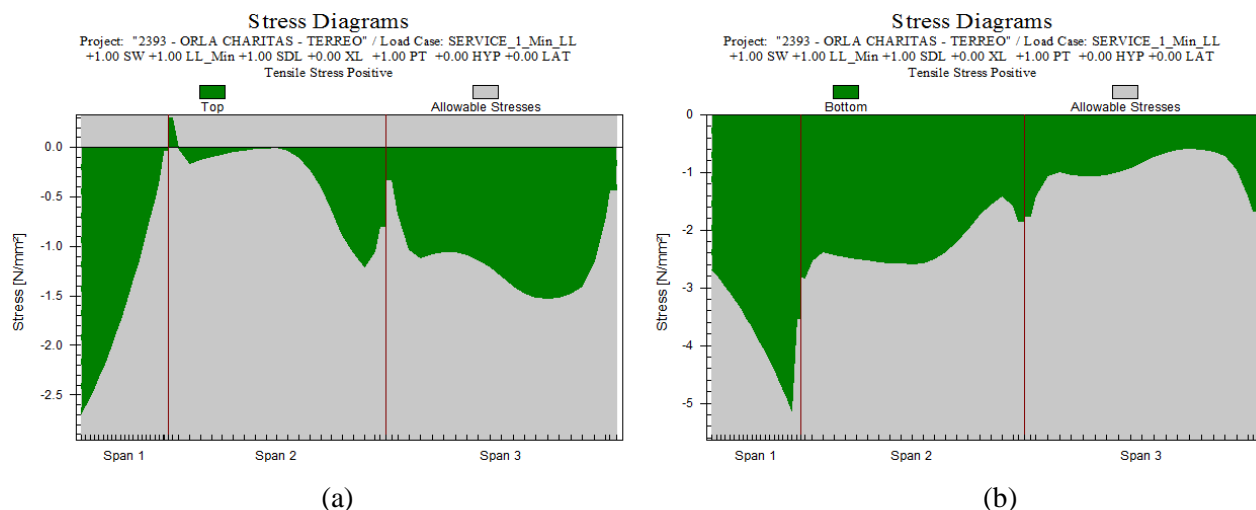


Figura 56 - Pórtico B1: Tensões normais em serviço (frequente) com carga mínima acidental (ADAPT-PT)
(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

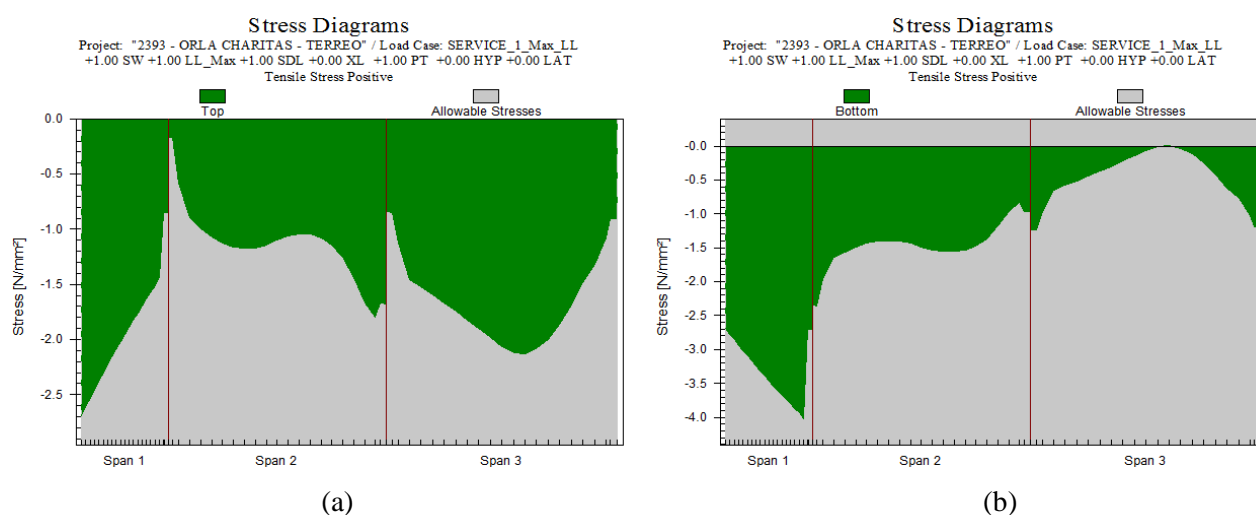


Figura 57 - Pórtico B1: Tensões normais em serviço (frequente) com carga máxima acidental (ADAPT-PT)
(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 58 apresenta as tensões no ato da protensão, nas fibras superior e inferior do pórtico B1.

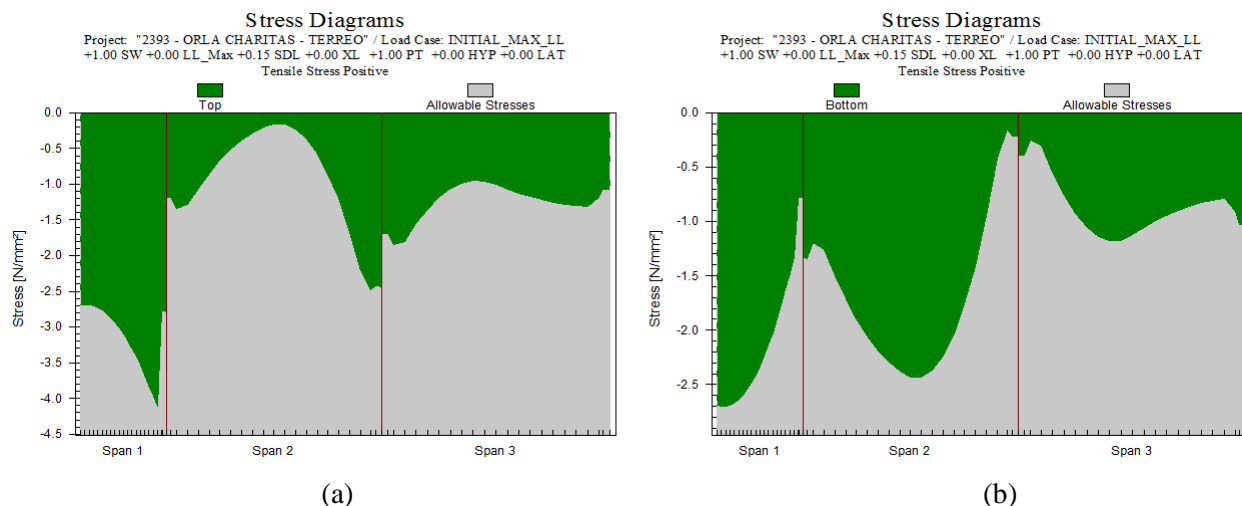


Figura 58 - Pórtico B1: Tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT)
(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 59 mostra a envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas).

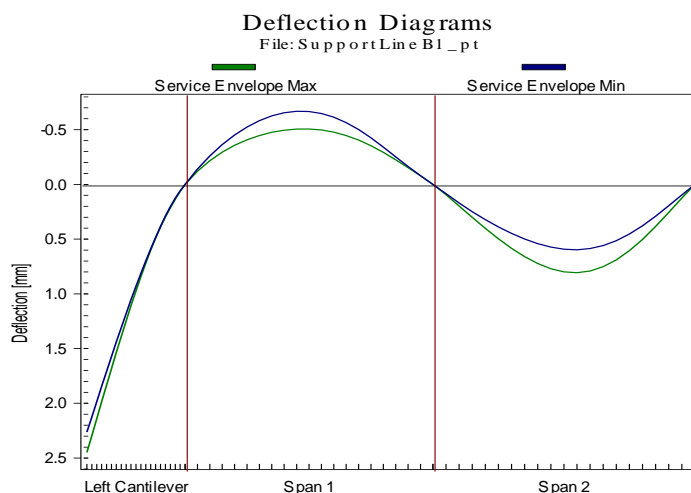


Figura 59 - Pórtico B1: Envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas)

Nota-se, na Figura 56, reduzida tração no bordo superior da laje, na região de apoio do balanço, quando do valor mínimo do carregamento acidental. O modelo do pórtico equivalente, por simular o apoio da faixa B1 sobre a faixa 3B por meio de um pilar fictício, supõe deformação nula nessa região, conforme ilustra a Figura 59. É sabido que, na prática, ocorrem deformações localizadas, pois o pórtico horizontal é um apoio elástico. Pressupõe-se,

com isso, que o deslocamento vertical do apoio indireto (faixa horizontal 3B) acarretaria em maiores flechas na extremidade do balanço do pórtico vertical B1 e, conseqüentemente, em redução dos momentos solicitantes no apoio do balanço.

4.2.2) MPE: Pórtico 3B

Tal como apresentado na Figura 40, o apoio esquerdo do pórtico 3B (pilar P22) é comum também ao pórtico 3. Na modelagem, definiu-se o pórtico 3B, exclusivamente, por um vão e por um balanço direito. Isso se deve ao fato do programa ADAPT-PT não admitir sobreposição de linhas de apoio, tal como ocorreria na região do balanço esquerdo (comum aos pórticos 3 e 3B). Dessa maneira, o balanço esquerdo é considerado apenas no pórtico 3.

Para fins de análise do pórtico 3B, optou-se por considerar o pilar P22 como apoio de segundo gênero. Essa medida é a favor da segurança para obtenção dos momentos fletores positivos no meio do vão, visto se tratar da região de apoio do pórtico vertical B1.

Conforme ilustra a Figura 60, o pórtico 3B tem vão com cerca de 7,90 m e um pequeno balanço à direita com comprimento de 1,05 m. Já a Figura 61 mostra uma vista em perspectiva do pórtico 3B.

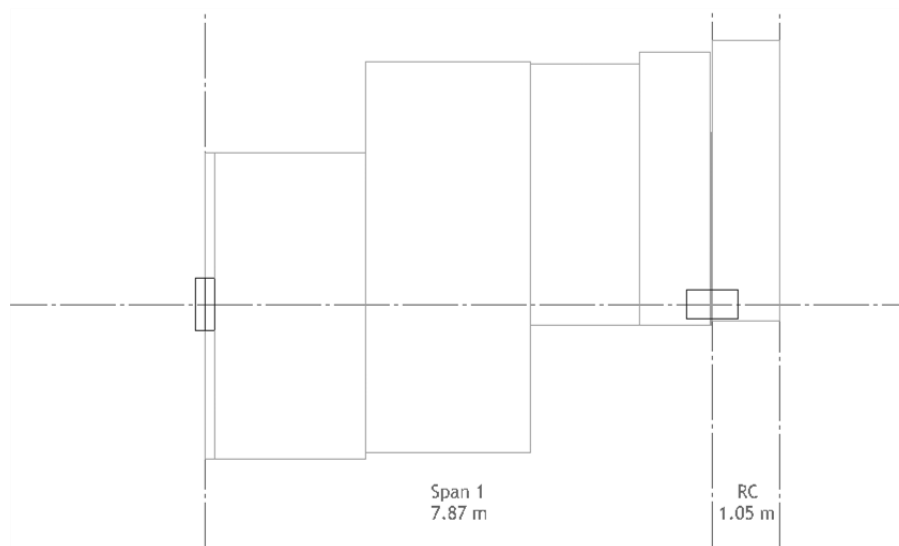


Figura 60 - Pórtico 3B em planta

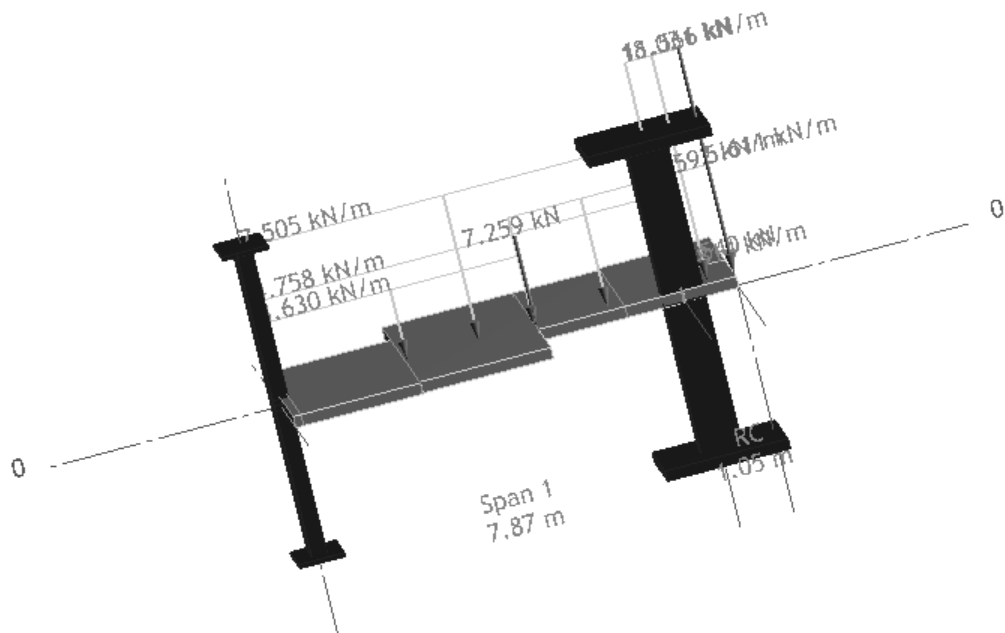


Figura 61 - Pórtico 3B em perspectiva

A Figura 62 traz a elevação dos cabos de protensão da faixa 3B pelo ADAPT-PT.

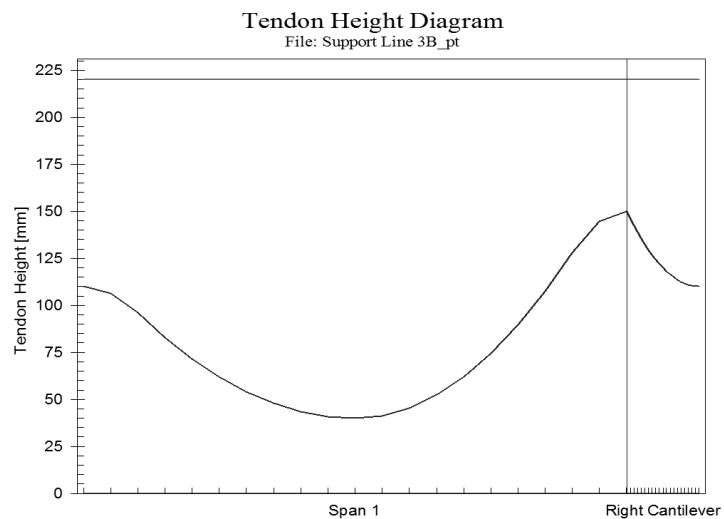


Figura 62 - Elevação dos cabos do pórtico 3B (ADAPT-PT)

4.2.2.1) Análise dos resultados do pórtico 3B

A Figura 63 e a Figura 64 ilustram as tensões normais, das fibras superior (*top*) e inferior (*bottom*), da faixa 3B na para a combinação frequente de ações, mediante alternância da carga acidental com fator igual a 1.

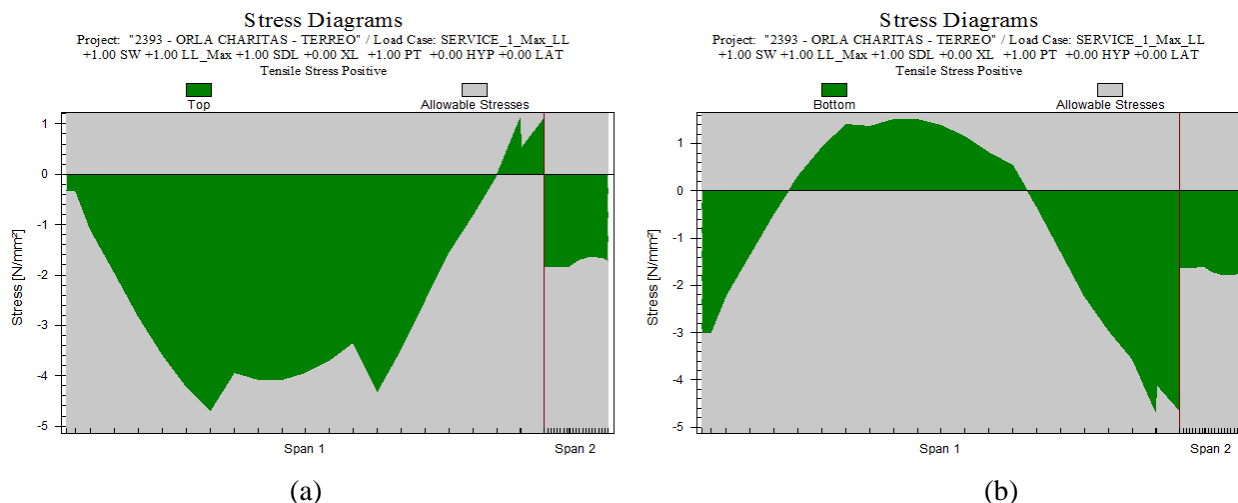


Figura 63 - Pórtico 3B: Tensões normais em serviço (frequente) com carga máxima acidental (ADAPT-PT)
(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

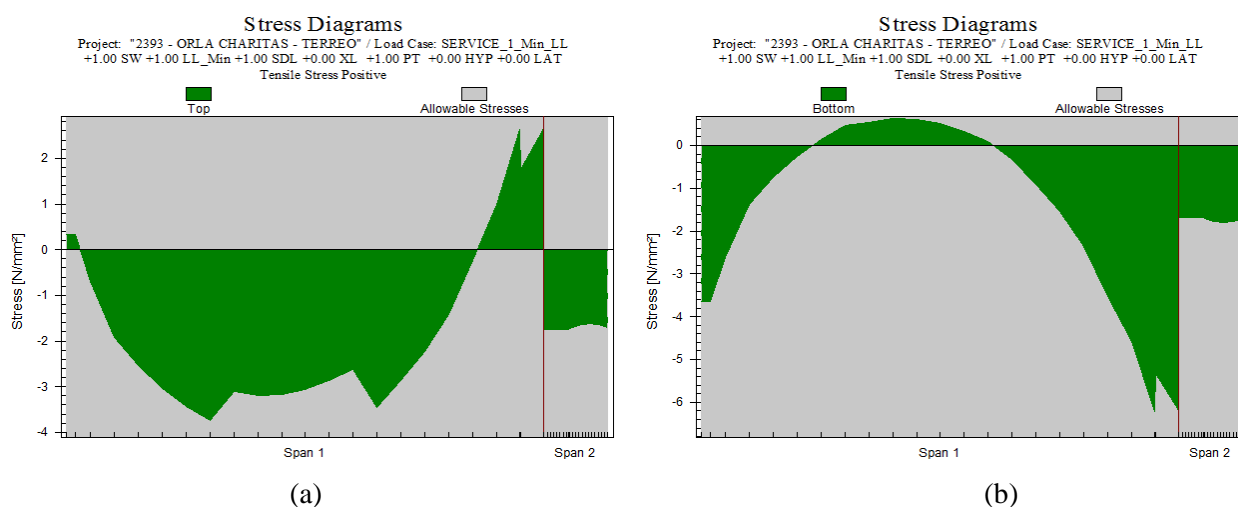


Figura 64 - Pórtico 3B: Tensões normais em serviço (frequente) com carga mínima acidental (ADAPT-PT)
(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 65 apresenta as tensões normais no ato da protensão. Pode-se observar que as tensões estão todas dentro dos limites.

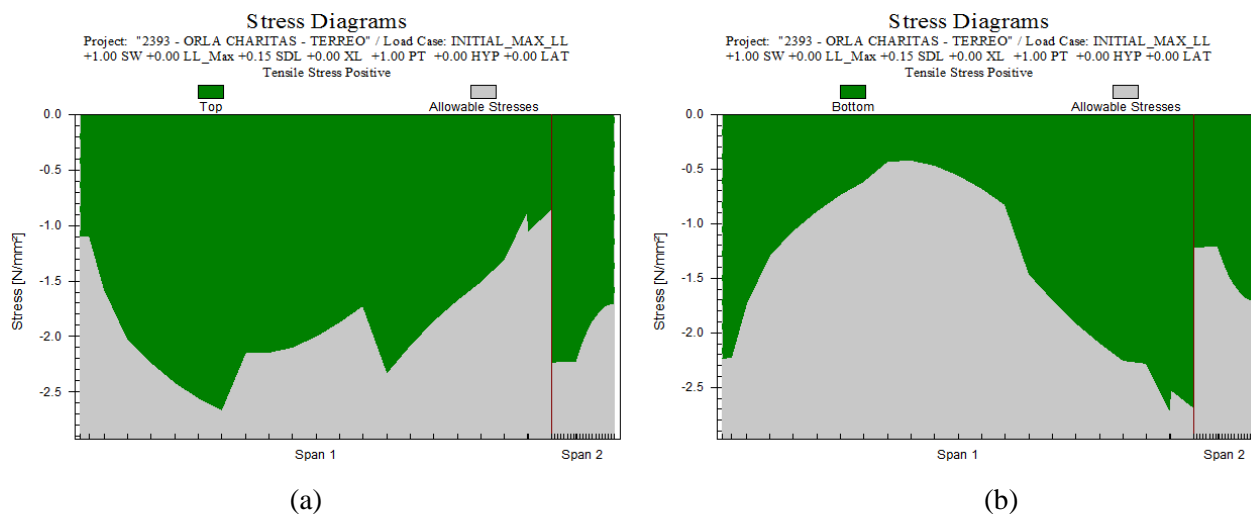


Figura 65 - Pórtico 3B: Tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT)

(a) Nas fibras superiores ; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 66 mostra a envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas).

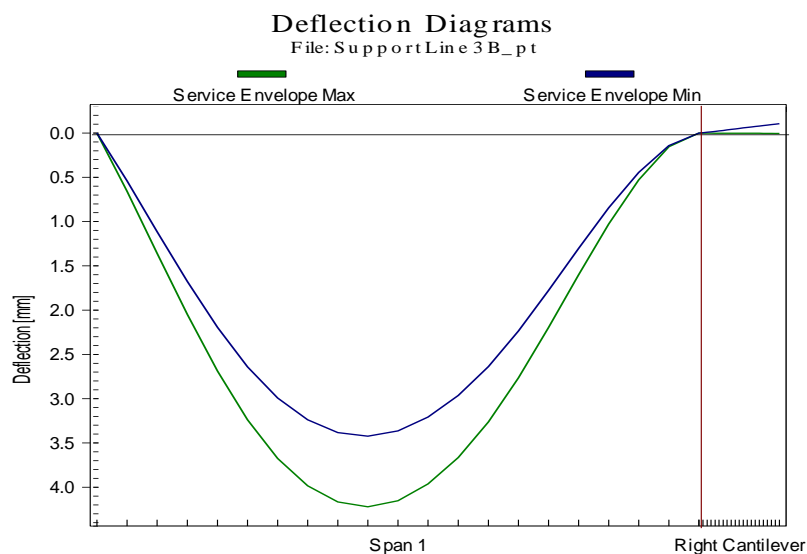


Figura 66 - Pórtico 3B: Envoltória das deflexões em serviço (flechas imediatas)

4.2.3) Resumo dos resultados pelo MPE

Os resultados da análise dos pórticos B1 e 3B pelo MPE são mostrados nas tabelas a seguir. A Tabela 49 mostra as tensões normais para a combinação frequente de ações obtidas pelo programa comercial ADAPT-PT, e a Tabela 50 apresenta as tensões no ato da protensão.

As tensões na seção do primeiro apoio do pórtico 3B (horizontal) foram obtidas no pórtico 3, conforme mencionado anteriormente.

Tabela 49 - Resumo da envoltória das tensões normais em serviço (combinação frequente) (ADAPT-PT)

PÓRTICO		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-0,85	-2,70	
	1° vão	-	-	-1,15	-1,50	
	2° apoio	-	-	-1,74	-0,75	
	2° vão	-	0,05	-2,15	0,00	
	3° apoio (*)	0,50	-	-	-4,00	
3B (hor.)	1° apoio (**)	1,60	-	-	-4,85	
	1° vão	-	1,50	-4,10	-	
	Bal. Direito	-	-	-1,80	-1,71	

(*) Tensões obtidas no pórtico B

(**) Tensões obtidas no pórtico 3

Tabela 50 - Resumo da envoltória das tensões normais no ato da protensão (ADAPT-PT)

PÓRTICO		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-2,80	-1,35	
	1° vão	-	-	-0,20	-2,40	
	2° apoio	-	-	-2,45	-0,40	
	2° vão	-	-	-1,20	-1,15	
	3° apoio (*)	-	-	-1,80	-1,70	
3B (hor.)	1° apoio (**)	-	-	-1,70	-1,65	
	1° vão	-	-	-2,10	-0,42	
	Bal. Direito	-	-	-2,27	-1,20	

(*) Tensões obtidas no pórtico B

(**) Tensões obtidas no pórtico 3

A Tabela 51 apresenta o resumo das deflexões (imediate e diferida) nas seções críticas dos pórticos B1 e 3B. Já a Tabela 52 apresenta um resumo das armaduras passivas necessárias calculadas a partir da envoltória de tensões (ELU e ELS) pelo ADAPT-PT.

Tabela 51 - Resumo das deflexões (imediate e diferida) nos pórticos B1 e 3B (ADAPT-PT)

		Deformação (mm)		
		Vão	t = imediata	t = infinito
PÓRTICO	B1 (vertical)	Bal. Esq.	2,7	7,0
		1º vão	-0,6	-2,0
		2º vão	0,9	2,0
		Bal. Dir.	4,3	11,0
	3B (hor.)	Bal. Esq.	3,4	8,7
		1º vão	4,7	11,1
		Bal. Direito	-0,2	-0,5

Tabela 52 - Resumo das armaduras passivas nos pórticos B1 e 3B (ADAPT-PT)

		seção	Arm. Passiva (cm ²)	
			topo	fundo
PÓRTICO	B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	7,10	0,00
		1º vão	0,00	0,00
		2º apoio	9,84	0,00
		2º vão	0,00	0,00
		3º apoio	9,00	0,00
	3B (hor.)	1º apoio	7,80	0,00
		1º vão	0,00	12,00
		Bal. Direito	13,10	0,00

4.3) Análise e verificação com outros modelos de cálculo

Os resultados calculados pelo MPE são comparados, a seguir, com os obtidos por meio dos métodos da grelha e dos elementos finitos com o objetivo de validar o processo simplificado do pórtico equivalente e averiguar a influência do *layout* de cabos na segurança da estrutura.

Vale frisar que a estrutura em estudo apresenta elevada complexidade geométrica, com vãos de diferentes dimensões e pilares desalinhados, em contraposição à regularidade de vãos que se prefere ter numa análise simplificada pelo pórtico equivalente.

4.3.1) Método dos Elementos Finitos com uso do FLOOR-PRO

Foi utilizado o programa comercial FLOOR-PRO para uma das análises via MEF. Como se trata de um programa desenvolvido especificamente para o cálculo de lajes protendidas, apresenta uma série de facilidades que não estão presentes em outros *softwares* concorrentes, como o SAP2000.

Para comparar os resultados da análise realizada pelo MPE com os obtidos pelo MEF, o programa FLOOR-PRO foi alimentado com o mesmo traçado de cabos (número de cabos e elevações) empregados no detalhamento da laje. A Figura 67 mostra os cabos lançados no programa computacional.

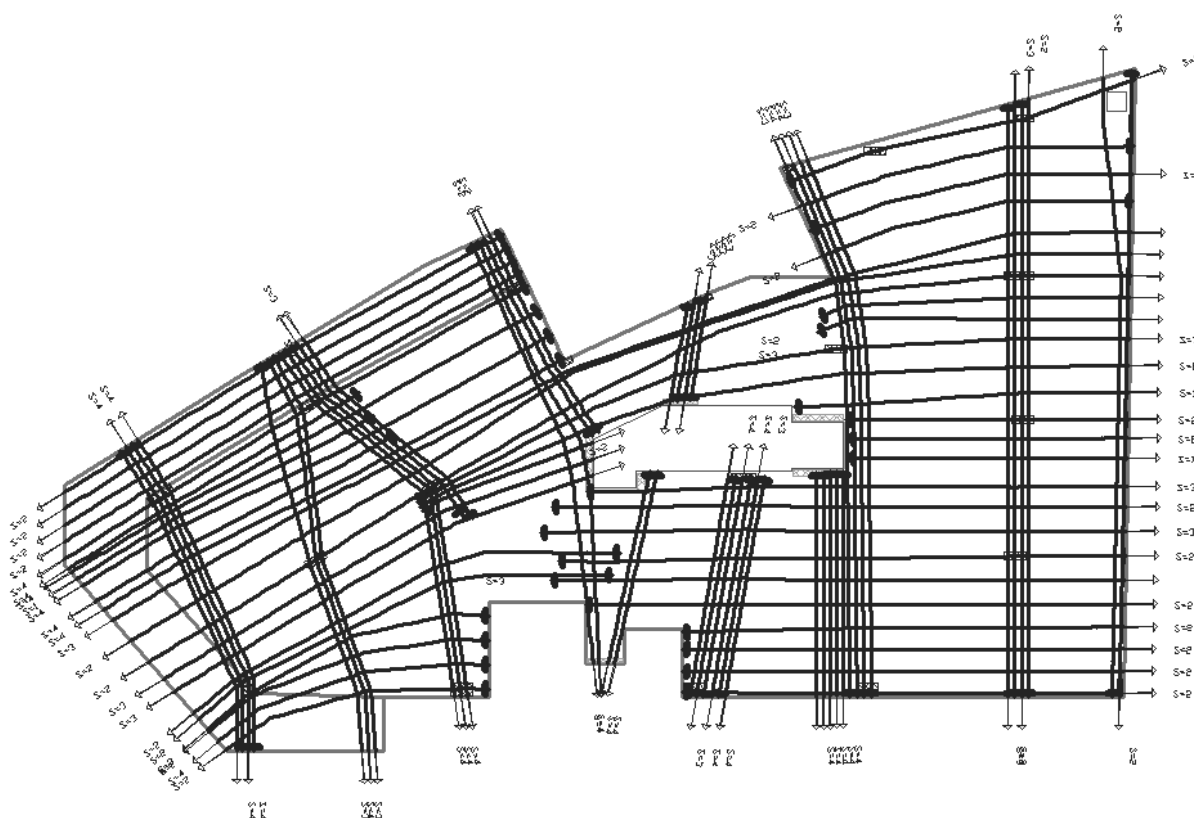


Figura 67 - Traçado dos cabos (FLOOR-PRO)

Por meio do FLOOR-PRO é possível traçar linhas de apoio (*support lines*) sobre a laje, em regiões de interesse, para obtenção dos esforços críticos e envoltórias para dimensionamento. Após defini-las, são obtidas as faixas tributárias (*design strips*) e suas seções transversais correspondentes. Os esforços são calculados por integrais de diversas seções ao longo das linhas de apoio (*support lines*).

A Figura 68 apresenta a laje do pavimento térreo discretizada automaticamente por meio da geração de malha de elementos finitos quadrangulares com dimensão máxima de 0,5 m.

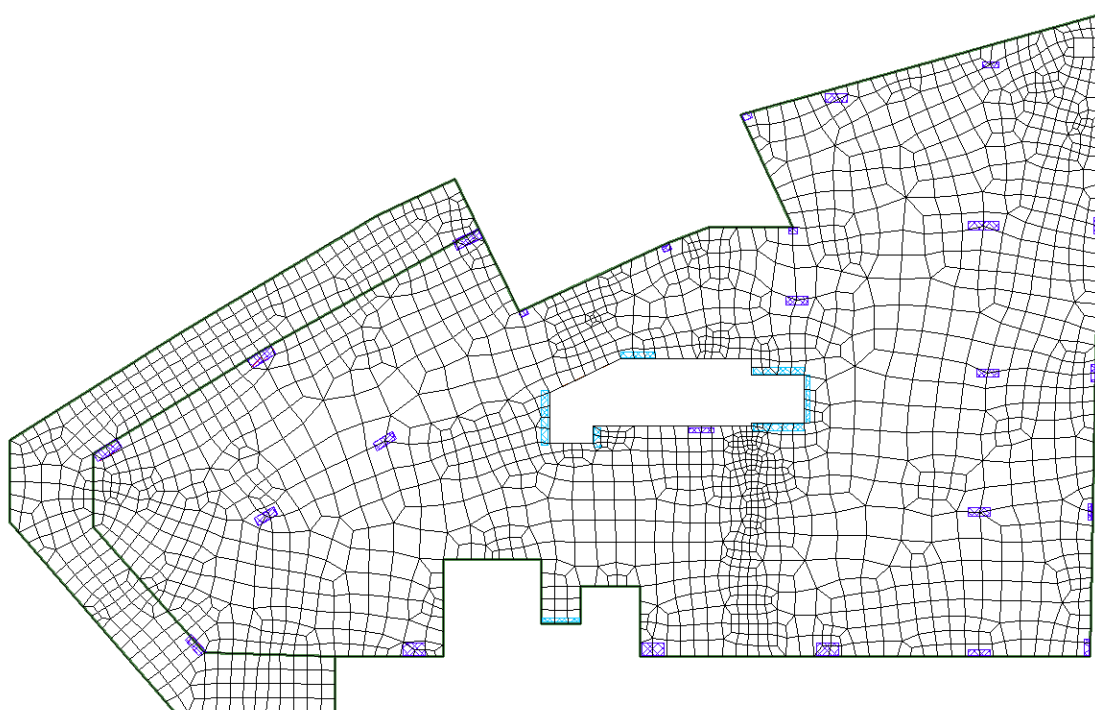


Figura 68 - Laje discretizada (FLOOR-PRO)

A Figura 69 e a Figura 70 ilustram as faixas tributárias, nas direções horizontal e vertical, e suas seções de cálculo correspondentes. Para definição dessas faixas, foram dispostas linhas de apoio semelhantes às aquelas adotadas pelo cálculo via MPE.

Para fins de análise das tensões na face do pilar P22, optou-se por estender apenas a faixa 3 (equivalente ao pórtico 3 do MPE) até o balanço, interrompendo a faixa 3B no meio do vão entre os pilares P22 e P23. Isso permite a obtenção das tensões no vão da faixa 3B e no balanço à esquerda do pilar P22.

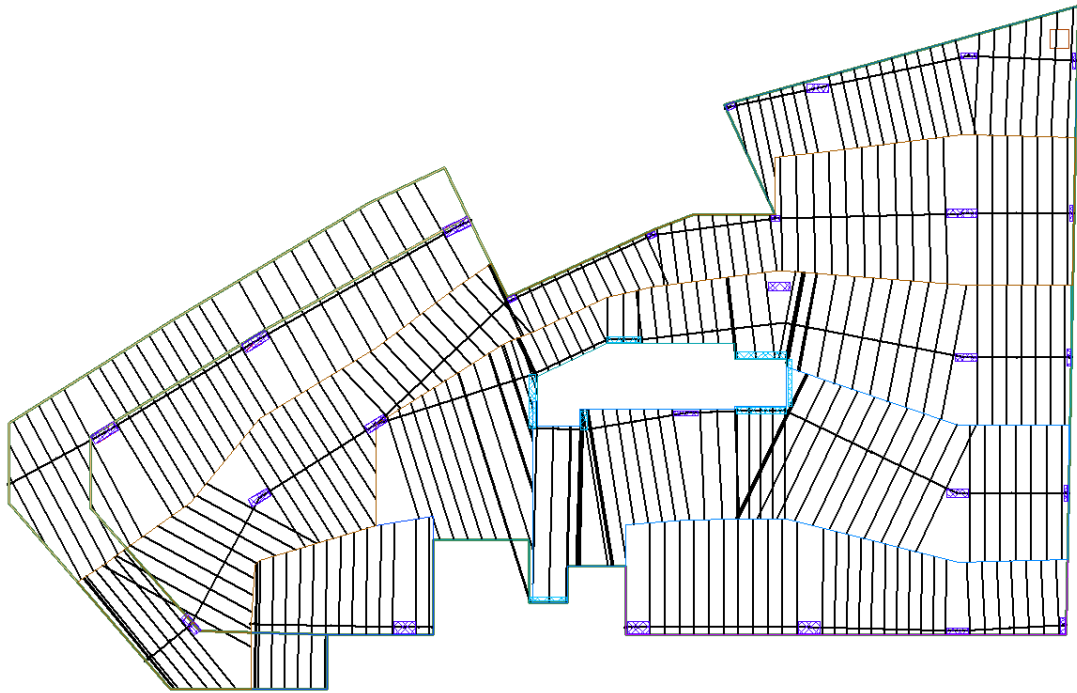


Figura 69 - Faixas tributárias na direção horizontal e seções de cálculo (FLOOR-PRO)

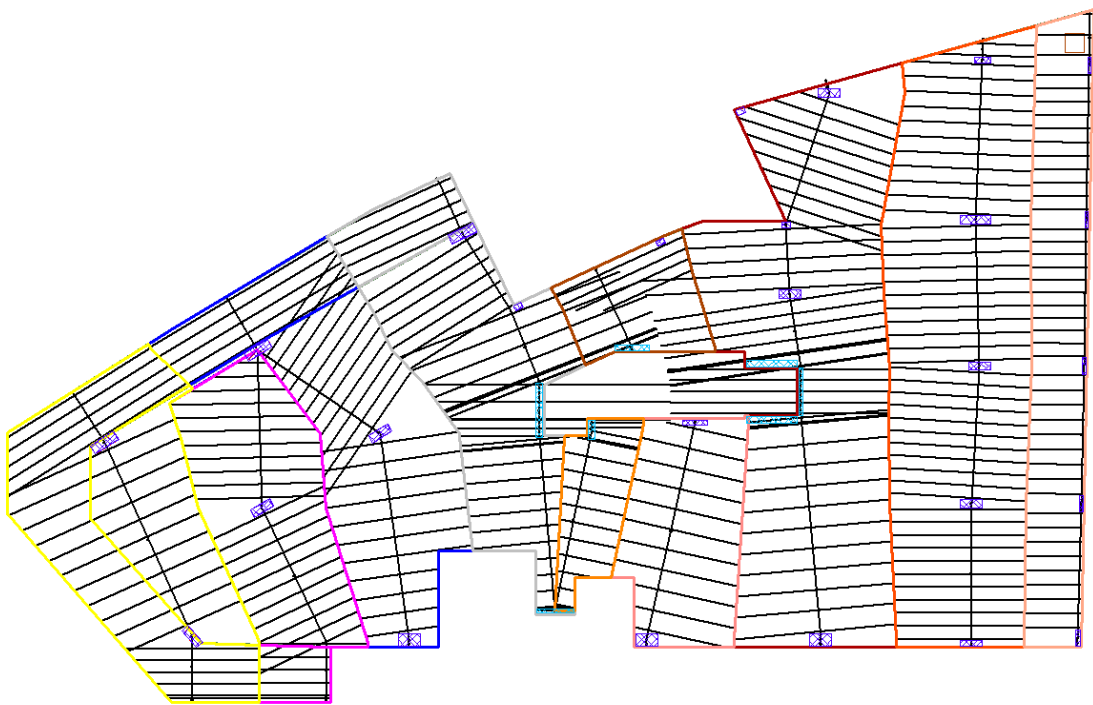
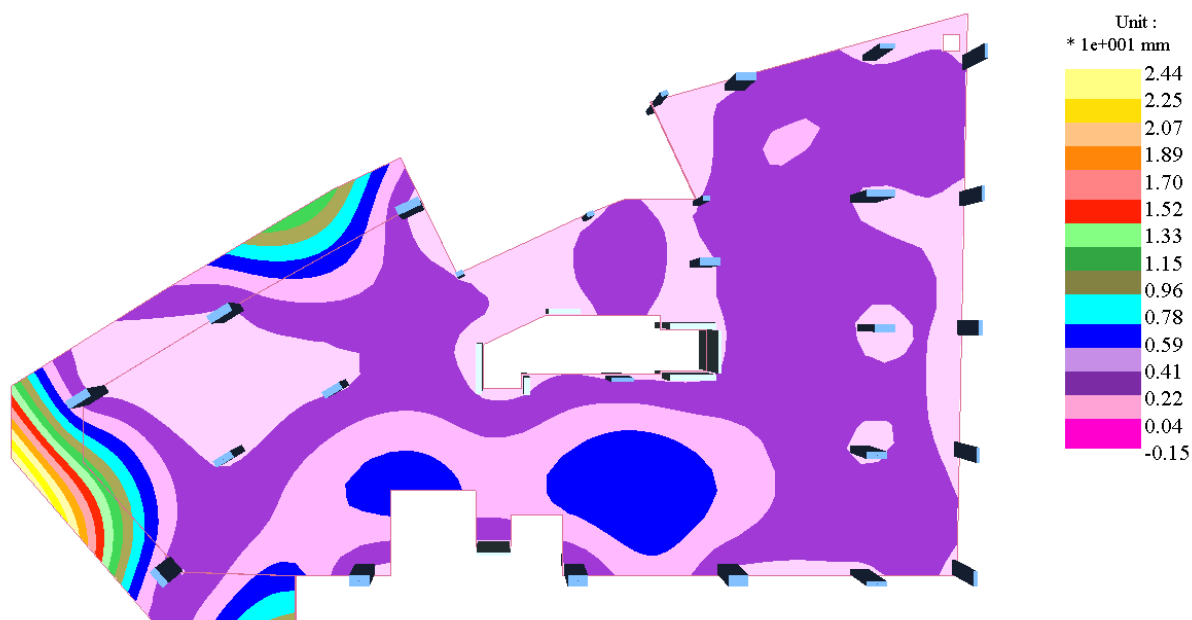
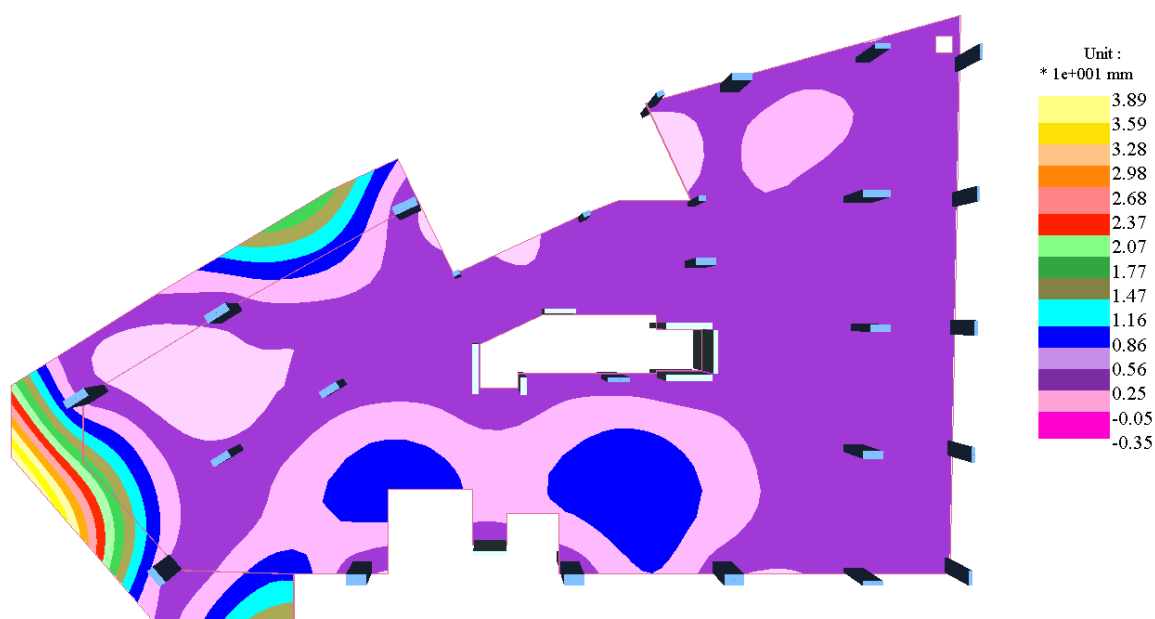


Figura 70 - Faixas tributárias na direção vertical e seções de cálculo (FLOOR-PRO)

Valores absolutos das flechas, imediatas e em tempo infinito, são apresentados na Figura 71 e na Figura 72, respectivamente. A combinação dos carregamentos empregada na análise em tempo infinito considerou os fatores ponderadores recomendados por ROCHA (1978). São eles: 2 (SW); 2 (SDL); 0,7 (LL); 2 (PT).



**Figura 71 - Deformações imediatas em planta (unidades em cm)
(FLOOR-PRO)**



**Figura 72 - Deformações totais em tempo infinito (imediatas + diferidas)
(unidades em cm) (FLOOR-PRO)**

Nota-se que as maiores flechas ocorrem no balanço de maior comprimento, atingindo valor absoluto de 38,9 mm de deslocamento vertical. Considerando-se que a linha de apoio da faixa longitudinal (SL-1) deslocou-se cerca de 8,6 mm, vê-se que o deslocamento relativo do maior balanço é da ordem de 30 mm, dentro do limite previsto ($L/120$) pela ACI-318. Os deslocamentos relativos dos demais balanços foram inferiores a 1 mm.

A Figura 73 e a Figura 74 mostram os valores das tensões de pré-compressão aplicadas à laje pelos cabos protendidos, nas direções horizontal e vertical, respectivamente.

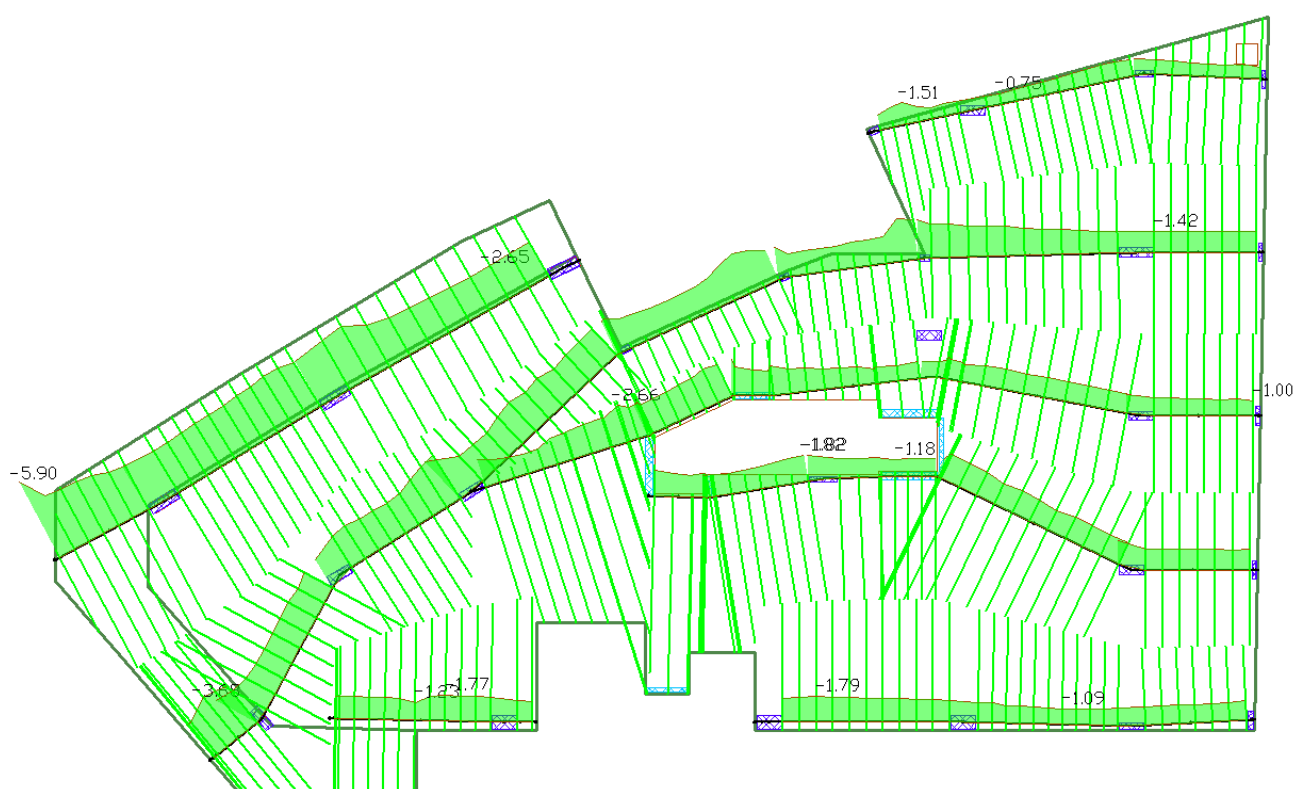


Figura 73 - Pré-compressão (MPa) na direção horizontal (FLOOR-PRO)

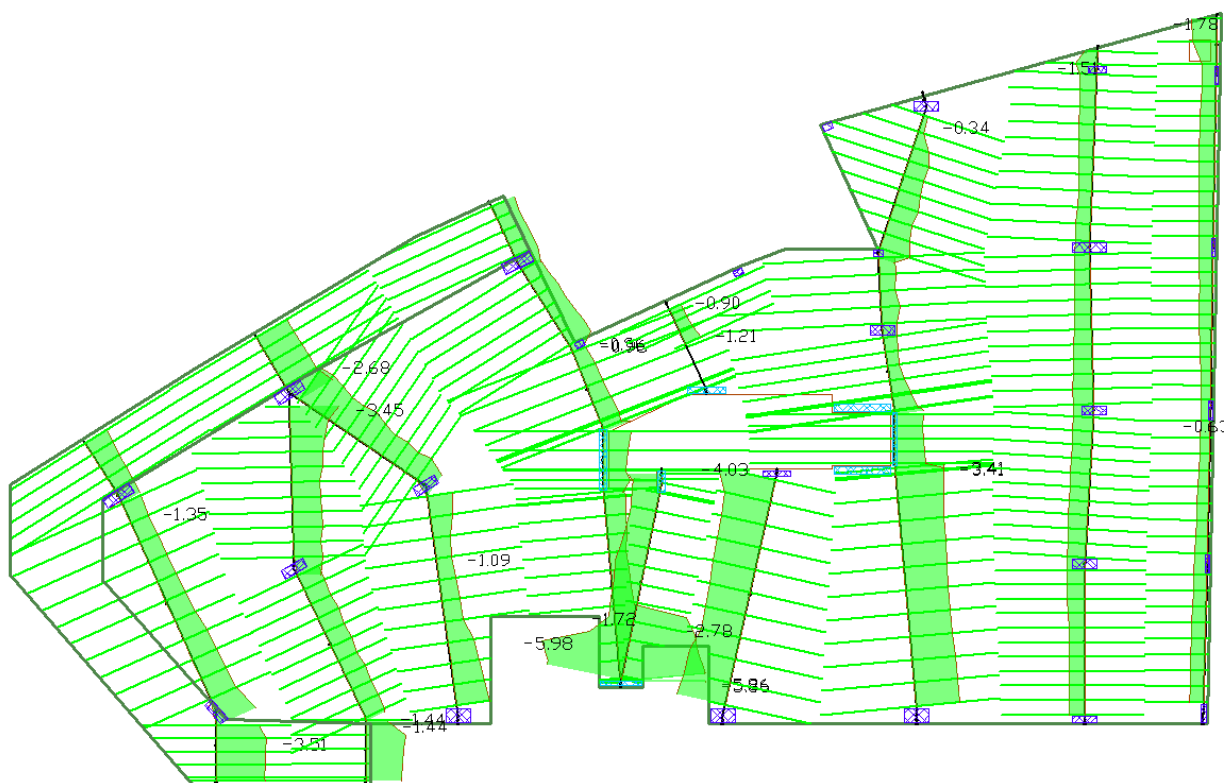


Figura 74 - Pré-compressão (MPa) na direção vertical (FLOOR-PRO)

Observa-se, das figuras anteriores, que as tensões de pré-compressão ficam, em sua maioria, dentro dos limites previstos pela ACI-318, apresentando valores acima de 3,6 MPa apenas em regiões localizadas. Isso, todavia, não traz prejuízos ao comportamento estrutural do pavimento.

A Figura 75 e Figura 76 apresentam os momentos fletores nas direções horizontal (momento vetorial na direção Y) e vertical (momento vetorial na direção X), para a combinação de ações no ELU.

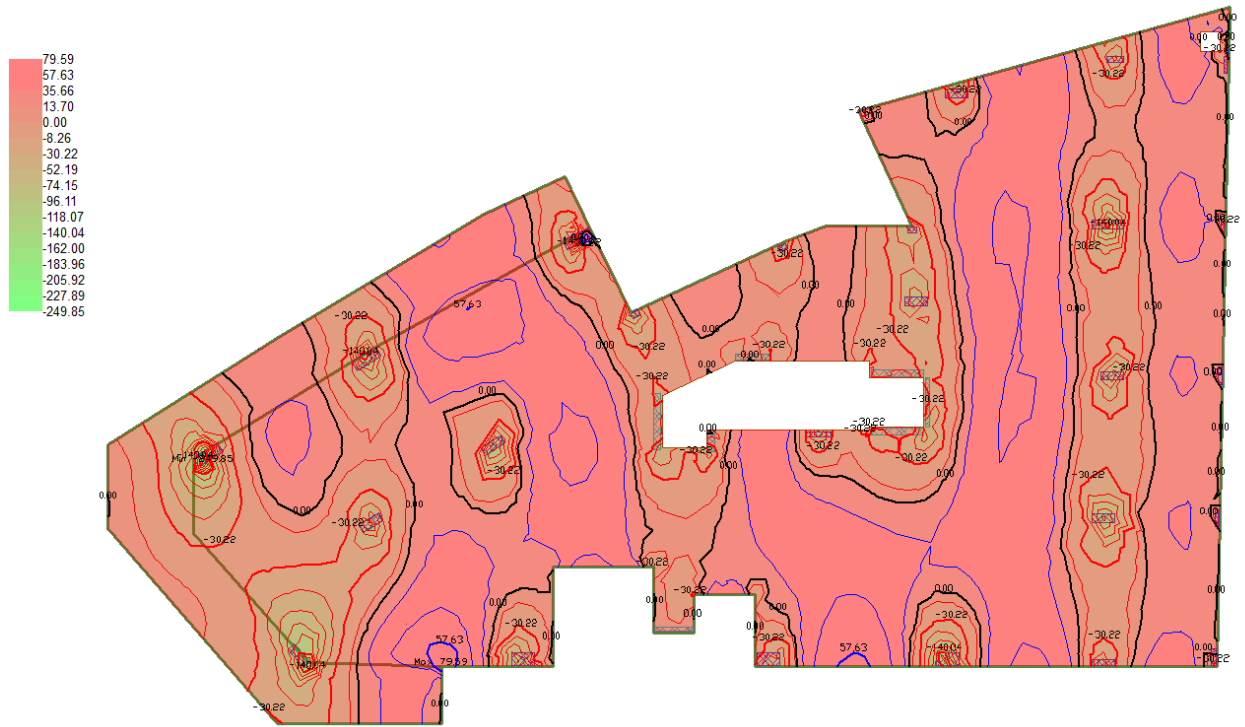


Figura 75 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção horizontal

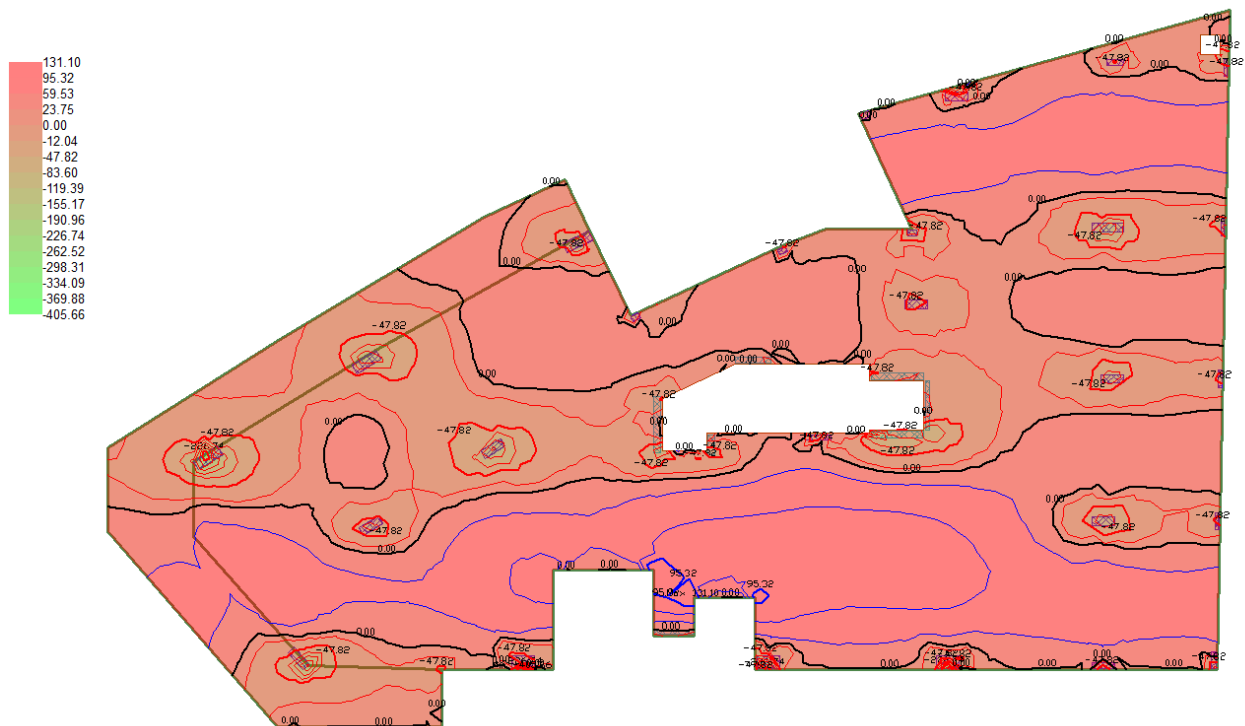


Figura 76 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção vertical

A Figura 77 e a Figura 78 apresentam os esforços normais, no ato da protensão, nas direções horizontal e vertical, respectivamente.

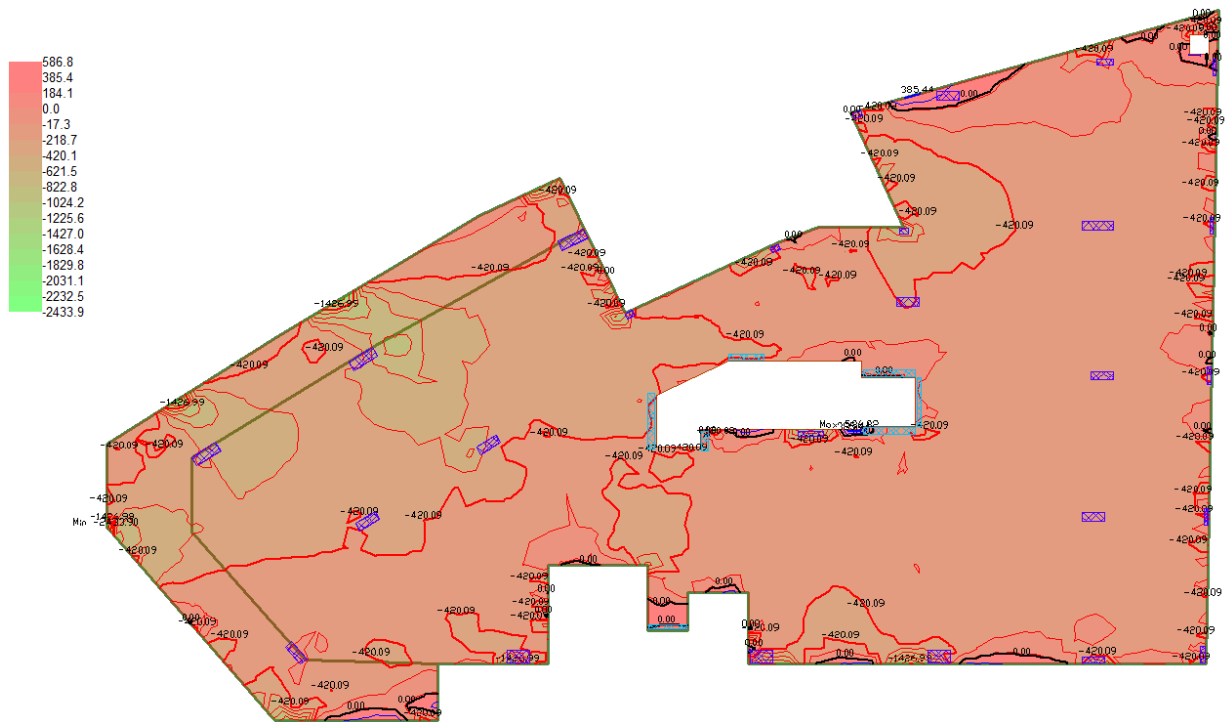


Figura 77 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção horizontal (FLOOR-PRO)

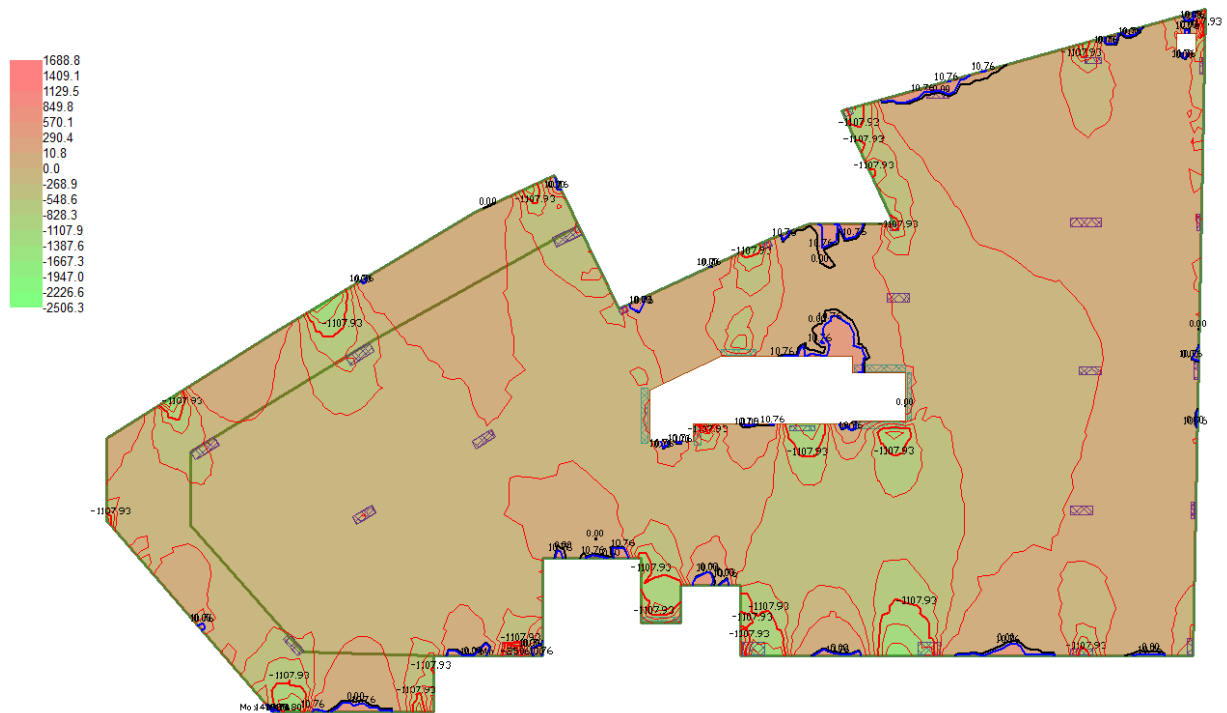


Figura 78 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção vertical (FLOOR-PRO)

A Figura 79 e a Figura 80 ilustram os diagramas de momentos fletores, nas direções horizontal e vertical, respectivamente, obtidos a partir das integrações das seções transversais ao longo de cada linha de apoio, na combinação frequente de ações.

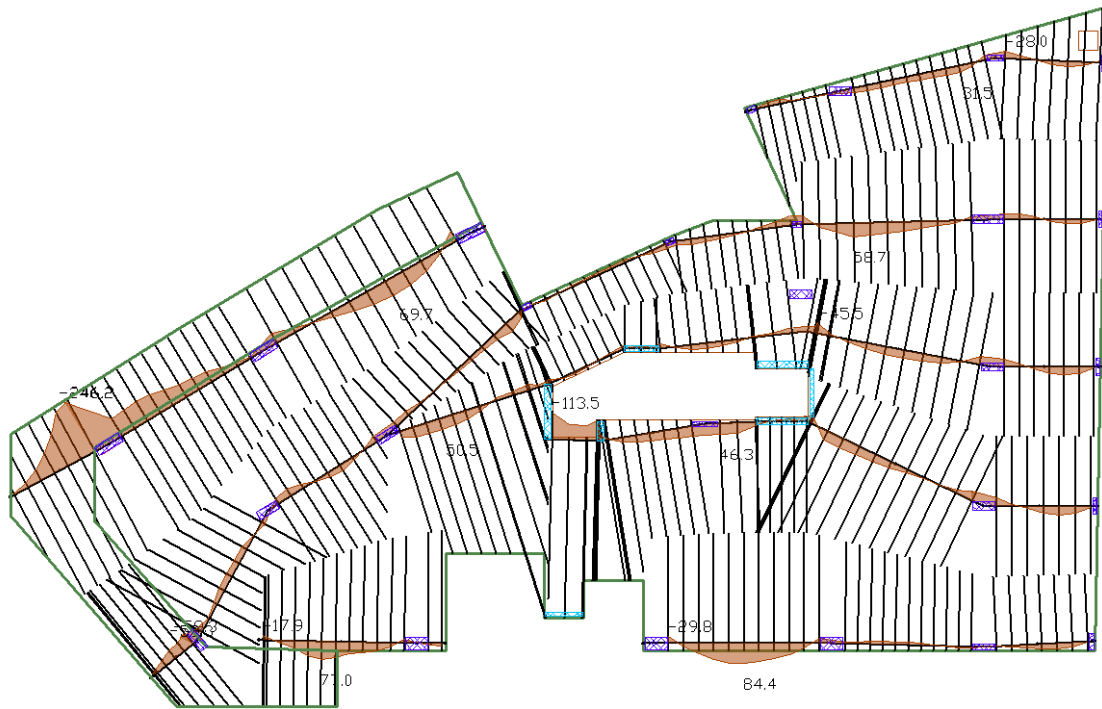


Figura 79 - ELS - Total: Momentos fletores (kN.m) na direção horizontal (FLOOR-PRO)

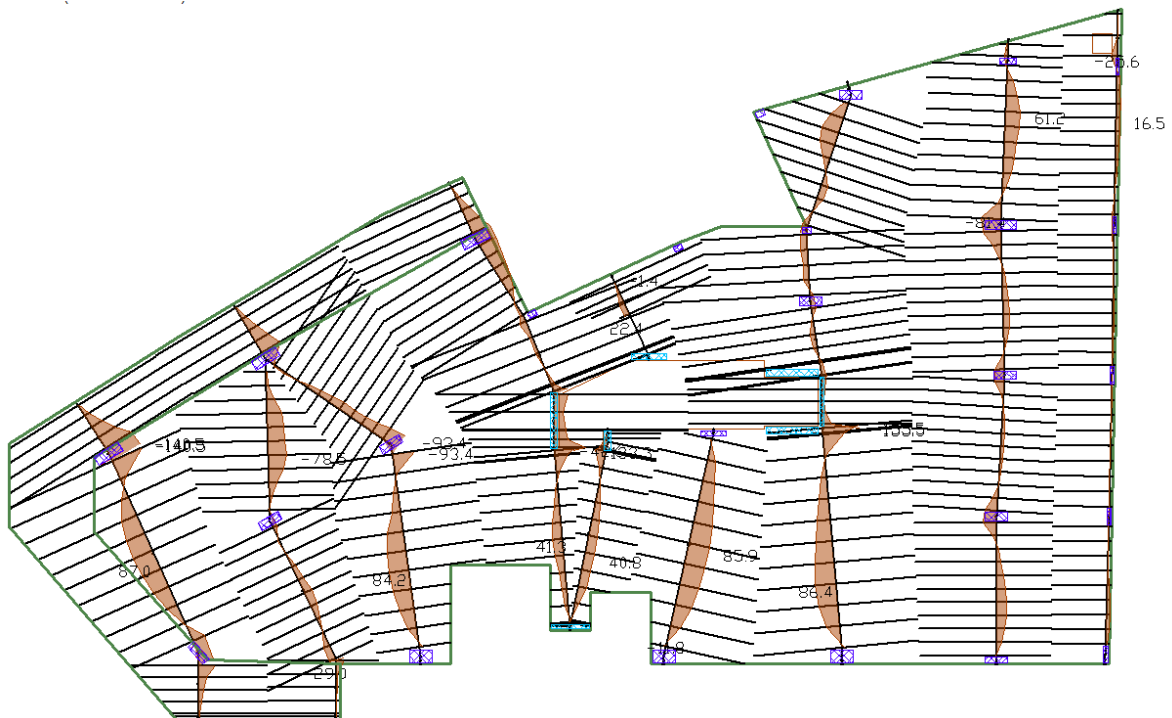


Figura 80 - ELS - Total: Momentos fletores (kN.m) na direção vertical (FLOOR-PRO)

As tensões normais nas fibras superiores e inferiores, obtidas a partir dos momentos fletores na direção horizontal (Figura 79), encontram-se ilustradas na Figura 81 e na Figura 82, respectivamente, para a combinação frequente de ações.

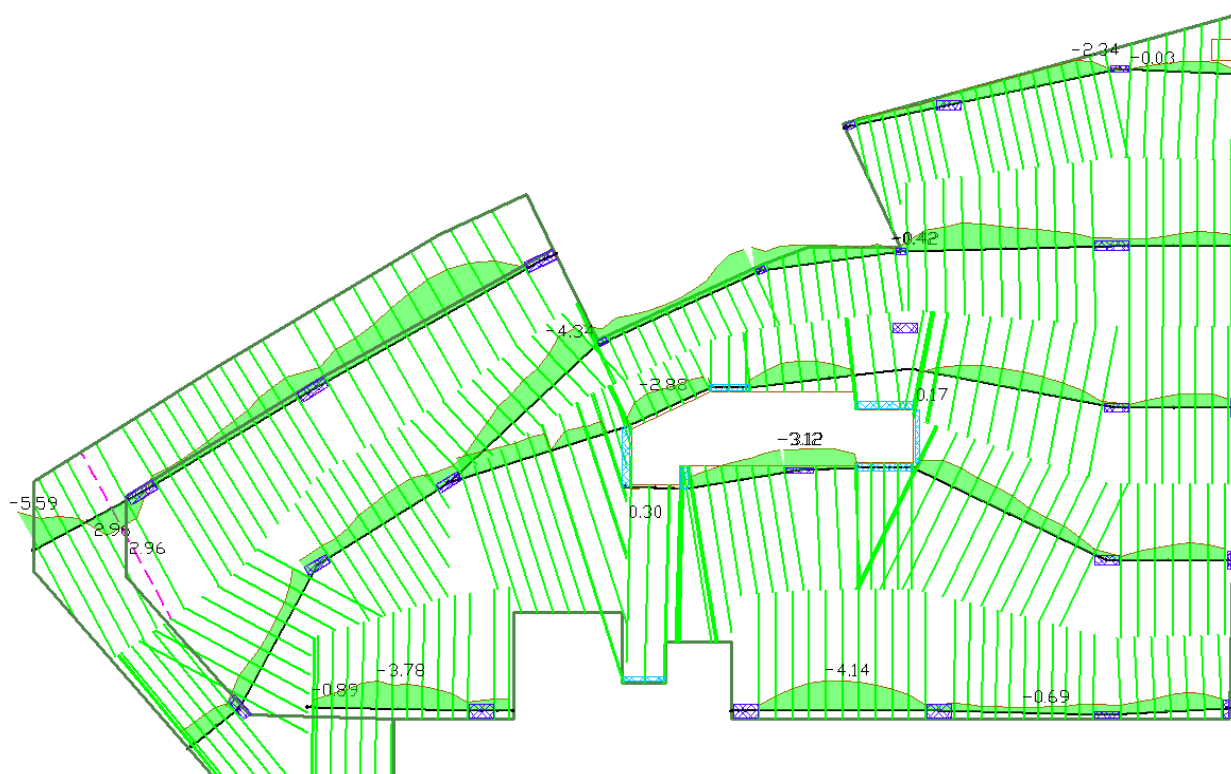


Figura 81 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO)

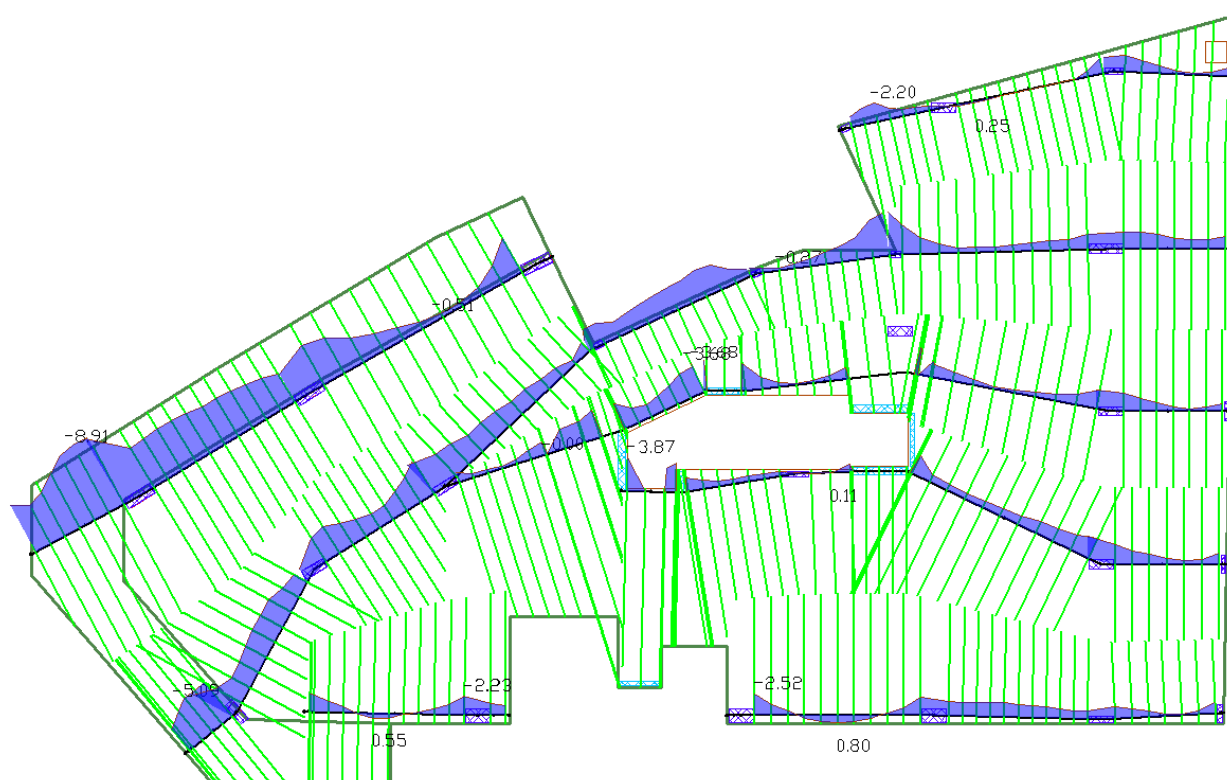


Figura 82 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras inferiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO)

A Figura 81 mostra na faixa SL-1, uma única seção com tensão normal acima do limite de 2,96 MPa da ACI-318, indicada com linha tracejada. Todas as demais seções encontram-se dentro dos limites normativos.

Para fins de avaliação dessa seção, apresenta-se, na Figura 83, as tensões normais nas fibras superiores, na direção horizontal, para a combinação quase permanente (*sustained*) das ações.

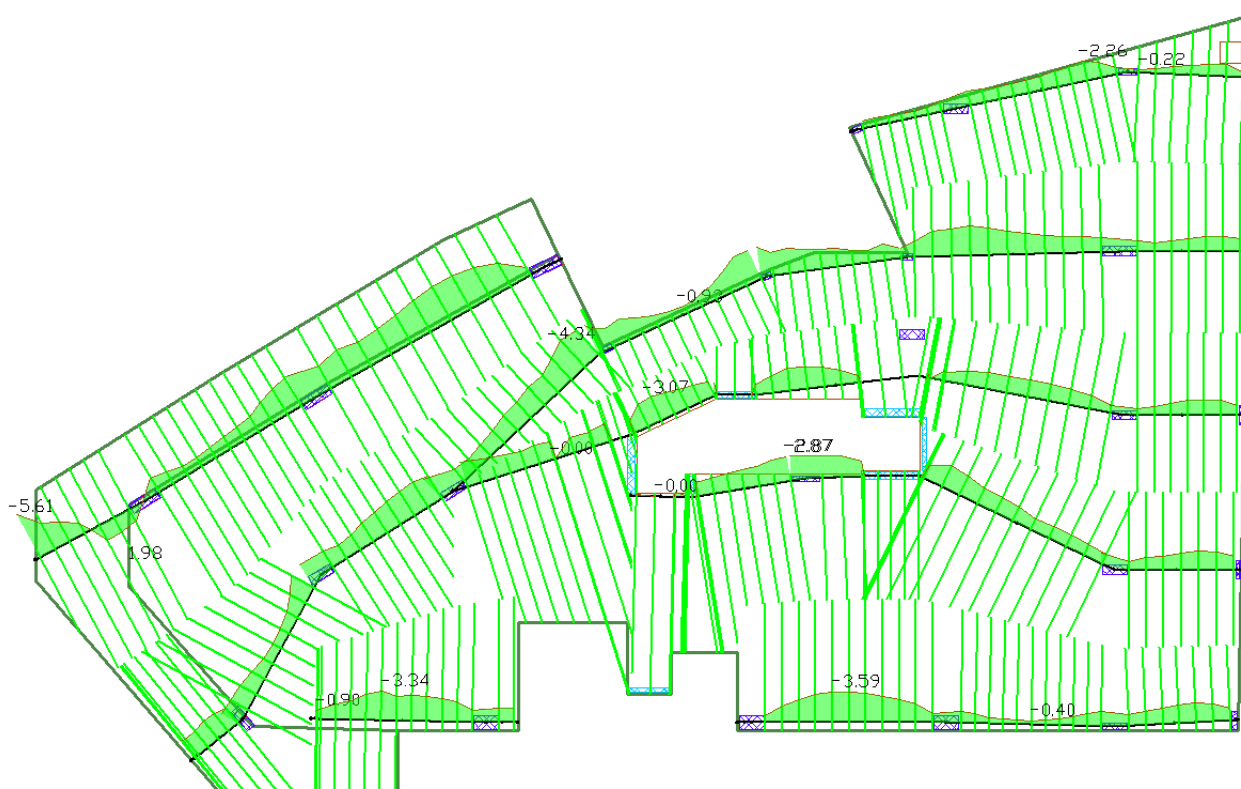


Figura 83 - ELS - Combinação quase permanente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção horizontal) (FLOOR-PRO)

Verifica-se, que para a combinação quase permanente das ações, as tensões normais encontram-se dentro dos limites prescritos pela ACI 318.

A Figura 84 e a Figura 85 apresentam as tensões normais, nas fibras superiores e inferiores, respectivamente, na direção vertical, para a combinação frequente de ações (ELS).



Figura 84 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras superiores (direção vertical) (FLOOR-PRO)

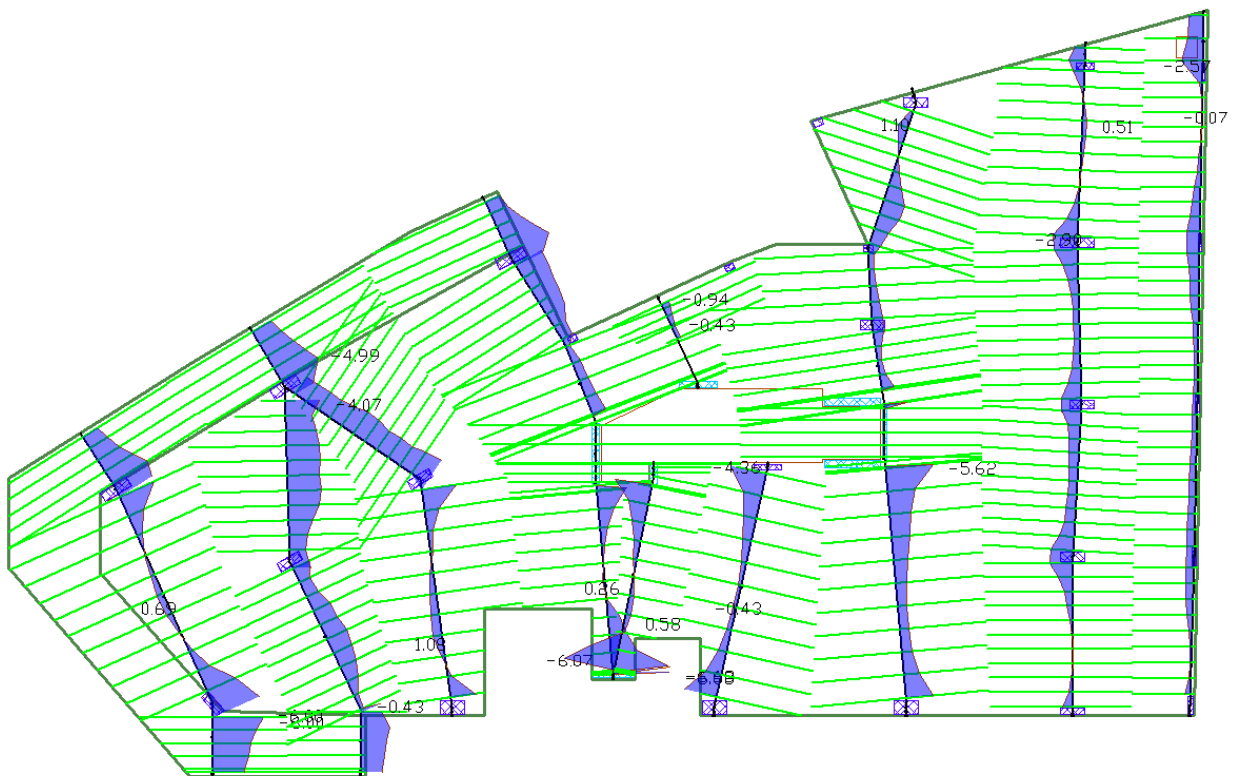


Figura 85 - ELS - Combinação frequente: tensões normais (MPa) nas fibras inferiores (direção vertical) (FLOOR-PRO)

Nota-se, também, que todas as tensões normais na direção vertical encontram-se dentro dos limites da norma americana.

As tensões nas fibras superior e inferior, da faixa B1, devido à combinação frequente de ações (ELS) são mostradas na Figura 86.

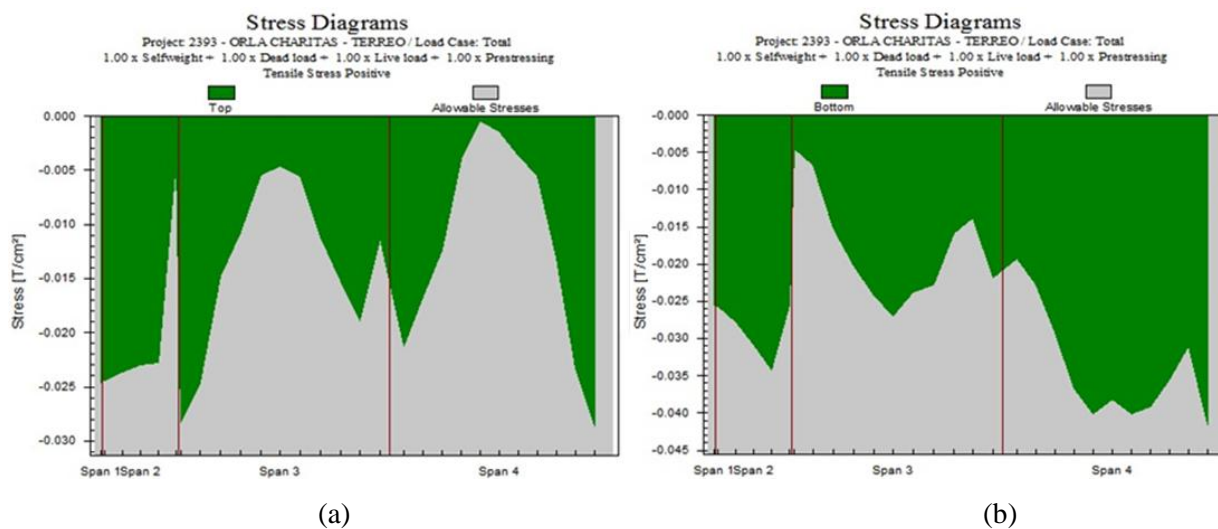


Figura 86 - Faixa B1: Envoltória de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO)

(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

As tensões nas fibras superior e inferior, da faixa B1, no ato da protensão são mostradas na Figura 87.

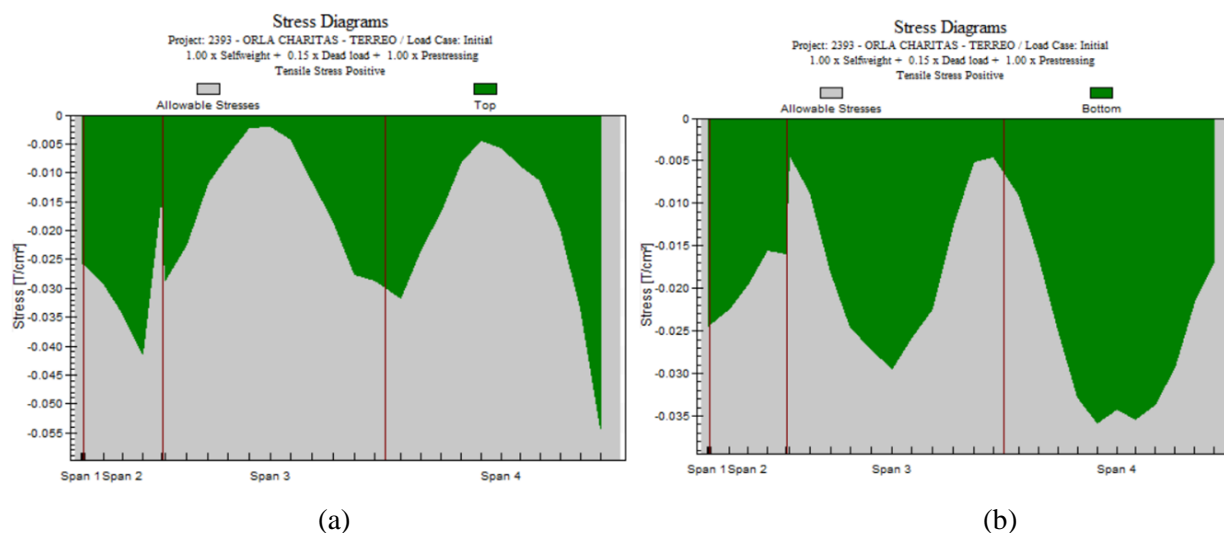


Figura 87 - Faixa B1: Envoltória de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO)

(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 88 e a Figura 89 apresentam as tensões normais na seção do balanço direito (3º apoio - pilar P10) da faixa B1, na combinação frequente de ações e no ato da protensão, respectivamente. A extremidade do balanço fica à direita e a linha vertical central marca o eixo do pilar P10.

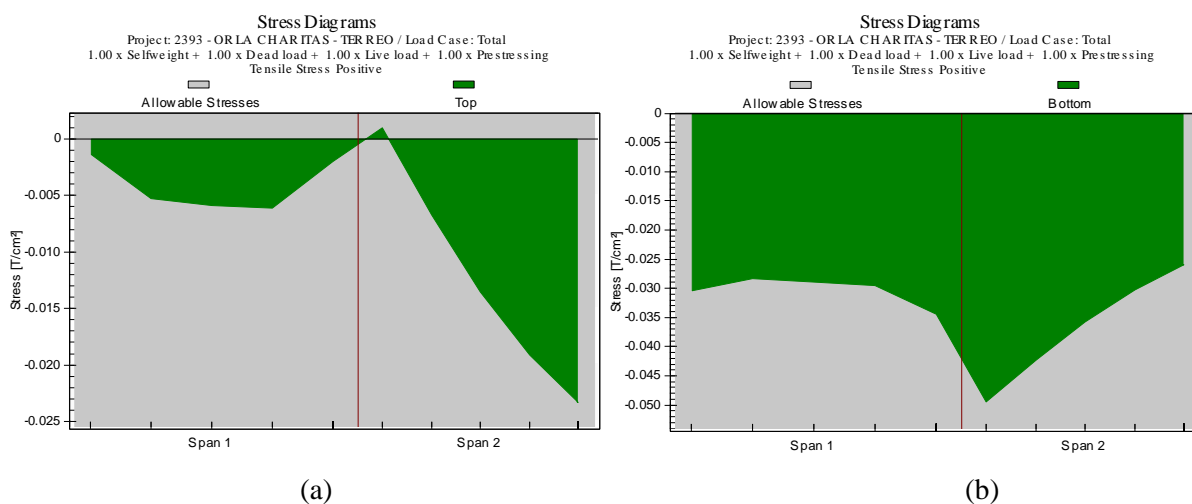


Figura 88 - Faixa B1 (balanço direito): Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO)
(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

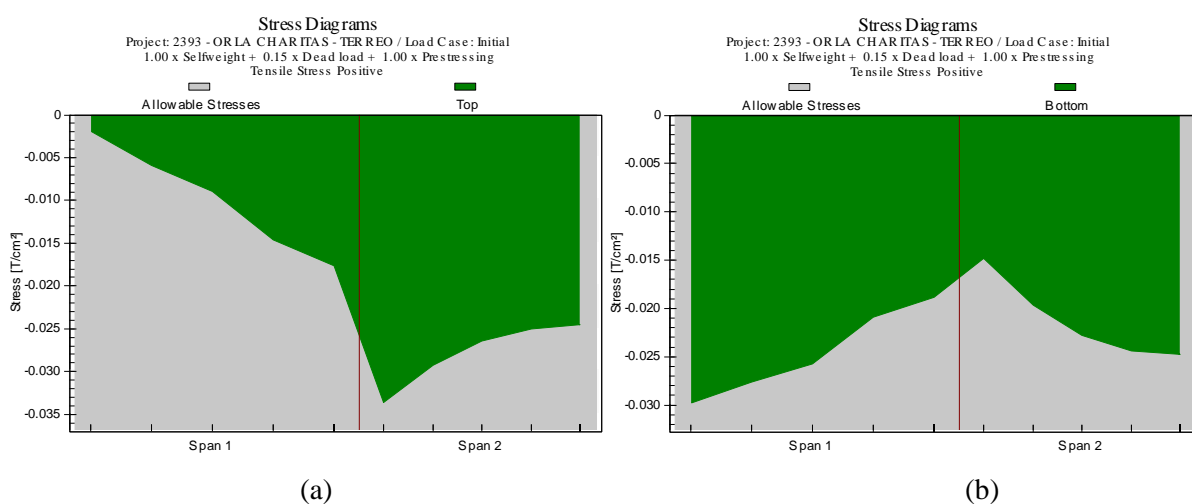


Figura 89 - Faixa B1 (balanço direito): Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO)
(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

As tensões normais, nas fibras superior e inferior da faixa 3B (horizontal), devidas à combinação frequente de ações e no ato da protensão, respectivamente, são mostradas na Figura 90 e na Figura 91.

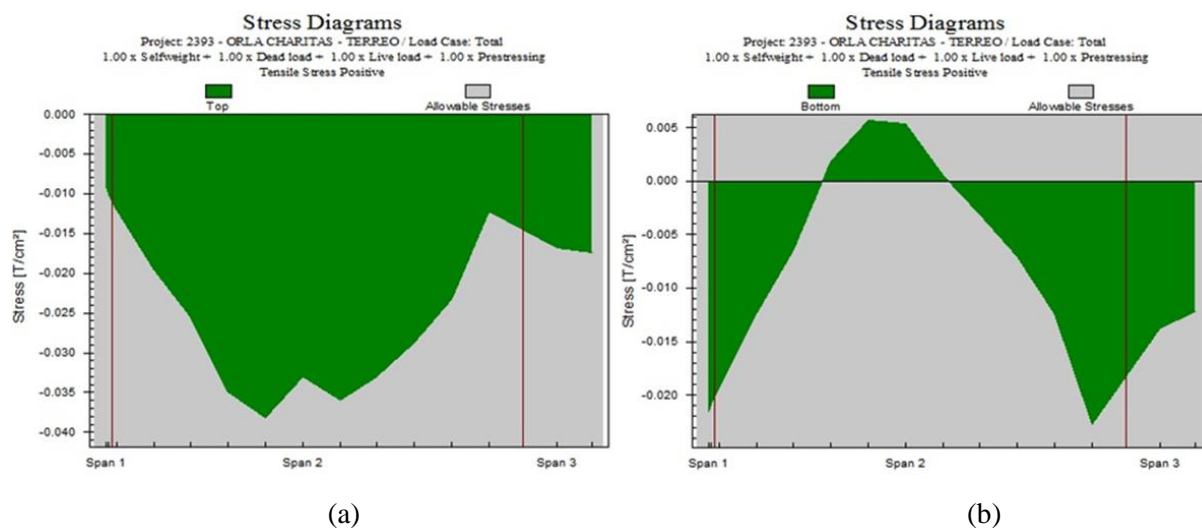


Figura 90 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO)
(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

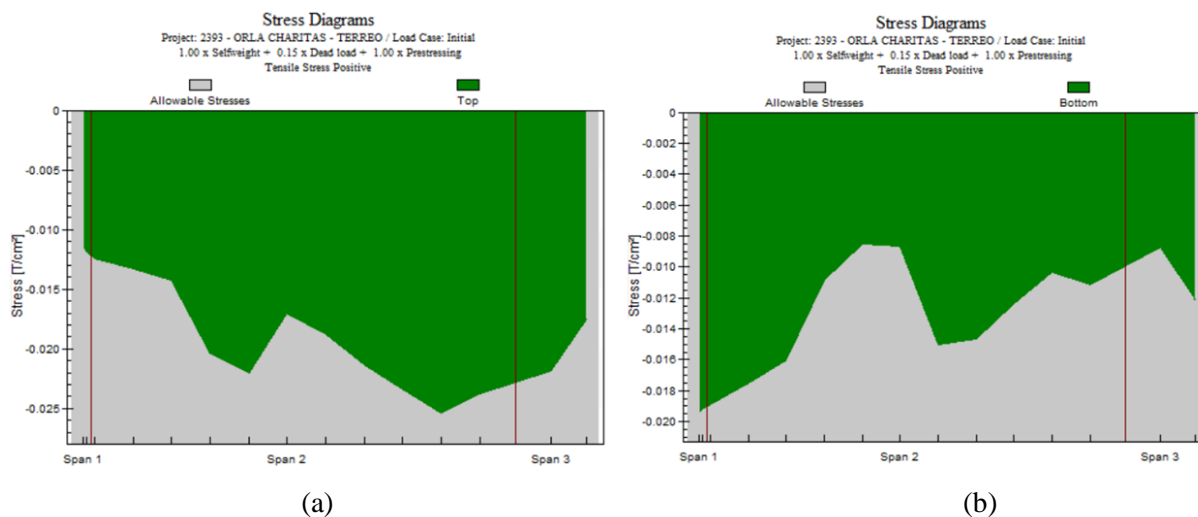


Figura 91 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO)
(a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

A Figura 92 e a Figura 93 apresentam as tensões normais na seção do balanço esquerdo (1º apoio - pilar P22) da faixa 3B, na combinação frequente de ações e no ato da

protensão, respectivamente. A extremidade do balanço fica à esquerda e a linha vertical central marca o eixo do pilar P22.

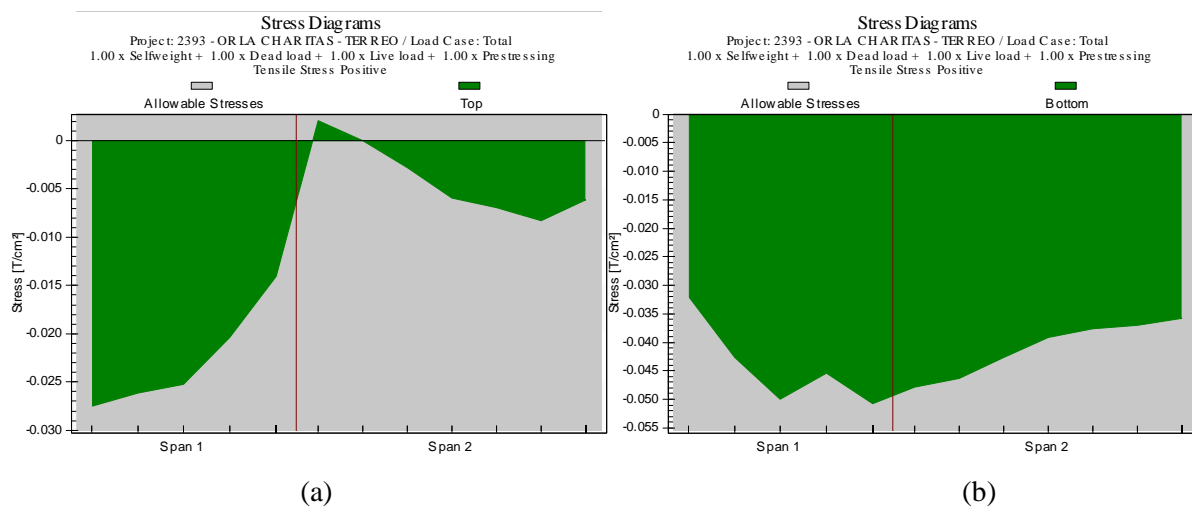


Figura 92 - Faixa 3B (balanço esquerdo): Diagrama de tensões normais em serviço (frequente) (FLOOR-PRO)
 (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

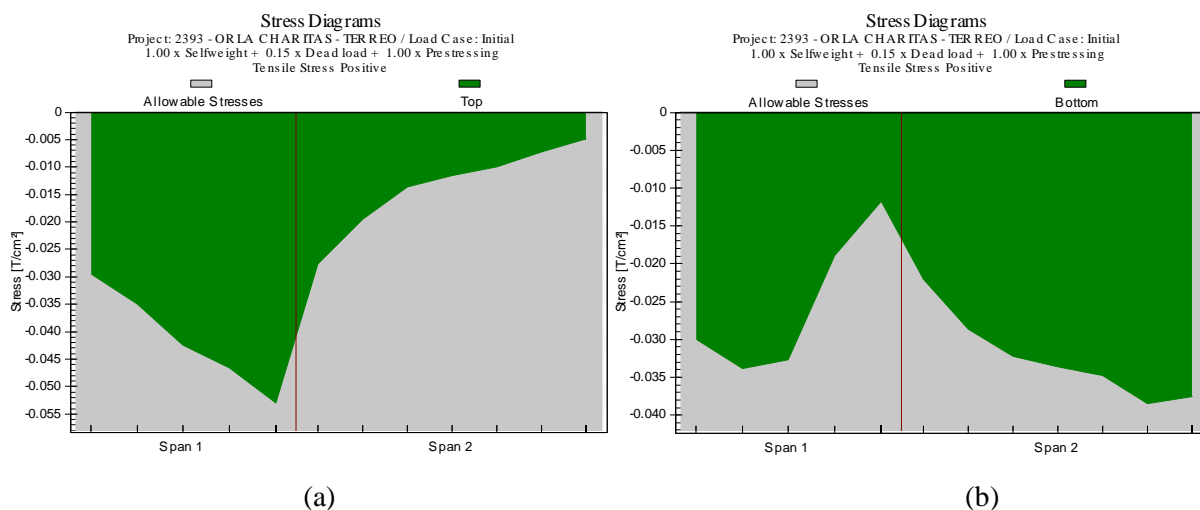


Figura 93 - Faixa 3B (balanço esquerdo): Diagrama de tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO)
 (a) Nas fibras superiores; (b) Nas fibras inferiores

A Tabela 53 resume as tensões normais para a combinação frequente de ações, nas faixas B1 e 3B, e a Tabela 54 apresenta as tensões normais no ato da protensão.

Tabela 53 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (FLOOR-PRO)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
BI (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-2,80	-2,35	
	1° vão	-	-	-0,50	-2,65	
	2° apoio	-	-	-0,87	-2,37	
	2° vão	-	-	-0,10	-4,00	
	Bal. Direito (*)	0,10	-	-	-4,90	
3B (hor.)	1° apoio (**)	-	-	-0,75	-5,00	
	1° vão	-	0,55	-3,80	-	
	Bal. Direito	-	-	-1,40	-1,80	

(*) Tensões obtidas na faixa B

(**) Tensões obtidas na faixa 3

Tabela 54 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (FLOOR-PRO)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
BI (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-2,60	-1,60	
	1° vão	-	-	-0,20	-2,95	
	2° apoio	-	-	-2,75	-0,50	
	2° vão	-	-	-0,45	-3,45	
	Bal. Direito (*)	-	-	-2,60	-1,70	
3B (hor.)	1° apoio (**)	-	-	-4,20	-1,70	
	1° vão	-	-	-2,20	-0,85	
	Bal. Direito	-	-	-2,30	-0,95	

(*) Tensões obtidas na faixa B

(**) Tensões obtidas na faixa 3

As deflexões imediatas e em tempo infinito (imediatas e diferidas) estão mostradas na Tabela 55, respectivamente.

Tabela 55 - Resumo das deflexões (FLOOR-PRO)

		Deformação (mm)		
		Vão	t = imediata	t = infinito
FAIXA	B1 (vertical)	Bal. Esq.	3,5	8,4
		1° vão	-0,5	0,0
		2° vão	-1,0	-3,0
		Bal. Dir.	3,2	5,0
	3B (hor.)	Bal. Esq.	5,0	9,1
		1° vão	4,0	10,0
		Bal. Direito	-2,0	-3,0

A determinação da armadura passiva complementar pode ser obtida automaticamente pelo programa FLOOR-PRO. A escolha da direção da armadura a ser calculada é feita pelo usuário, podendo se dar em função das linhas de apoio previamente definidas, ou em outra direção qualquer relativa ao sistema de eixos coordenados X e Y. Em função da geometria irregular do pavimento, as armaduras foram geradas em relação às linhas de apoio, as quais foram intencionalmente ajustadas na direção da armadura do detalhamento executivo, eliminando, com isso, o trabalho que se teria de projetar os esforços (e armaduras) na direção de interesse, caso a geração da armadura se desse em outra direção.

A Tabela 56 mostra o resumo das armaduras passivas necessárias para atendimento à envoltória das combinações de ações (ELS e ELU) da região em análise.

Tabela 56 - Resumo das armaduras passivas (FLOOR-PRO)

		seção	Arm. Passiva (cm ²)	
			topo	fundo
FAIXA	B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	5,41	0,00
		1° vão	0,00	0,00
		2° apoio	9,21	0,00
		2° vão	0,00	0,00
		3° apoio	4,74	0,00
	3B (hor.)	1° apoio	6,98	0,00
		1° vão	0,00	0,00
		Bal. Direito	6,57	0,00

A Figura 94 mostra a disposição e as das armaduras passivas escolhidas no projeto.

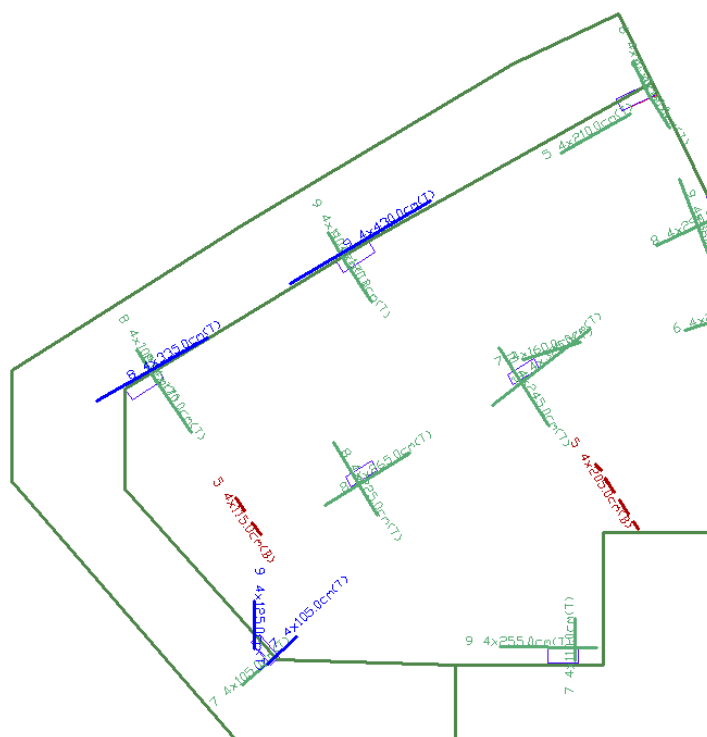


Figura 94 - Armaduras passivas (FLOOR-PRO)

4.3.2) Método dos Elementos Finitos com uso do SAP2000

Para uma segunda análise pelo MEF, empregou-se o SAP2000, pois trata-se de um consagrado *software* comercial para cálculo pelo MEF. Na modelagem foram utilizados elementos de casca (*shell*) para representar a laje, elementos de barra (*frame*) para pilares e elementos tendão (*tendon*) para os cabos de protensão.

A Figura 95 apresenta a laje discretizada com elementos de casca, já com os cabos de protensão inseridos no modelo, conforme o detalhamento do projeto executivo.

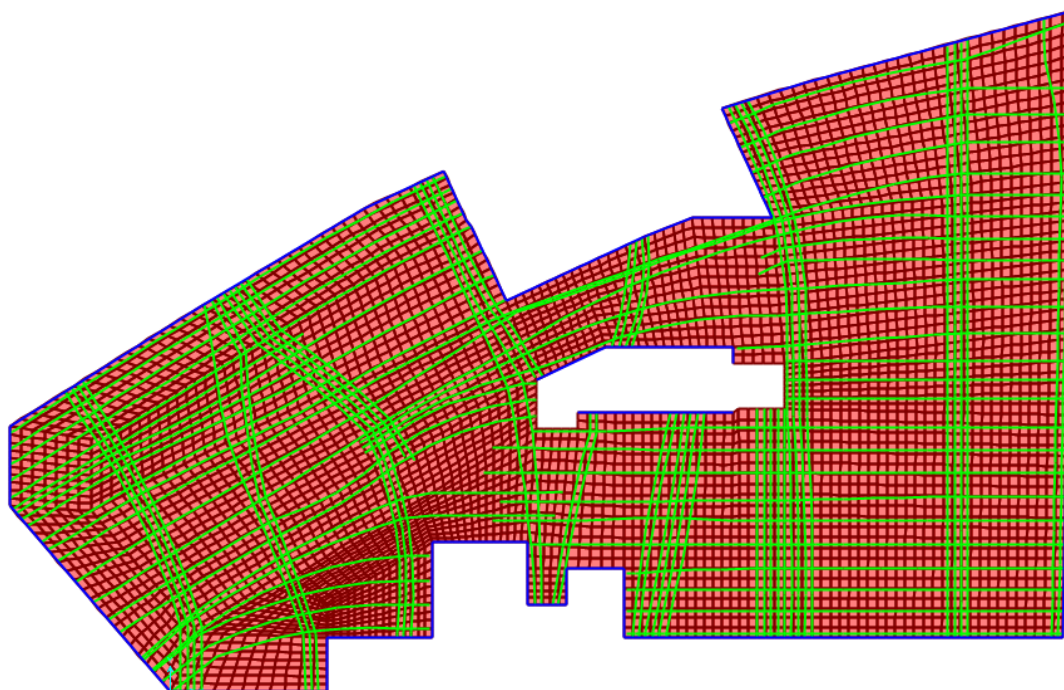


Figura 95 - Laje discretizada e traçados dos cabos (SAP2000)

A Figura 96 exemplifica a definição de um cabo de protensão pelo SAP2000. Cada cabo é inserido como um conjunto de cordoalhas (até quatro) cujas coordenadas são informadas pelo usuário. Nota-se, nessa figura, os parâmetros de entrada da protensão: tensão de puxada; coeficiente de atrito; coeficiente de curvatura não intencional (*wobble*); tensão após perdas, entre outros.

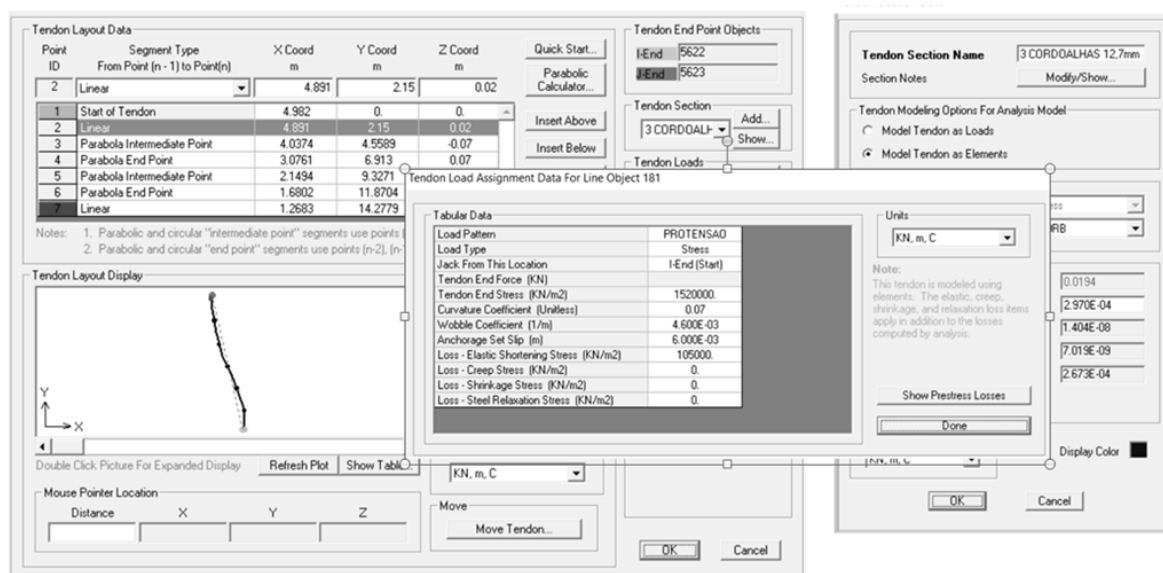


Figura 96 - Exemplo de definição de cabo de protensão (SAP2000)

Os deslocamentos absolutos imediatos e em tempo infinito (imediate e diferida) encontram-se ilustrados na Figura 98.

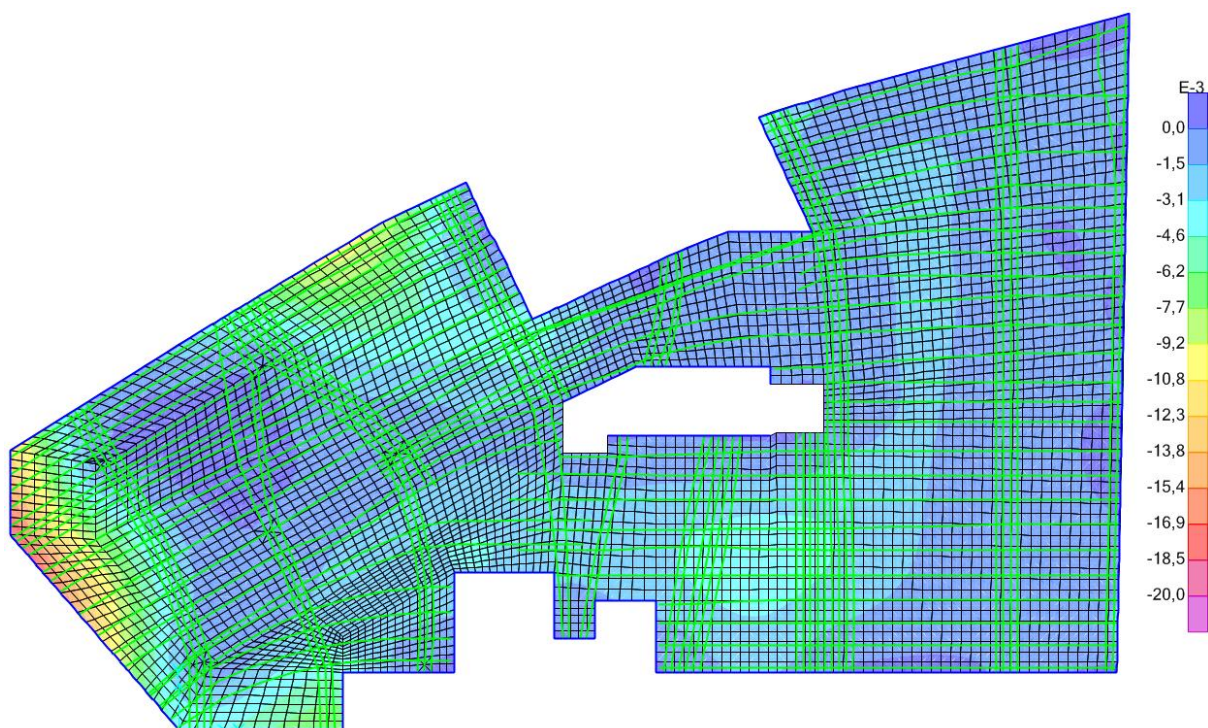


Figura 97 - Deslocamentos imediatos (unidades em mm) (SAP2000)

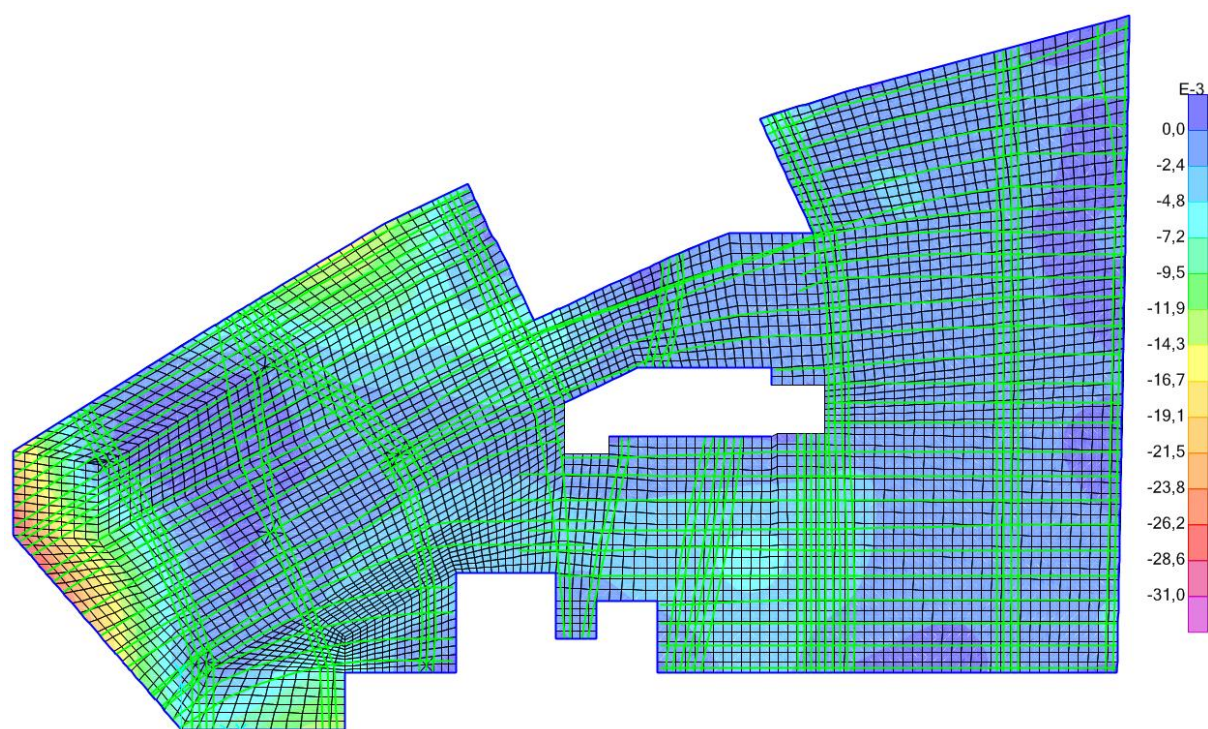
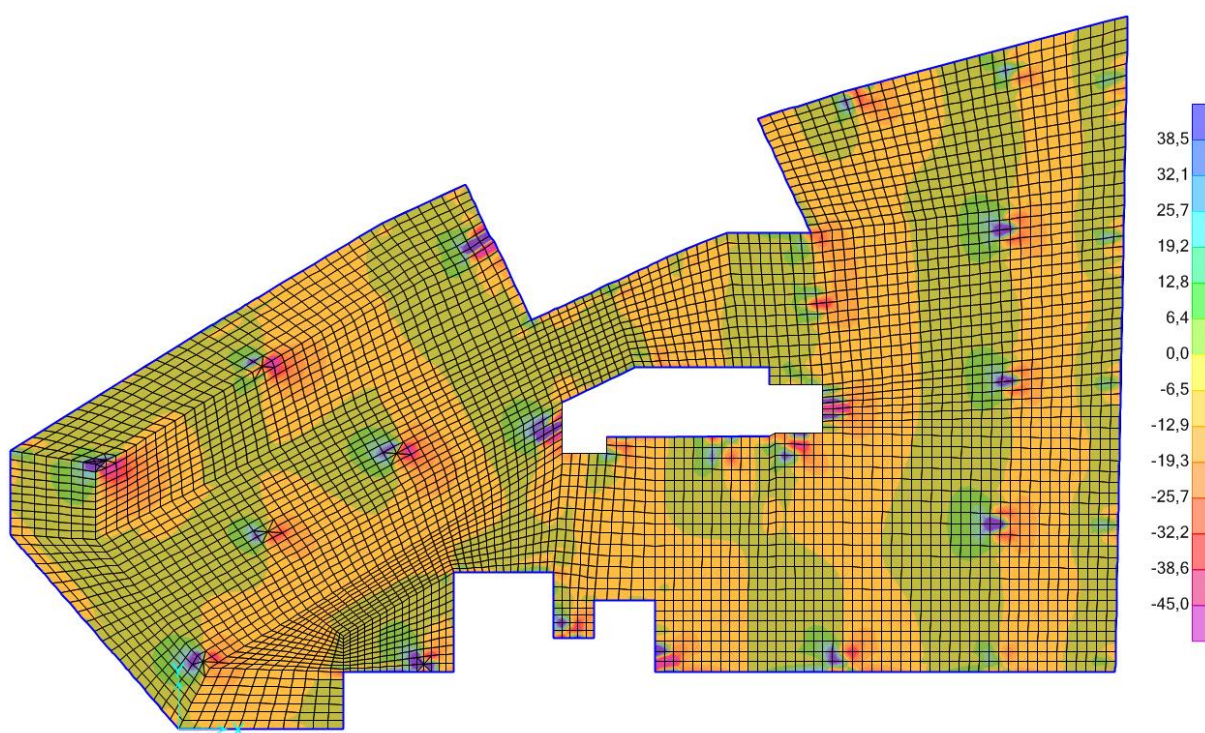


Figura 98 - Deslocamentos totais (imediate e diferida) (unidades em mm) (SAP2000)

Nota-se, que as maiores deformações ocorrem nas extremidades dos balanços, chegando até 20 mm para a deformação imediata e 31 mm para a total (imediata e diferida) no balanço esquerdo.

Para definição da largura da seção (*section cut*), faz-se necessário determinar a largura da faixa de contribuição. Isso pode ser entendido ao se analisar a distribuição dos esforços cortantes devidos à carga permanente na laje (Figura 99 e Figura 100). Nota-se que o cisalhamento é próximo de zero à meia distância entre linhas de apoio adjacentes.



**Figura 99 - V13: Esforços cortantes devidos à carga permanente (kN/m)
(SAP2000)**

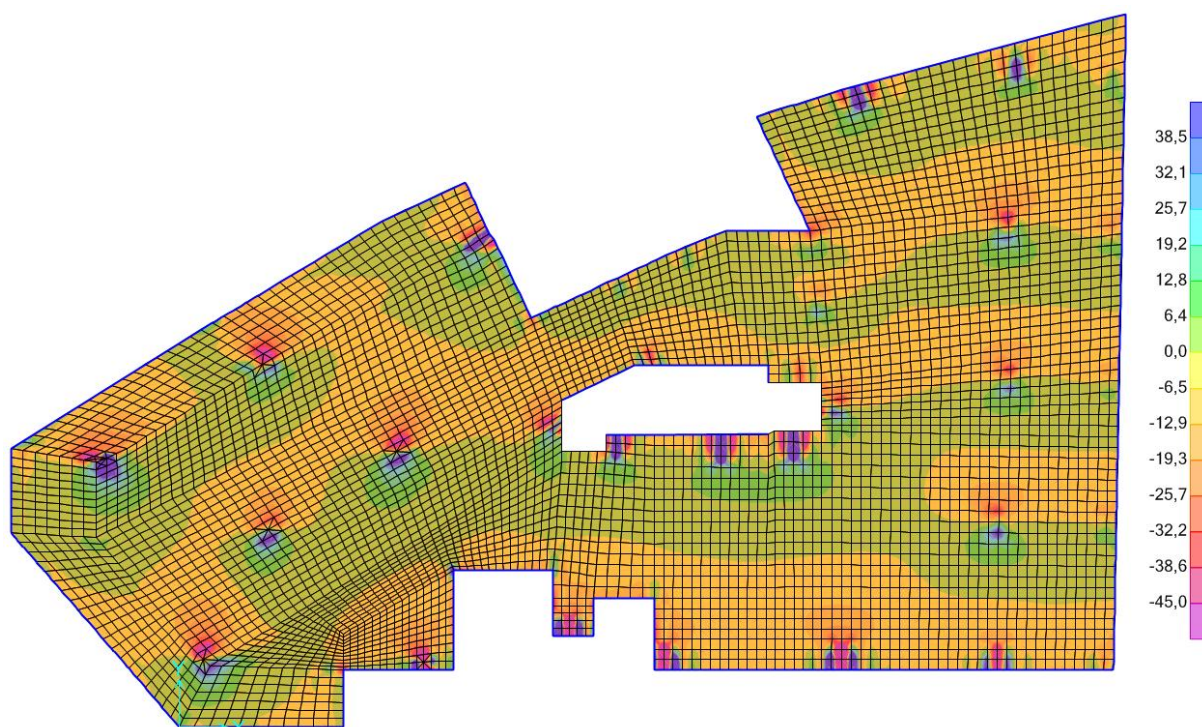


Figura 100 - V23: Esforços cortantes devidos à carga permanente (kN/m) (SAP2000)

Partindo-se desse conceito, a Figura 101 mostra a região de contribuição das faixas B1 e 3B. As linhas amarelas e verdes foram usadas para auxiliar a montagem das seções de cálculo (*section cuts*).

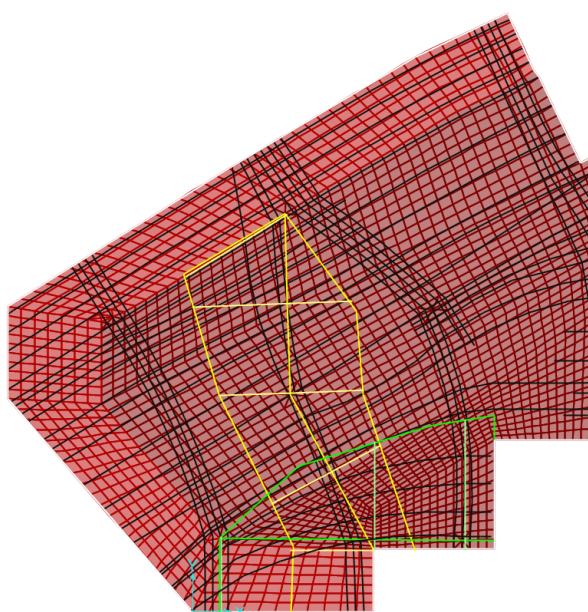


Figura 101 - Definição das faixas tributárias B1 e 3B (SAP2000)

A Figura 102 mostra a definição, no programa SAP2000, da seção de cálculo do meio do vão da faixa 3B (horizontal). O mesmo procedimento foi adotado para obtenção dos esforços integrados nas seções de cálculo da faixa B1 (vertical) em estudo.

Section Cut Data

Edit

Section Cut Name: secao B - g1 - Conc + cabo

Coordinate System: GLOBAL

Units: KN, m, C

Section Cut Defined By:

Group

Quadrilateral Cutting Planes

Section Cut Group:

Group: secao B - grupo 1 - So

Section Cut Result Type:

Analysis (F1, F2, F3, M1, M2, M3)

Design (P, V2, V3, T, M2, M3)

Results Reported at this Location:

Default

User Defined

X Coordinate: 5,83

Y Coordinate: 3,7

Z Coordinate: 0

Section Cut Local Axes Orientation - Analysis:

Rotation about Z: -90

Rotation about Y: 0

Rotation about X: 0

Advanced Axes

Advanced

Results Reported Are On This Side of Elements:

Positive 3 Axis Side of Quadrilateral

Negative 3 Axis Side of Quadrilateral

Quadrilateral Cutting Planes:

Number of Quadrilaterals: 1

Currently Displayed Quadrilateral: 1

Point	X	Y	Z
1	5,83	1,95	-0,1
2	5,83	1,95	0,1
3	5,83	5,45	0,1
4	5,83	5,45	-0,1

Check For Legal Quadrilateral

Section cut results are reported for all elements that are fully cut by quadrilaterals and have their associated objects included in the section cut group.

OK

Cancel

Figura 102 - Exemplo de definição de *Section Cut* (SAP2000)

Os dados de saída das *section cuts* consistem em seis esforços (momentos e forças) nas direções dos eixos locais, definidos a partir de um ângulo de rotação em torno do eixo global (Figura 102).

Os momentos fletores na laje, nas direções horizontal (M11) e vertical (M22), para a combinação no ELU, são mostrados na Figura 103 e na Figura 104, respectivamente.

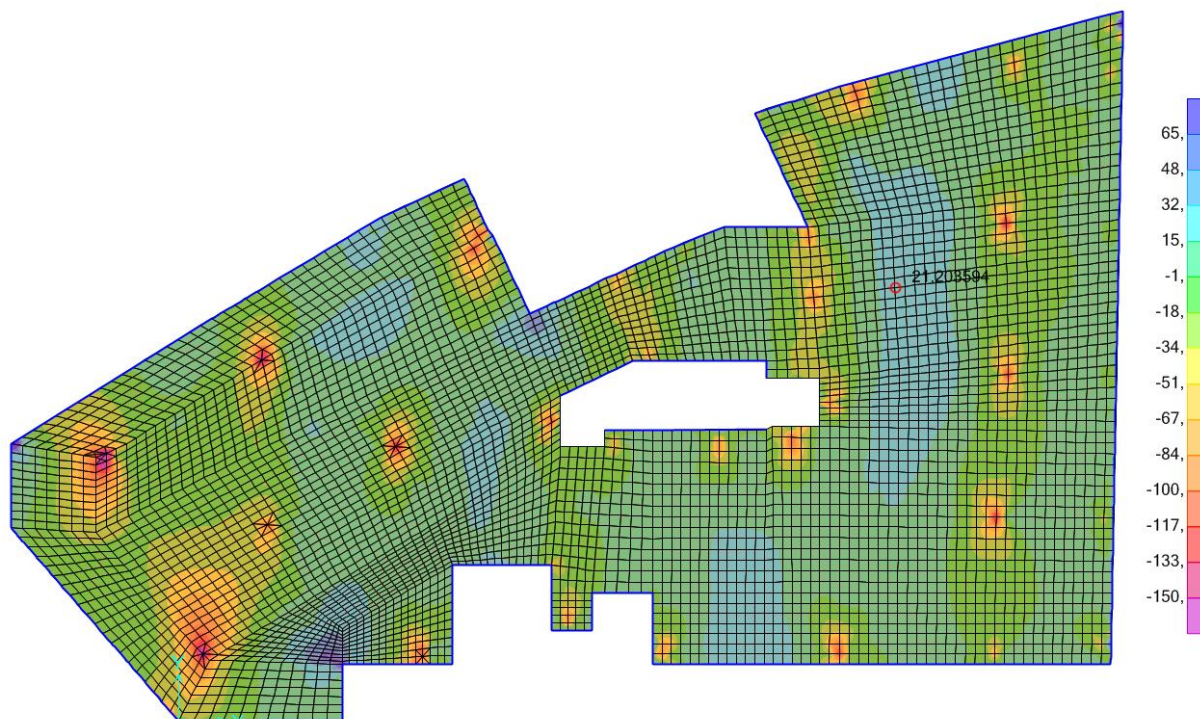


Figura 103 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção horizontal (M11) (SAP2000)

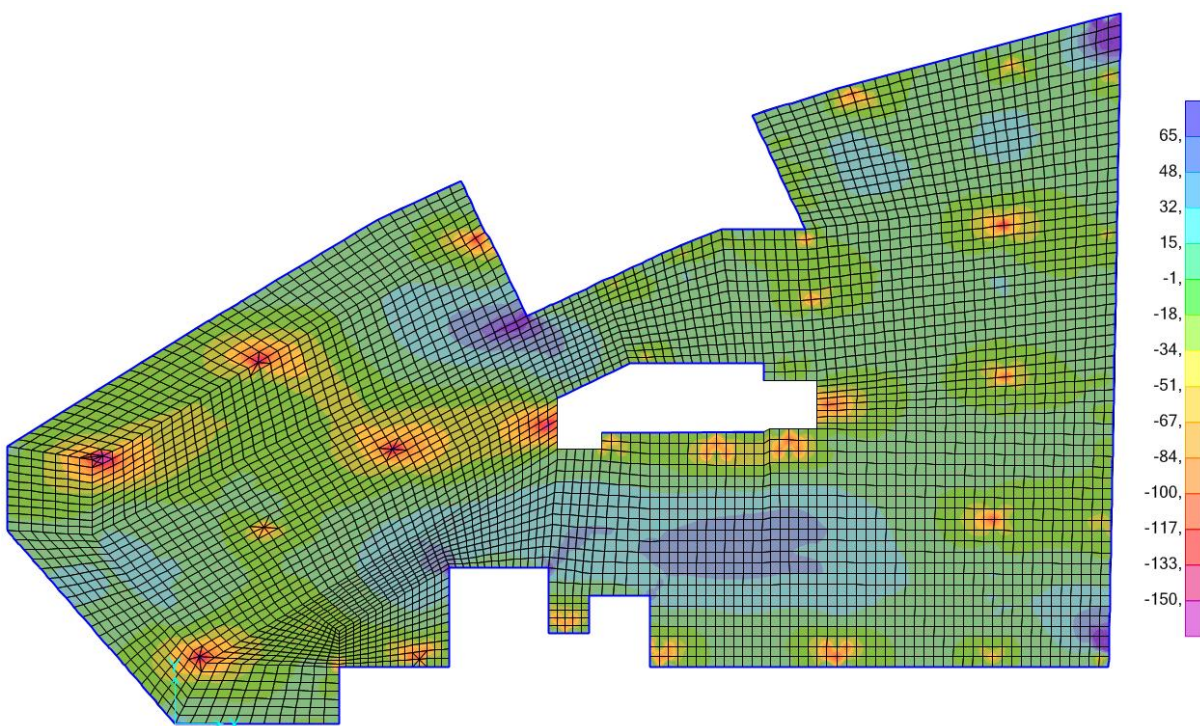


Figura 104 - ELU: Momentos fletores (kN.m/m) na direção vertical (M22) (SAP2000)

Os esforços normais, no ato da protensão, são apresentados na Figura 105 e na Figura 106, nas direções horizontal e vertical, respectivamente.

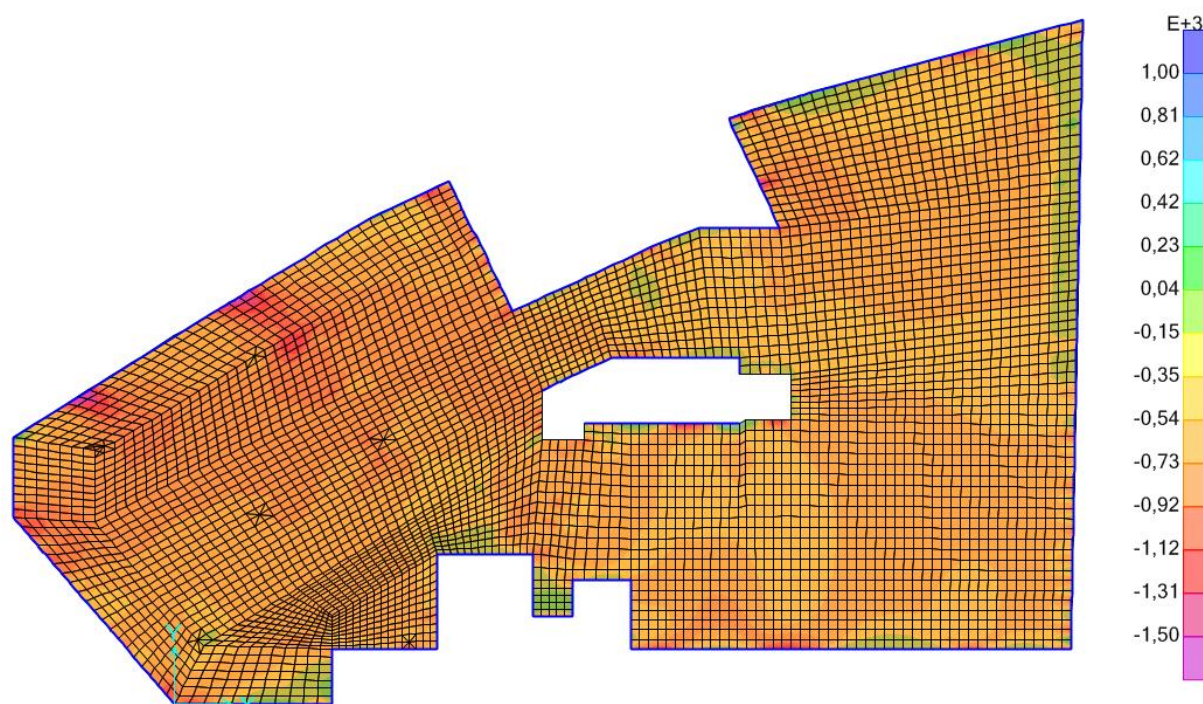


Figura 105 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção horizontal (F11) (SAP2000)

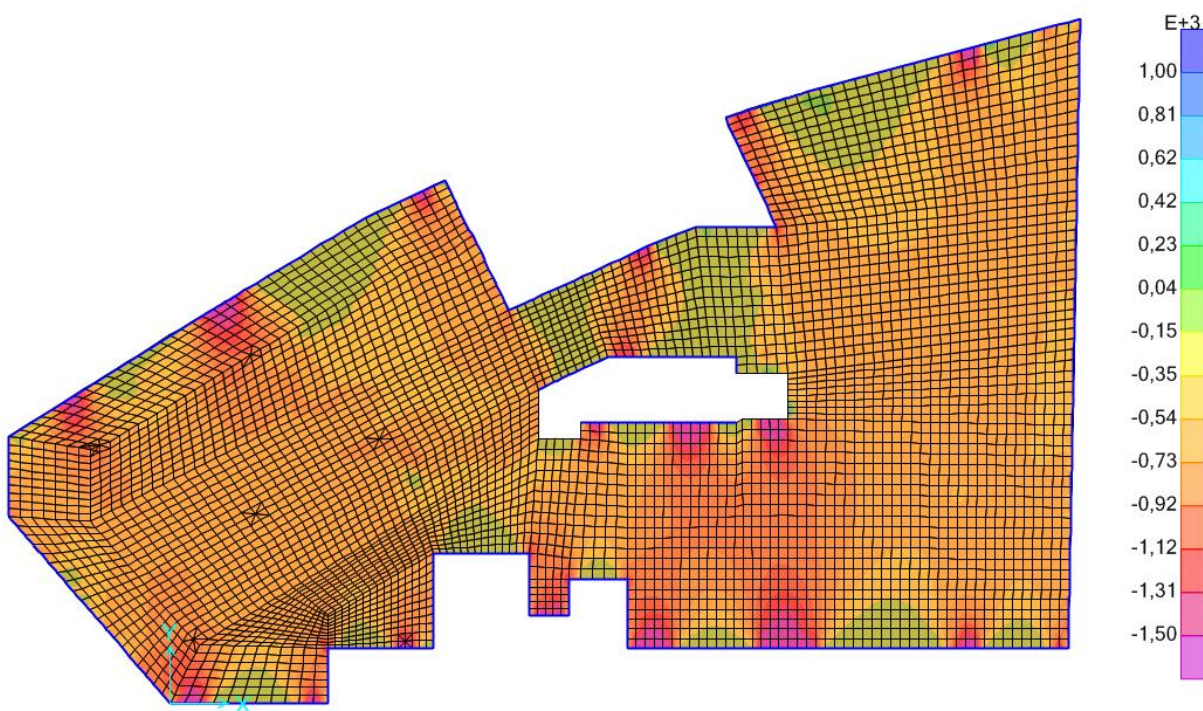


Figura 106 - Ato da protensão: Esforços normais (kN/m) na direção vertical (F22) (SAP2000)

A área em torno do pilar P22 merece atenção especial, pois marca o encontro entre dois balanços de laje. Na Figura 107, a linha vermelha espessa representa a inflexão desses balanços. Nota-se que, nesse alinhamento, ocorrem as menores flechas do balanço, indicando maior rigidez localizada. Esse comportamento sugere a formação de apoio elástico nessa região, levando ao surgimento de momentos volventes (Figura 108).

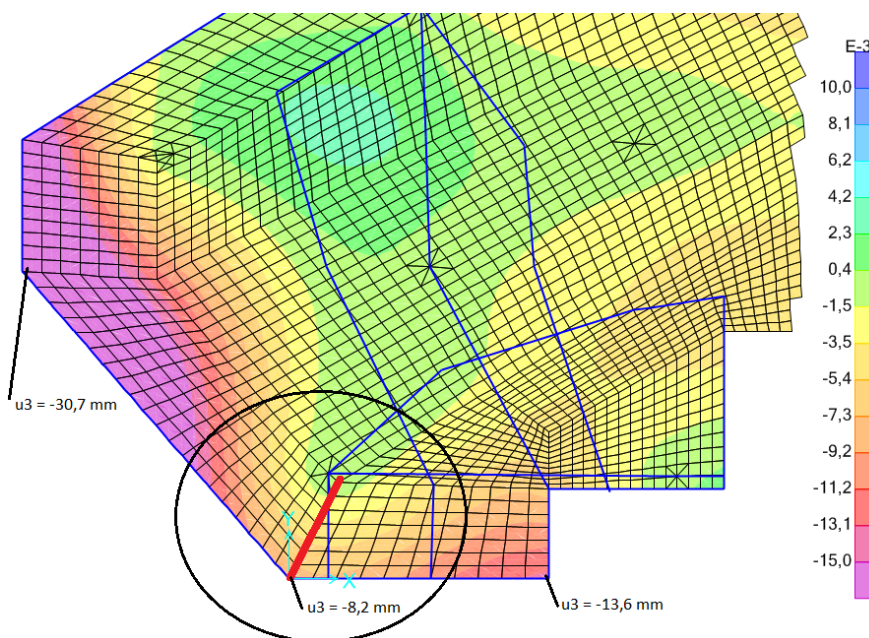


Figura 107 - Deflexões em torno do pilar P22 (SAP2000)

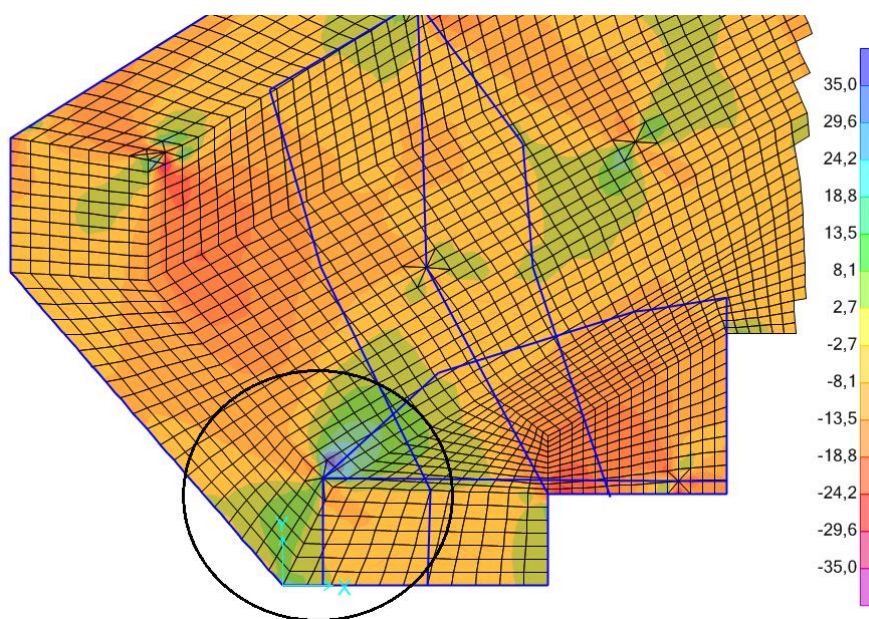


Figura 108 - Momento volvente (M12) em torno do pilar P22 (kN.m/m) (SAP2000)

A Tabela 57 apresenta o resumo dos valores obtidos para as tensões em serviço, na combinação frequente de ações, e a Tabela 58 apresenta as tensões para a combinação de ações no ato da protensão.

Tabela 57 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (SAP2000)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
BI (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-2,71	-3,09	
	1° vão	-	-	-0,49	-2,32	
	2° apoio	-	-	-1,60	-1,43	
	2° vão	-	-	-0,21	-3,54	
	3° apoio	1,37	-	-	-6,16	
3B (hor.)	1° apoio	0,21	-	-	-6,88	
	1° vão	-	0,34	-3,44	-	
	Bal. Direito	-	-	-1,32	-1,87	

Tabela 58 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (SAP2000)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
BI (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-4,26	-2,41	
	1° vão	-	-	-0,14	-3,07	
	2° apoio	-	-	-3,48	0,00	
	2° vão	-	-	-0,43	-3,88	
	3° apoio	-	-	-2,50	-2,99	
3B (hor.)	1° apoio	-	-	-4,23	-3,42	
	1° vão	-	-	-2,21	-1,34	
	Bal. Direito	-	-	-2,69	-0,97	

A Tabela 59 apresenta as deflexões imediatas e no tempo infinito (imediato e diferida), respectivamente.

Tabela 59 - Resumo das deformações (SAP2000)

		Deformação (mm)		
		Vão	t = imediata	t = infinito
FAIXA	BI (vertical)	Bal. Esq.	3,0	6,9
		1º vão	-0,5	-1,2
		2º vão	-1,0	-2,0
		Bal. Dir.	2,0	6,0
	3B (hor.)	Bal. Esq.	5,5	9,0
		1º vão	4,5	7,0
		Bal. Direito	0,0	-1,0

A Tabela 60 apresenta o resumo das armaduras passivas calculadas a partir da envoltória de ações (ELU e ELS) obtida por meio do SAP2000. No item 3.2.4.9 deste trabalho são apresentadas as informações necessárias para a obtenção das armaduras passiva pela ACI-318:14.

Foram necessárias armaduras passivas complementares apenas nas seções dos apoios e balanços.

Tabela 60 - Resumo das armaduras passivas pelo MEF (SAP2000)

		Arm. Passiva (cm ²)		
		seção	topo	fundo
FAIXA	BI (vertical)	Bal. Esquerdo	4,45	0,00
		1º vão	0,00	0,00
		2º apoio	7,84	0,00
		2º vão	0,00	0,00
		3º apoio	9,95	0,00
	3B (hor.)	1º apoio	8,42	0,00
		1º vão	0,00	0,00
		Bal. Direito	6,93	0,00

Cabe destacar que o programa SAP2000 disponibiliza o dimensionamento das armaduras passivas de forma automática, possibilitando ao usuário a obtenção dessas armaduras (nas faces superior e inferior) em duas direções ortogonais, em qualquer ponto dos elementos de casca, segundo a orientação dos eixos locais. Esse dimensionamento baseia-se no Anexo KK da norma EN1992 1-2 (2004), estando devidamente explicado por SCHULZ (1988).

4.3.3 Método da Analogia de Grelha com uso do CAD/TQS

Foi utilizado o módulo "CAD/Lajes protendidas" do CAD/TQS para a análise via analogia de grelha. O CAD/TQS é um dos *softwares* comerciais mais utilizados por escritórios de projeto estrutural no Brasil, principalmente para projetos de edificações múltiplas.

O modelo apresentado a seguir foi gentilmente cedido pela CSP Engenharia, responsável pela conferência do projeto estrutural.

A discretização das grelhas foi feita com elementos de 25 x 25 cm, conforme ilustra a Figura 109.

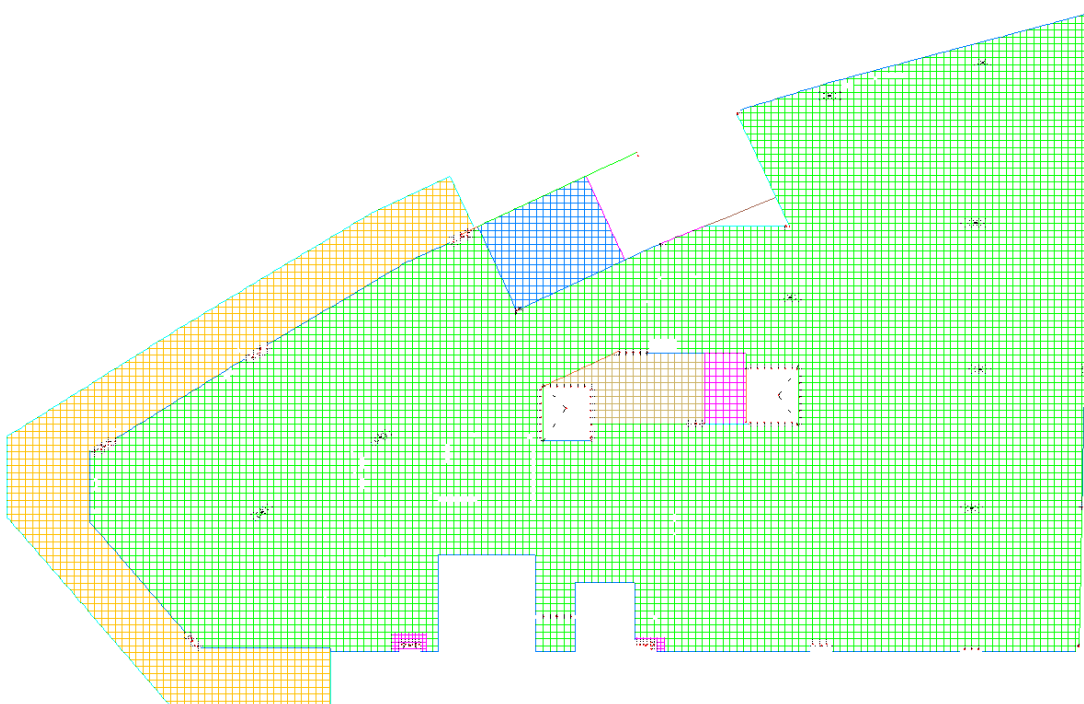


Figura 109 - Laje discretizada (CAD/TQS)

O programa CAD/TQS permite que o usuário defina trechos chamados de regiões de protensão uniforme (RPU), nas quais os cabos são distribuídos. Quando se deseja extrair esforços de uma área que contenha diversas RPU's, é necessária a utilização das regiões de transferência de esforços (RTE), que podem ter geometria independente das RPU's. Os diagramas de esforços podem ser obtidos diretamente por cada RPU ou por meio das RTE's.

A distribuição de cabos nas RPU's segue o mesmo detalhamento do projeto estrutural, tal como mostram a Figura 110 e a Figura 111, para as direções horizontal e vertical,

respectivamente. As linhas cheias (azuis) representam as RPU's e as linhas tracejadas (marrons) as RTE's.

Apenas a região delimitada pelas RPU's ou RTE's colaboram como seção resistente para o cálculo das tensões normais e da armadura passiva. Diferentemente do MPE, as RTE's geralmente não englobam toda a laje, mas apenas regiões específicas à critério do projetista, resultando em áreas menores de seção resistente, aumentando as tensões calculadas. Esse procedimento sugere resultados mais conservadores.

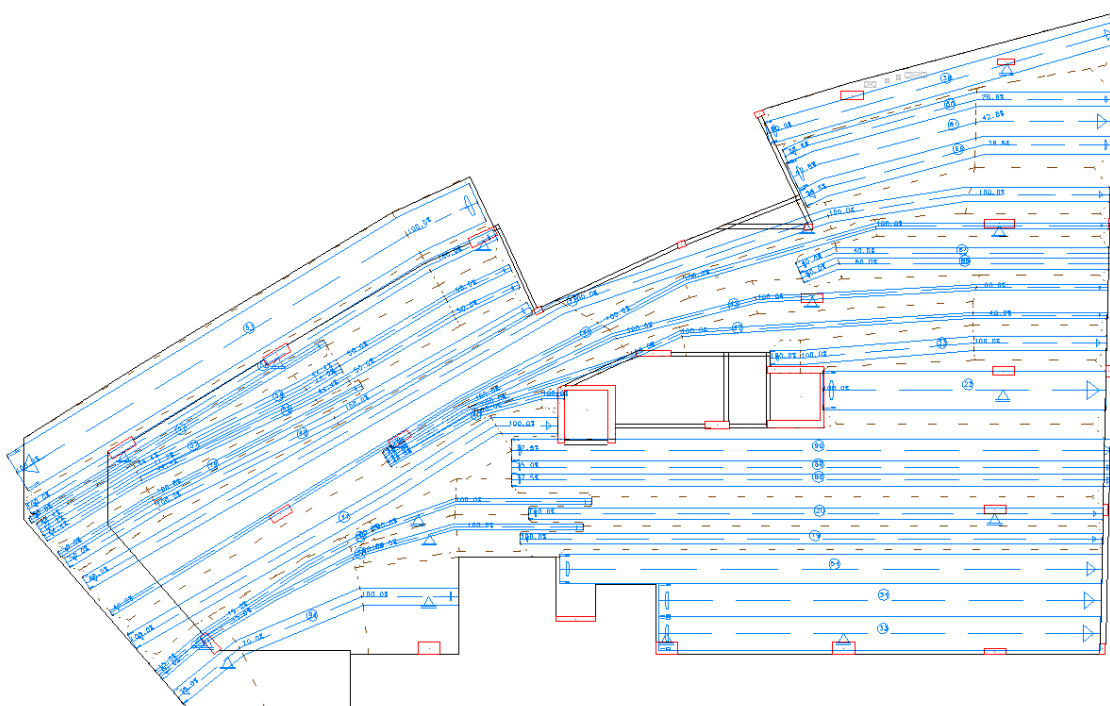


Figura 110 - RPU's e RTE's na direção horizontal (CAD/TQS)

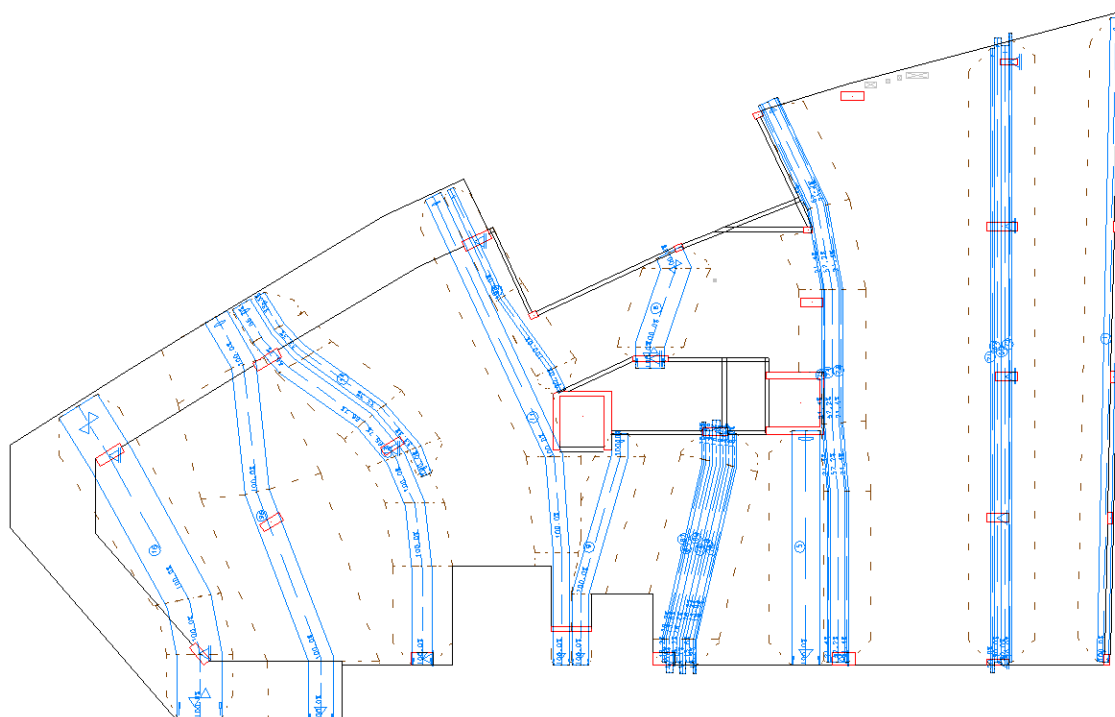


Figura 111 - RPU's e RTE's na direção vertical (CAD/TQS)

A Figura 112 apresenta os deslocamentos absolutos da estrutura no ELS (imediate e diferida). Não foi gerada planta com as deflexões imediatas.

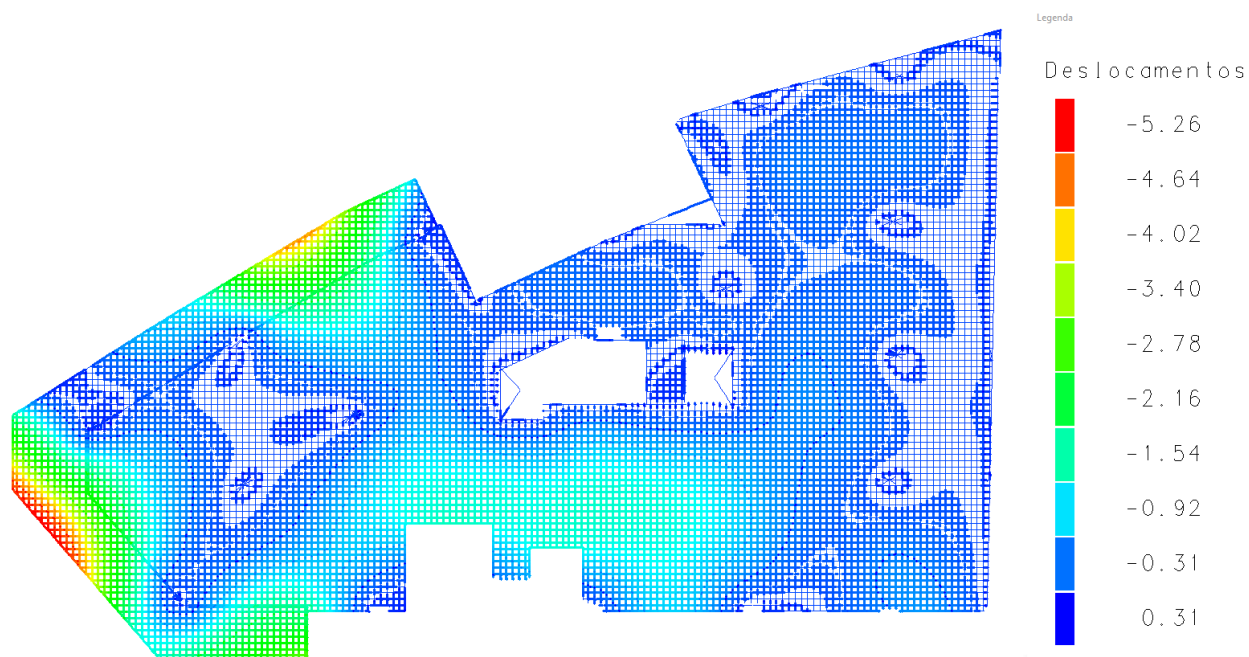


Figura 112 - Deslocamentos totais (imediate e diferida) (unidades em cm) (CAD/TQS)

A Figura 113 e a Figura 114 mostram as tensões normais na faixa B1, na combinação frequente de ações e no ato da protensão, respectivamente. As unidades de tensões apresentadas encontram-se no sistema MKS (kgf; cm), uma vez que o programa não possibilita ao usuário a troca de unidades para o sistema internacional (SI).

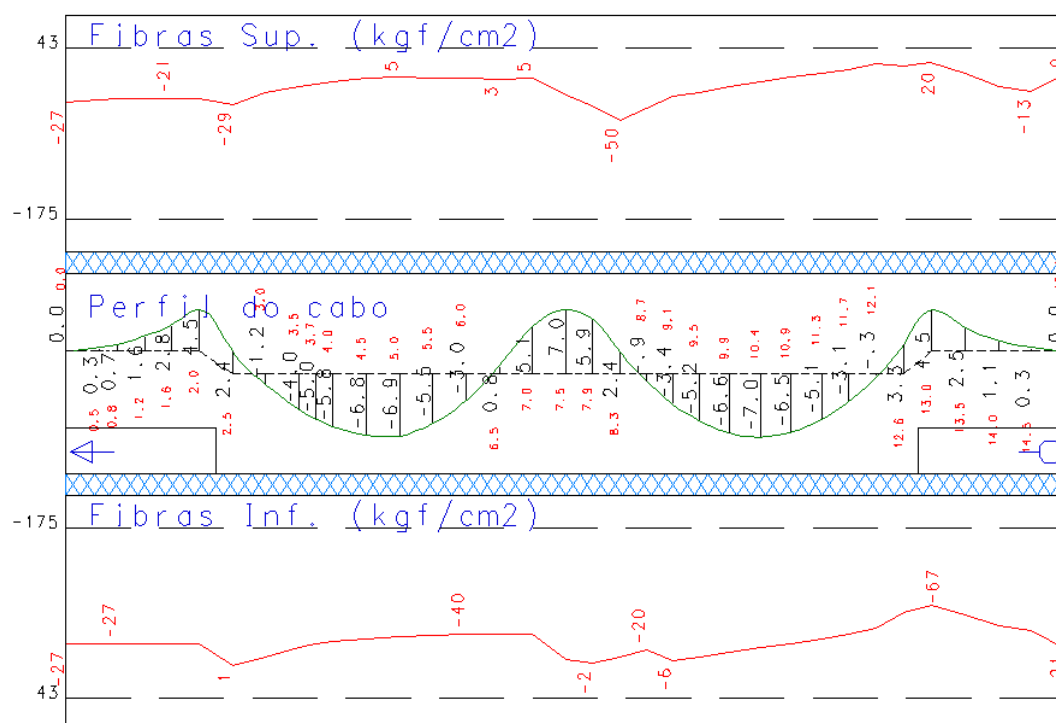


Figura 113 - Faixa B1: Diagrama de tensões normais no ELS (combinação frequente)

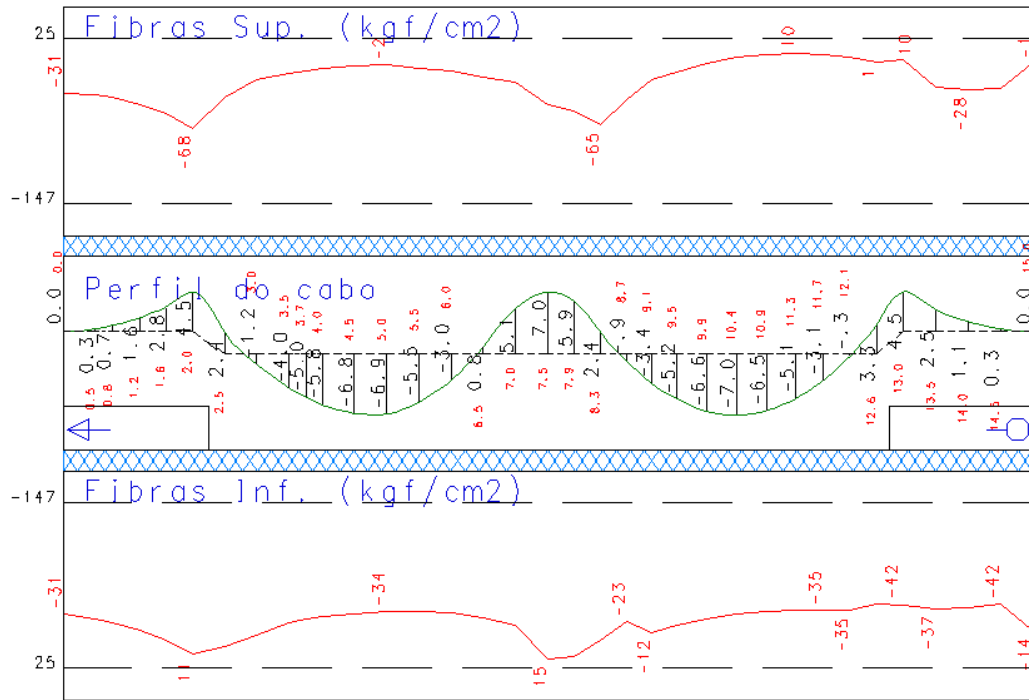


Figura 114 - Faixa B1: Diagrama de tensões normais no ato da protensão

A Figura 115 e a Figura 116 mostram as tensões normais na faixa 3B, na combinação frequente de ações e no ato da protensão, respectivamente.

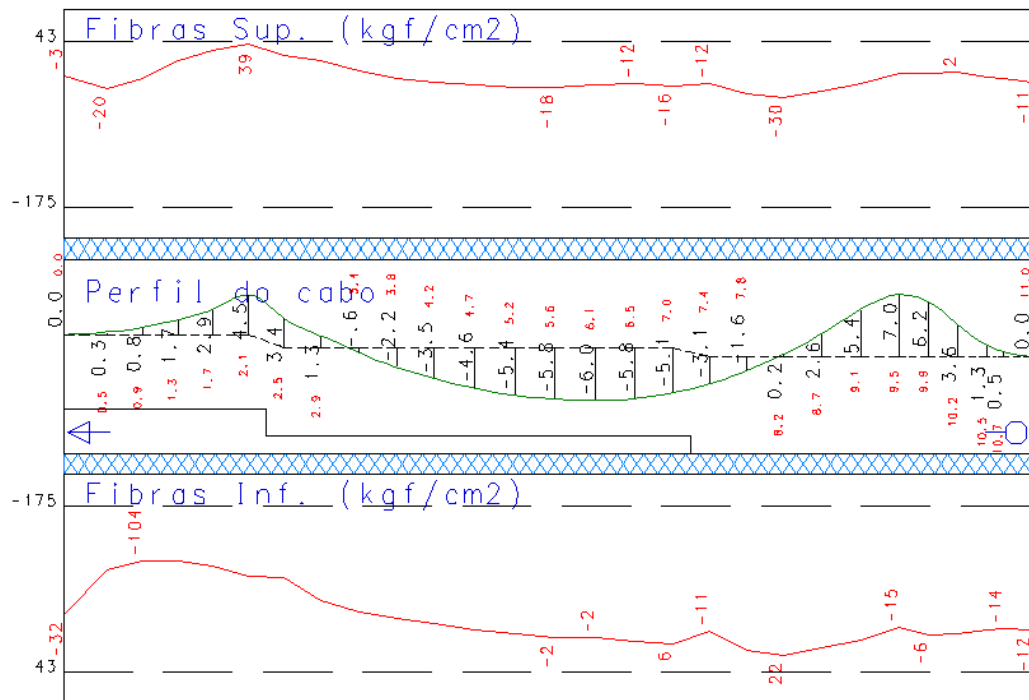


Figura 115 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ELS (combinação frequente), laje 3B

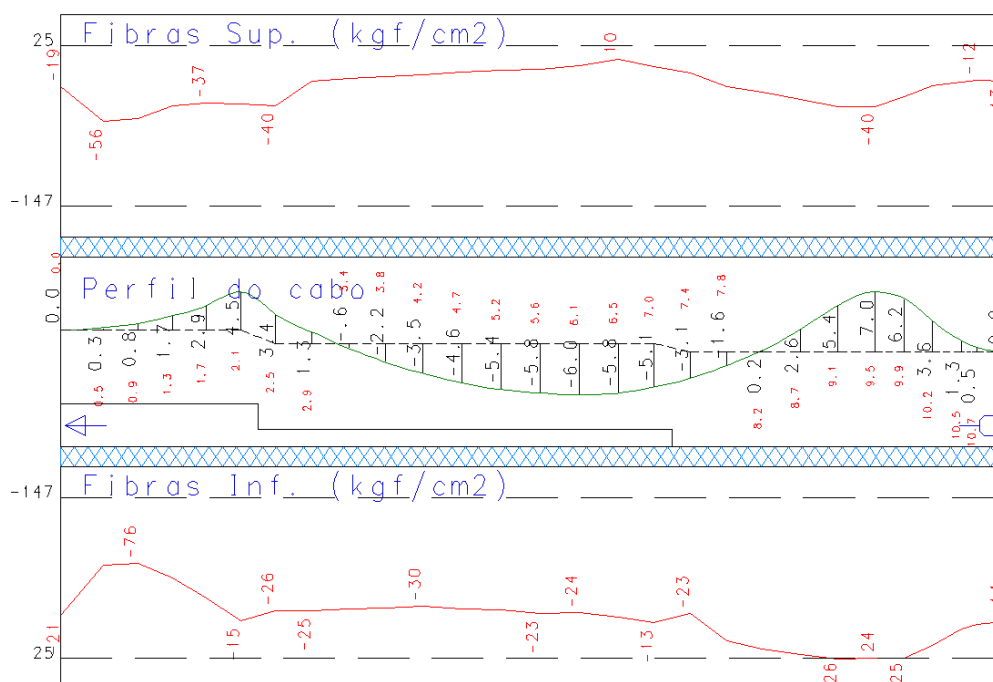


Figura 116 - Faixa 3B: Diagrama de tensões normais no ato da protensão

Conforme mostram as figuras anteriores, a representação gráfica das tensões normais ao longo das RTE's não indica a posição exata dos apoios. Especificamente, para o balanço junto ao pilar P22, essa ausência de referência dificulta a identificação do valor preciso da tensão em função da grande variação das tensões nessa região.

A Tabela 61 e a Tabela 62 apresentam os resumos das tensões normais em serviço, na combinação frequente de ações e no ato da protensão, respectivamente.

Tabela 61 - Resumo das tensões normais em serviço (combinação frequente) (CAD/TQS)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
BI (vertical)	Bal. Esquerdo	-	-	-2,10	-2,70	
	1º vão	0,50	-	-	-3,60	
	2º apoio	-	-	-2,00	-0,80	
	2º vão	-	-	-0,10	-2,20	
	3º apoio	2,00	-	-	-6,70	
3B (hor.)	1º apoio	3,50	-	-	-8,45	
	1º vão	-	-	-1,50	-0,20	
	Bal. Direito	0,20	-	-	-1,50	

Tabela 62 - Resumo das tensões normais no ato da protensão (CAD/TQS)

FAIXA		Vão	Tensão (MPa)			
			Tração máx		Comp. máx	
			topo	fundo	topo	fundo
B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	-	1,10	-6,80	-	
	1° vão	-	-	-0,20	-3,40	
	2° apoio	-	1,50	-4,25	-	
	2° vão	0,50	-	-	-3,10	
	3° apoio	1,00	-	-	-4,00	
3B (hor.)	1° apoio	-	-	-3,80	-1,70	
	1° vão	0,10	-	-	-2,40	
	Bal. Direito	-	2,40	-4,00	-	

A Figura 117 apresenta as armaduras passivas complementares necessárias ao longo da faixa B1, e a Figura 118 traz as armaduras passivas ao longo da faixa 3B. O programa fornece a armadura por unidade de comprimento (cm^2/m). Para se obter a quantidade total de armadura é necessário multiplicar essa taxa pela largura da RPU ou RTE na seção desejada.

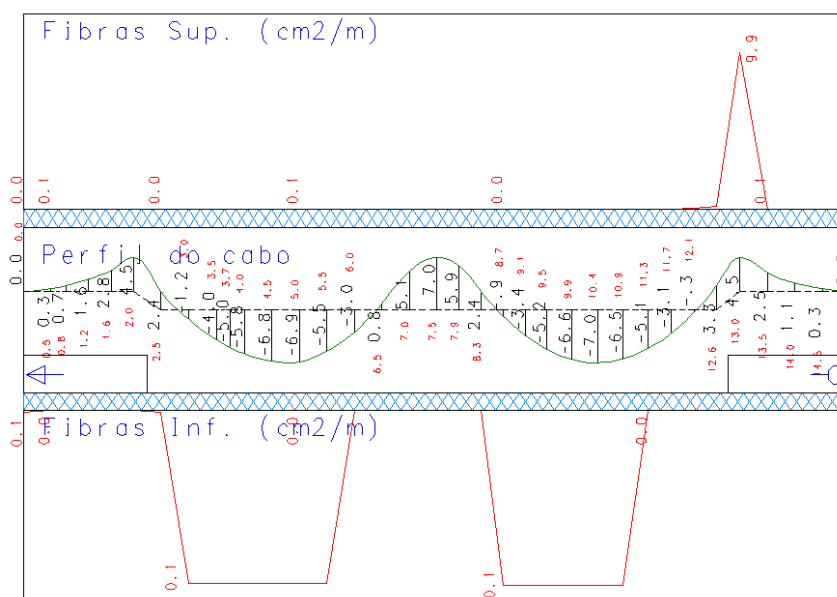


Figura 117 - Faixa B1: Armadura passiva complementar (cm^2/m)

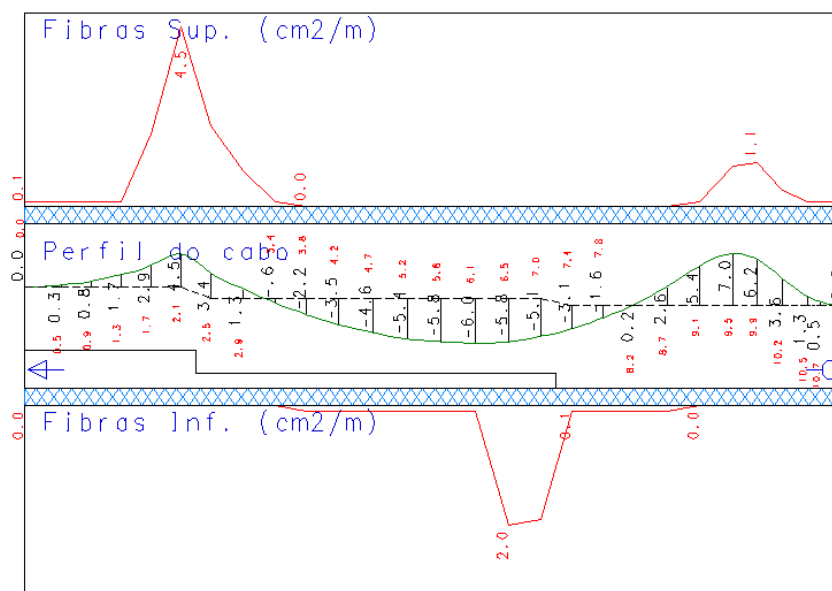


Figura 118 - Faixa 3B: Armadura passiva complementar (cm²/m)

A Tabela 63 apresenta o resumo das deflexões no tempo infinito (imediatas e diferidas). O sinal positivo indica deformação no sentido gravitacional.

Tabela 63 - Resumo das deflexões no tempo infinito (imediatas e diferidas) (CAD/TQS)

		Deformação (mm)		
		Vão	t = imediata	t = infinito
FAIXA	BI (vertical)	Bal. Esq.	-	10,2
		1º vão	-	-3,0
		2º vão	-	0,0
		Bal. Dir.	-	6,0
	3B (hor.)	Bal. Esq.	-	15,0
		1º vão	-	10,0
		Bal. Direito	-	-3,0

A Tabela 64 apresenta o resumo das armaduras passivas calculadas nas seções de estudo.

Tabela 64 - Resumo das armaduras passivas (CAD/TQS)

		Arm. Passiva (cm ²)		
		seção	topo	fundo
FAIXA	B1 (vertical)	Bal. Esquerdo	5,70	0,00
		1° vão	0,00	0,50
		2° apoio	5,70	0,00
		2° vão	0,00	0,50
		3° apoio	36,00	0,00
	3B (hor.)	1° apoio	15,00	0,00
		1° vão	0,00	8,00
		Bal. Direito	5,50	0,00

5) ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir, são comparadas as tensões normais em serviço, as deflexões imediatas e totais, e as armaduras passivas obtidas a partir dos diferentes métodos de cálculo.

5.1) Comparação das tensões normais

A Tabela 65 e a Tabela 66 apresentam o resumo comparativo das tensões normais em serviço (combinação frequente) e no ato da protensão, respectivamente, para a faixa B1 (vertical).

Para fins de comparação entre os valores obtidos pelos diversos métodos de análise, as tensões normais resultantes da combinação de ações pelo MPE e pelo MEF (FLOOR-PRO) contemplam as cargas acidentais atuando sobre todo o pavimento (MAX_LL), visto que os resultados obtidos pelo MEF (SAP2000) e pela análise de grelha não consideram a alternância de cargas acidentais.

Nessas tabelas, a coluna dif.1 apresenta a consiste na diferença percentual entre os valores de tensões calculados pelos diversos métodos de análise e pelo MPE (referência). A coluna dif.2 mostra a diferença percentual entre as tensões calculadas pelos outros métodos de análise e pelo MPE, tomando-se como referência (denominador) as tensões admissíveis, cujos valores são 2,96 MPa (tração) e 15,75 MPa (compressão).

As tensões normais determinadas pelo MPE, na seção do balanço direito (3º apoio – pilar P10), foram obtidas a partir do pórtico B.

Tabela 65 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das tensões normais (combinação frequente)

	MÉTODO	Tração máx						Compressão máx					
		TOPO			FUNDO			TOPO			FUNDO		
		(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-0,85			-2,70		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,71	219%	-12%	-3,09	15%	-2%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,80	229%	-12%	-2,35	-13%	2%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,10	147%	-8%	-2,70	0%	0%
1º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,15			-1,50		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,49	-57%	4%	-2,32	54%	-5%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,50	-57%	4%	-2,65	77%	-7%
	Grelha (CAD/TQS)	0,50	-	17%	0,00	-	0%	0,00	-100%	7%	-3,60	140%	-13%
2º apoio	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,74			-0,75		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-1,60	-8%	1%	-1,43	91%	-4%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,87	-50%	6%	-2,37	216%	-10%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,00	15%	-2%	-0,80	7%	0%
2º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,05			-2,15			0,00		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-100%	-2%	-0,21	-90%	12%	-3,54	#####	-23%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-100%	-2%	-0,10	-95%	13%	-4,00	#####	-25%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-100%	-2%	-0,10	-95%	13%	-2,20	#####	-14%
Bal. Dir. (3º apoio)	MPE (ADAPT-PT) (*)	0,50	(*)		0,00			0,00			-4,00	(*)	
	MEF (SAP2000)	1,37	174%	29%	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-6,16	54%	-14%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,10	-80%	-14%	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-4,90	23%	-6%
	Grelha (CAD/TQS)	2,00	300%	51%	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-6,70	68%	-17%

(1) %dif.1 = $[(x - MPE) / MPE]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos

(2) %dif.2 = $[(x - MPE) / \sigma_{adm}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos e σ_{adm} a tensão admissível

(*) Tensões obtidas a partir do pórtico B

Tabela 66 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das tensões normais no ato da protensão

MÉTODO	Tração máx						Compressão máx						
	TOPO			FUNDO			TOPO			FUNDO			
	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-2,80			-1,35		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-4,26	52%	-9%	-2,41	79%	-7%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,60	-7%	1%	-1,60	19%	-2%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	1,10	-	37%	-6,80	143%	-25%	0,00	-100%	9%
1º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-0,20			-2,40		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,14	-28%	0%	-3,07	28%	-4%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,20	0%	0%	-2,95	23%	-3%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,20	0%	0%	-3,40	42%	-6%
2º apoio	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-2,45			-0,40		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-3,48	42%	-7%	0,00	-101%	3%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,75	12%	-2%	-0,50	25%	-1%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	1,50	-	51%	-4,25	73%	-11%	0,00	-100%	3%
2º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,20			-1,15		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,43	-64%	5%	-3,88	238%	-17%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-0,45	-63%	5%	-3,45	200%	-15%
	Grelha (CAD/TQS)	0,50	-	17%	0,00	-	0%	0,00	-100%	8%	-3,10	170%	-12%
Bal. Dir. (3º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,80	(*)		-1,70	(*)	
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,50	39%	-4%	-2,99	76%	-8%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,60	44%	-5%	-1,70	0%	0%
	Grelha (CAD/TQS)	1,00	-	34%	0,00	-	0%	0,00	-100%	11%	-4,00	135%	-15%

(1) %dif.1 = $[(x - \text{MPE}) / \text{MPE}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos

(2) %dif.2 = $[(x - \text{MPE}) / \sigma_{adm}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos e σ_{adm} a tensão admissível

(*) Tensões obtidas a partir do pórtico B

Os valores das tensões normais, na combinação frequente de ações (Tabela 65), indicam boa convergência entre os métodos de análise quando se toma como referência a tensão admissível do concreto (dif.2). Por outro lado, ao se tomar como referência as respostas do MPE (dif.1), as diferenças percentuais entre os métodos de análise atingem valores extremamente elevados. Esse mesmo comportamento é observado na Tabela 65, com as tensões normais obtidas no ato da protensão.

Comparando-se as respostas obtidas no balanço esquerdo da faixa B1, nota-se que o resultado do MPE diferiu razoavelmente dos demais. Isso se deve à presença do pilar fictício (Figura 41) utilizado como suporte dessa faixa. Por se tratar de apoio rígido, este gera maiores momentos fletores negativos e, conseqüentemente, menor compressão no topo da laje. O elevado nível de protensão empregado para suspender o balanço esquerdo fez surgir tensões normais compressivas no 1º vão, tanto nas fibras superiores quanto nas fibras inferiores, no MPE e no MEF. No modelo grelha, pode ser observado esse mesmo efeito, surgindo inclusive

tensões trativas nas fibras superiores no meio do vão, indicando a existência de momentos fletores negativos.

No segundo apoio, o SAP2000 (MEF) apresentou tensões ligeiramente mais elevadas que o FLOOR-PRO (MEF). Em geral, essa tendência se repete nos apoios, enquanto nos vãos os resultados são semelhantes. Isso pode ser explicado pelos picos de solicitações que surgem no SAP2000 em torno do nó de ligação da laje (elementos de casca) com os pilares (elementos de barra). Para eliminar os problemas de concentração de tensões no programa SAP2000, recomenda-se conectar, com elementos de barra rígidos, os nós da laje circundantes ao nó de ligação laje-pilar, no artifício chamado "pé-de-galinha".

O FLOOR-PRO, por outro lado, modela os pilares como elementos cujas dimensões são consideradas na discretização da malha, eliminando-se esse efeito de concentração de tensões.

Nota-se que as diferenças percentuais máximas (dif.2), tanto na combinação frequente de ações como no ato da protensão, ocorrem no 2º vão da faixa B1, atingindo -25% (FLOOR-PRO) e -17% (SAP2000). Isso se deve ao fato desse pórtico, no MPE, ter sido modelado, à direita, com apoio de segundo gênero, inexistindo, portanto, continuidade com o balanço direito. Essa configuração diferenciada do sistema estrutural provocou momentos fletores positivos de maior intensidade, levando ao surgimento de tensões trativas nas fibras inferiores nesse vão.

A Tabela 67 e a Tabela 68 apresentam o resumo comparativo das tensões normais em serviço (combinação frequente) e no ato da protensão, respectivamente, para a faixa 3B (horizontal).

As tensões normais determinadas pelo MPE, na seção do balanço esquerdo (1º apoio - pilar P22), foram obtidas a partir do pórtico 3.

Tabela 67 - Faixa 3B (horizontal): Resumo comparativo das tensões normais em serviço (combinação frequente)

	MÉTODO	Tração máx						Compressão máx					
		TOPO			FUNDO			TOPO			FUNDO		
		(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE (ADAPT-PT) (*)	1,60	(*)		0,00			0,00			-4,85	(*)	
	MEF (SAP2000)	0,21	-87%	-47%	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-6,88	42%	-13%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-100%	-54%	0,00	-	0%	-0,75	-	-5%	-5,00	3%	-1%
	Grelha (CAD/TQS)	3,50	119%	64%	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-8,45	74%	-23%
1º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			1,50			-4,10			0,00		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,34	-77%	-39%	-3,44	-16%	4%	0,00	-	0%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,55	-63%	-32%	-3,80	-7%	2%	0,00	-	0%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-100%	-51%	-1,50	-63%	17%	-0,20	-	-1%
Bal. Dir. (2º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,80			-1,71		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-1,32	-27%	3%	-1,87	9%	-1%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-1,40	-22%	3%	-1,80	5%	-1%
	Grelha (CAD/TQS)	0,20	-	7%	0,00	-	0%	0,00	-100%	11%	-1,50	-12%	1%

(1) %dif.1 = $[(x - MPE) / MPE]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos

(2) %dif.2 = $[(x - MPE) / \sigma_{adm}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos e σ_{adm} a tensão admissível

(*) Tensões obtidas a partir do pórtico 3

Tabela 68 - Faixa 3B (horizontal): Resumo comparativo das tensões normais no ato da protensão

	MÉTODO	Tração máx						Compressão máx					
		TOPO			FUNDO			TOPO			FUNDO		
		(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2	(MPa)	%dif.1	%dif.2
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-1,70	(*)		-1,65	(*)	
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-4,23	149%	-16%	-3,42	107%	-11%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-4,20	147%	-16%	-1,70	3%	0%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-3,80	124%	-13%	-1,70	3%	0%
1º vão	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-2,10			-0,42		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,21	5%	-1%	-1,34	218%	-6%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,20	5%	-1%	-0,85	102%	-3%
	Grelha (CAD/TQS)	0,10	-	3%	0,00	-	0%	0,00	-100%	13%	-2,40	471%	-13%
Bal. Dir. (2º apoio)	MPE (ADAPT-PT)	0,00			0,00			-2,27			-2,65		
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,69	19%	-3%	-0,97	-63%	11%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0%	0,00	-	0%	-2,20	-3%	0%	-0,85	-68%	11%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0%	2,40	-	81%	-4,00	76%	-11%	0,00	-100%	17%

(1) %dif.1 = $[(x - MPE) / MPE]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos

(2) %dif.2 = $[(x - MPE) / \sigma_{adm}]$, onde x é o valor calculado pelos outros métodos e σ_{adm} a tensão admissível

(*) Tensões obtidas a partir do pórtico 3

Comparando-se os resultados das tensões normais na combinação frequente de ações (Tabela 67), novamente percebe-se que, quando se toma como referência as tensões normais admissíveis do concreto (dif.2), em geral, há boa convergência entre as respostas. Todavia, ao se tomar como referência as respostas do MPE (dif.1), as diferenças percentuais entre os

métodos de análise atingem valores extremamente elevados. Esse mesmo comportamento é observado na Tabela 68, com as tensões normais obtidas no ato da protensão.

O 1º apoio da faixa 3B, porém, apresenta valores de tensões que fogem desse comportamento. Essa é uma região de análise complexa, pois ali ocorrem efeitos de momentos volventes decorrentes da inflexão do encontro entre as lajes dos balanços, tal como mencionado no item 4.3.2 desse capítulo. Conforme mostra a Tabela 67, as tensões normais nesse apoio variam bastante, até mesmo quando se toma como referência a tensão admissível do concreto (dif.2). O MPE apresenta tensões trativas no topo da laje maiores que o MEF, dentre os quais o SAP2000 mostra valores superiores aos do FLOOR-PRO. O modelo grelha, por sua vez, apresenta tensão de tração de 3,50 MPa, maior que o limite de 2,96 MPa da ACI-318, mas dentro do limite de abertura de fissuras.

No vão central da faixa 3B, o MPE apresentou as maiores tensões normais de tração, na combinação frequente de ações. Isso se deve ao fato desse pórtico ter sido modelado, à esquerda, com apoio de segundo gênero, inexistindo, portanto, continuidade com o balanço esquerdo.

Na seção do balanço direito (2º apoio), as tensões normais obtidas pelos diversos métodos, na combinação frequente, apresentam valores praticamente iguais, distinguindo-se apenas os resultados (dif.2) do modelo grelha, 7% para tração no topo e 11% para compressão no topo.

Em geral, as tensões normais obtidas pelo CAD/TQS (grelha) mostraram boa convergência de resultados. As maiores diferenças percentuais (dif.2) ocorreram nas seções dos balanços, notadamente no balanço direito da faixa B1 (51% - tração no topo) e no balanço esquerdo da faixa 3B (64% - tração no topo). Isso pode ser explicado pela consideração das RTE's que, em alguns casos, apresentam larguras menores que as do pórtico equivalente. Deve-se também ressaltar que, tal como ocorre no SAP2000, surgem picos de tensões no modelo grelha, na região de ligação (nós) entre os elementos de barras da laje e dos pilares, justificando as maiores tensões localizadas nas seções dos balanços.

Outro fator importante que merece ser destacado diz respeito ao cálculo da diferença percentual (dif.2) entre os métodos de análise. Na determinação da relação entre tensões normais trativas, o denominador da expressão considera o valor de 2,96 MPa como referência. Esse valor reduzido de tensão admissível conduz a percentuais relativamente altos, mesmo

quando se tem pequenas diferenças entre valores absolutos de tensões. Isso fica ainda mais evidente quando se considera, na compressão, a tensão admissível limite de 15,75 MPa.

5.2) Comparação das deflexões

A Tabela 69 e a Tabela 70 apresentam o resumo das deflexões da faixa B1 (vertical) e da faixa 3B (horizontal), respectivamente. Nessas tabelas, a coluna dif. (%) consiste na diferença percentual entre as deflexões calculadas pelos diversos métodos de análise e pelo MPE, tomando-se como referência (denominador) as flechas limites (e_{lim}). Segundo a ACI 318, as flechas limites (e_{lim}) nos vãos devem ser iguais a $L/240$, e nos balanços iguais a $L/120$, onde L é o valor do vão em questão.

Valores positivos de flechas (deflexões) relativas indicam deslocamentos no sentido gravitacional.

Tabela 69 - Faixa B1 (vertical): Resumo das deflexões relativas em serviço

	MÉTODO	t = 0			t = infinito		
		(mm)	dif.1 (%)	L / x	(mm)	dif.1 (%)	L / x
Bal. Esq. $e_{lim} = 17,9 \text{ mm}$ $L/x > 125$	MPE	2,7		796	7		307
	MEF (SAP2000)	3,0	11%	717	7	-1%	312
	MEF (FLOOR-PRO)	3,5	30%	614	8	20%	256
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	10	46%	211
1º vão $e_{lim} = 22,6 \text{ mm}$ $L/x > 250$	MPE	-0,6		9033	-2		2710
	MEF (SAP2000)	-0,5	-17%	10840	-1	-40%	4517
	MEF (FLOOR-PRO)	-0,5	-17%	10840	0	-100%	-
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	-3	50%	1807
2º vão $e_{lim} = 23,9 \text{ mm}$ $L/x > 250$	MPE	0,9		6378	2		2870
	MEF (SAP2000)	-1,0	-211%	5740	-2	-200%	2870
	MEF (FLOOR-PRO)	-1,0	-211%	5740	-3	-250%	1913
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	0	-100%	-
Bal. Dir. $e_{lim} = 17,9 \text{ mm}$ $L/x > 125$	MPE	4,3		500	11		195
	MEF (SAP2000)	2,0	-53%	1075	6	-45%	358
	MEF (FLOOR-PRO)	3,2	-26%	672	5	-55%	430
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	6	-45%	358

(1) $dif.1 = |(x - MPE) / MPE|$, onde x são os valores dos outros métodos

(2) $dif.2 = |x / e_{lim}|$, onde e_{lim} é a flecha limite

Tabela 70 - Faixa 3B (horizontal): Resumo das deflexões relativas em serviço

	MÉTODO	t = 0			t = infinito		
		(mm)	dif.1 (%)	L / x	(mm)	dif.1 (%)	L / x
Bal. Esq. $e_{lim} = 17,9 \text{ mm}$ $L/x > 125$	MPE	3,4		642	8,7		247
	MEF (SAP2000)	5,5	64%	391	9,0	3%	239
	MEF (FLOOR-PRO)	5,0	49%	430	9,1	5%	236
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	15,0	72%	143
1º vão $e_{lim} = 32,7 \text{ mm}$ $L/x > 250$	MPE	4,7		1670	11,1		707
	MEF (SAP2000)	4,5	-4%	1744	7,0	-37%	1121
	MEF (FLOOR-PRO)	4,0	-15%	1963	10,0	-10%	785
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	10,0	-10%	785
Bal. Dir. $e_{lim} = 8,8 \text{ mm}$ $L/x > 125$	MPE	-0,2		5250	-0,5		2100
	MEF (SAP2000)	0,0	-100%	-	-1,0	100%	1050
	MEF (FLOOR-PRO)	-2,0	900%	525	-3,0	500%	350
	Grelha (CAD/TQS)	-	-	-	-3,0	500%	350

(1) $dif.1 = |(x - MPE) / MPE|$, onde x são os valores dos outros métodos

(2) $dif.2 = |x / e_{lim}|$, onde e_{lim} é a flecha limite

Os resultados das deflexões mostraram boa convergência entre as análises. O valor limite da ACI-318 foi atendido em todos os métodos de cálculo.

No segundo vão do pórtico B1, o MPE apresentou deflexão em sentido contrário aos outros métodos. Conforme mencionado anteriormente, isso acontece pelo fato do pórtico B1 ter sido modelado sem o balanço direito e com a extremidade simplesmente apoiada. O balanço da laje faz parte do pórtico B, de onde foi obtida a deflexão apresentada na Tabela 69.

Similarmente, a maior deflexão no 1º vão da faixa 3B é observada no MPE, uma vez que o balanço esquerdo da laje foi modelado no pórtico 3, de onde se obteve o valor da deflexão apresentada na Tabela 70.

5.3) Comparação das armaduras passivas

A Tabela 71 e a Tabela 72 apresentam os resumos comparativos das armaduras passivas da faixa B1 e da faixa 3B, respectivamente. Nessas tabelas, a coluna dif.1 (%) consiste na diferença percentual entre os valores de armadura passiva calculados pelos diversos métodos de análise e pelo MPE, tomando-se como referência o MPE (denominador).

Tabela 71 - Faixa B1 (vertical): Resumo comparativo das armaduras passivas

	MÉTODO	TOPO		FUNDO	
		(cm ²)	%dif.1	(cm ²)	%dif.1
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE	7,10		0	
	MEF (SAP2000)	4,45	-37%	0	-
	MEF (FLOOR-PRO)	5,41	-24%	0	-
	Grelha (CAD/TQS)	5,70	-20%	0	-
1º vão	MPE	0,00		0	
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0	-
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0	-
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0,50	-
2º apoio	MPE	9,84		0	
	MEF (SAP2000)	7,84	-20%	0	-
	MEF (FLOOR-PRO)	9,21	-6%	0	-
	Grelha (CAD/TQS)	5,70	-42%	0	-
2º vão	MPE	0,00		0	
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0	-
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0	-
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	0,50	-
Bal. Dir. (3º apoio)	MPE	9,00		0	
	MEF (SAP2000)	9,95	11%	0	-
	MEF (FLOOR-PRO)	4,74	-47%	0	-
	Grelha (CAD/TQS)	36,00	300%	0	-

(*) %dif.1 = [(x - MPE) / MPE]

Tabela 72 - Pórtico 3B (horizontal): Resumo comparativo das armaduras passivas

	MÉTODO	TOPO		FUNDO	
		(cm ²)	%dif.1	(cm ²)	%dif.1
Bal. Esq. (1º apoio)	MPE	7,80		0,00	
	MEF (SAP2000)	8,42	8%	0,00	-
	MEF (FLOOR-PRO)	6,98	-11%	0,00	-
	Grelha (CAD/TQS)	15,00	92%	0,00	-
1º vão	MPE	0,00		12,00	
	MEF (SAP2000)	0,00	-	0,00	-100%
	MEF (FLOOR-PRO)	0,00	-	0,00	-100%
	Grelha (CAD/TQS)	0,00	-	8,00	-33%
Bal. Dir. (2º apoio)	MPE	13,10		0,00	
	MEF (SAP2000)	6,93	-47%	0,00	-
	MEF (FLOOR-PRO)	6,57	-50%	0,00	-
	Grelha (CAD/TQS)	5,50	-58%	0,00	-

(*) %dif.1 = [(x - MPE) / MPE]

As tabelas mostram elevada discrepância entre os valores obtidos pelos métodos de análise. Isso fica ainda mais evidente nos resultados calculados pelo CAD/TQS. O programa

CAD/TQS determina automaticamente a armadura passiva a partir dos critérios da NBR 6118:2014. Isso prejudica a comparação entre as armaduras passivas calculadas pelo método de analogia da grelha e pelo MPE, o qual leva em conta os critérios da ACI-318.

Comparando-se os resultados do MPE e do MEF, percebe-se que, em geral, o MPE é mais conservador que os demais.

Particularmente, na seção do balanço direito, o programa CAD/TQS apresentou um pico no diagrama de armadura passiva (Figura 117). Esse resultado é uma distorção numérica e, portanto, não representa o valor real de armadura passiva necessária na seção. O balanço direito da faixa 3B apresentou comportamento similar.

Nota-se, também, que no vão da faixa 3B, o MPE indicou a necessidade de armadura passiva positiva, enquanto ambos os modelos MEF não requereram armadura inferior.

5.4) Comparação entre *layout* de cabos

A fim de se avaliar a influência do traçado de cabos no comportamento do pavimento em estudo, e tendo-se conhecimento da preferência de projeto em se concentrar cabos de protensão que dão apoio aos cabos distribuídos, realizou-se a análise estrutural do pavimento, com o uso do programa FLOOR-PRO, invertendo-se o *layout* dos cabos originais do projeto estrutural.

A Figura 119 ilustra o novo traçado de cabos (concentrado – distribuído).

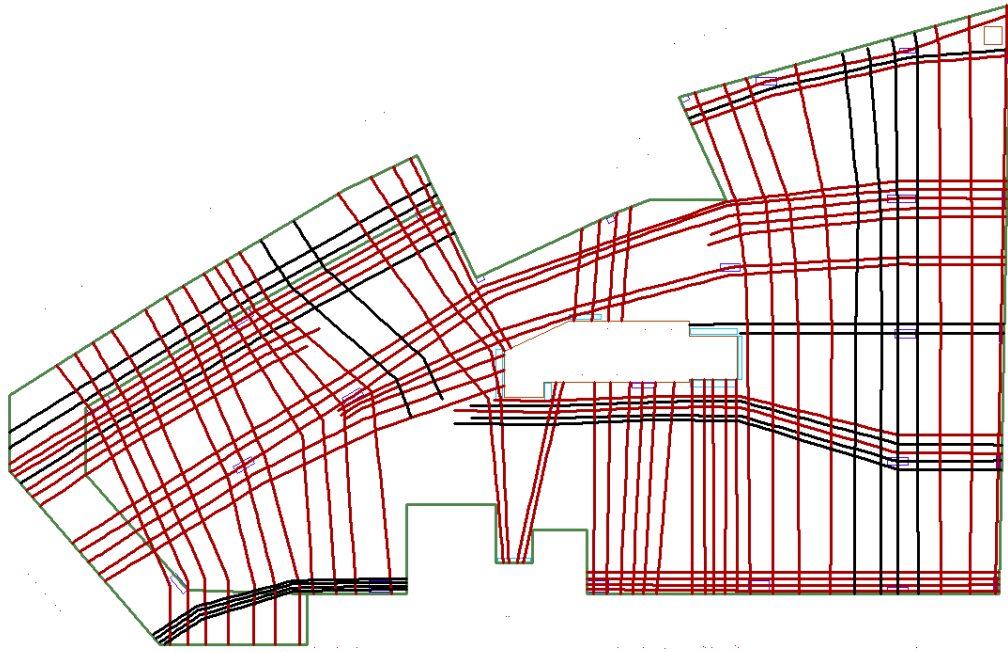


Figura 119 - Novo traçado de cabos. (FLOOR-PRO)

Os deslocamentos em tempo infinito são apresentados na Figura 120.

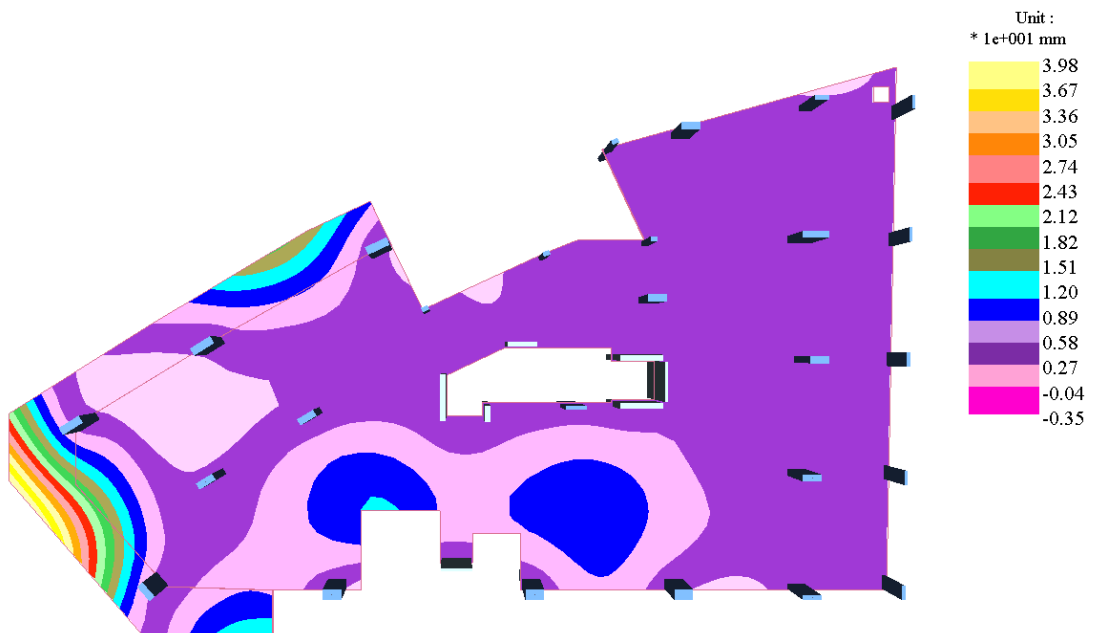


Figura 120 - Deslocamentos em tempo infinito com novo traçado de cabos. (FLOOR-PRO)

Nota-se que as deflexões, no *layout* de cabos invertido, são de mesma magnitude daquelas observadas no traçado de cabos original do projeto, de 8,4 mm (Figura 72). Particularmente, no vão da faixa 3B, que dá apoio à faixa vertical B1, as deflexões absolutas são da ordem de 7,5 mm, enquanto no traçado original são de 8,4 mm.

Conclui-se, portanto, que há pouca influência do traçado de cabos nos deslocamentos verticais do pavimento e, por consequência, nas tensões normais no ELS e no ELU. A faixa 3B de apoio, mesmo com o traçado de cabos distribuído, garantiu rigidez suficiente para limitar os deslocamentos do pórtico que se apoia sobre ela.

6) CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O trabalho aqui apresentado consistiu na avaliação dos métodos de cálculo aplicados às lajes protendidas, tomando-se, como exemplo, o caso real de uma estrutura de edificação residencial.

O projeto estrutural empregou o método do pórtico equivalente na análise estrutural, com o uso do programa comercial ADAPT-PT. Todavia, a complexidade geométrica do pavimento, com grande esconidade e vãos não uniformes, requer avaliação sofisticada do comportamento da estrutura. Nesse sentido, o MPE não permite que se tenha uma visão ampla do problema, visto que as faixas tributárias (pórticos) são analisadas individualmente.

Com o propósito de se obter melhor avaliação do comportamento estrutural do pavimento protendido e de se assegurar dos resultados obtidos pelo MPE, desenvolveu-se a análise comparativa do pavimento com os seguintes métodos de análise: Método da Analogia de Grelha, empregando o programa comercial CAD/TQS, e MEF, com o uso dos programas comerciais SAP 2000 e FLOOR-PRO.

Os resultados das análises mostraram boa convergência. Mesmo apresentando geometria irregular, a despeito das recomendações práticas para o uso do MPE, os resultados foram satisfatórios quando comparados com as respostas do MEF.

Em geral, as tensões normais obtidas pelo CAD/TQS (grelha) mostraram-se superiores aos valores obtidos pelos demais métodos de cálculo. Isso pode ser explicado pela consideração das RTE's, que em alguns casos apresentam larguras menores que as faixas tributárias. Ademais, tal como ocorre no SAP2000, surgem picos de tensões no modelo grelha, na região de ligação (nós) entre os elementos de barras da laje e dos pilares.

Para eliminar os problemas de concentração de tensões no programa SAP2000, recomenda-se conectar, com elementos de barra rígidos, os nós da laje circundantes ao nó de ligação laje-pilar, no artifício chamado "pé-de-galinha".

O SAP2000 e o FLOOR-PRO apresentaram resultados similares. A utilização do SAP2000, todavia, mostrou-se bem mais complexa e trabalhosa do que o FLOOR-PRO. Por se tratar de um programa especificamente desenvolvido para o cálculo de lajes protendidas, o FLOOR-PRO calcula automaticamente os esforços e as tensões normais, para as combinações

desejadas, nas diversas seções de análise, reduzindo o tempo despendido pelo usuário com a definição das seções de corte (*section cuts*) necessárias no SAP2000.

As deflexões nos vãos não indicaram diferenças relevantes. O limite da ACI-318 foi atendido em todos os métodos de análise.

As armaduras passivas apresentaram maiores divergências, principalmente no modelo grelha, em função da utilização da NBR-6118:2014 pelo CAD/TQS, que exige o uso de armadura mínima positiva, mesmo quando as tensões normais se encontram abaixo do limite admissível de tensão de tração.

Pode-se concluir que os três métodos de cálculo demonstraram bons resultados. De uma maneira geral, o modelo grelha e o MPE mostraram uma tendência mais conservadora que o MEF. Isso valida os resultados de ambos, tendo em vista que o MEF apresenta resultados mais precisos.

Como sugestões para trabalhos futuros, citam-se:

- Continuidade da análise estrutural comparativa aplicada a outros projetos de lajes lisas protendidas;
- Estudos comparativos aplicados a lajes nervuradas protendidas;
- Estudos experimentais para calibração dos modelos numéricos do MPE e validação dos resultados, buscando-se trazer subsídios para implementação do método na atual norma brasileira.

7) REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALAMI, B. O. (2014). *Post Tensioned Buildings - Design an Construction*. San Francisco: PT-Structures.

AALAMI, B., & BOMMER, A. (1999). *Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floor*. San Francisco, EUA: PTI (Post Tensioning Institute).

ACI-318. (2011). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute.

ACI-318. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary*. Farmington Hills, Michigan - Estados Unidos: American Concrete Institute.

ALMEIDA FILHO, F. M. (2002). *Estruturas de pisos de edifícios com a utilização de cordoalhas engraxadas*. São Carlos: Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – USP.

BARBOSA, T. d. (2014). *Estudo comparativo do dimensionamento de lajes protendidas com uso de programas computacionais - Trabalho de conclusão de curso*. Rio de Janeiro: UFRJ.

BONO, G. F. (2008). *Modelos Constitutivos para Análise Tridimensional de Estruturas de Concreto Armado através do Método dos Elementos Finitos*. Porto Alegre: Tese Doutorado - Escola de Engenharia - UFRGS.

CAUDURO, E. L. (2002). *Manual para boa execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas*. 2 ed. Belgo Mineira.

COLONESE, S. (2008). *Comparação entre métodos de análise para lajes lisas protendidas com cordoalhas engraxadas - Estudo de Casos*. Campos dos Goytacazes - RJ: Universidade Estadual do Norte Fluminense - UENF.

Corley, W. G., & Jirza, J. O. (Novembro de 1970). *Equivalent frame analysis for slab design*. ACI Journal , pp. 875-884.

CORREA, M. R. (1991). *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. São Carlos: Tese Doutorado - Departamento de Engenharia de Estruturas, EESC-USP.

EMERICK, A. A. (2005). *Projeto e Execução de Lajes Protendidas*. Rio de Janeiro: Editora Interciência.

EN1992, 1.-2. (2004). *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-2: General rules - Structural fire design*. European Committee for Standardisation.

FARIA, E. L. (2004). *Projeto de Lajes Planas Protendidas Via Método dos Elementos Finitos e Pórtico Equivalente - Dissertação de Mestrado*. Belo Horizonte: UFMG.

FUSCO, P. B. (2013). *Técnica de Armas Estruturas de Concreto - 2ª edição*. São Paulo: PINI.

HAMBLY, E. C. (1976). *Bridge Deck Behavior*. E & FN Span.

LIGHTFOOT, E., & SAWKO, F. (1959). *Structural Frame Analysis by Electronic Computer: grid frameworks resolved by generalised slope deflection*.

LIMA, A. C. (2015). *Estudo comparativo do dimensionamento de lajes lisas protendidas com uso de programas computacionais*. - Trabalho de conclusão de curso. Niterói: Universidade Federal Fluminense.

LIN, T. Y., Burns, & Ned, H. (1981). *Design of Prestressed Concrete Structures*. John Wiley and Sons, New York , 646 pp.

LORENCI, G. V. (2010). *Lajes lisas protendidas: Comparação dos métodos de dimensionamento à flexão* - Trabalho de conclusão de curso. Porto Alegre: UFRGS.

LOUREIRO, G. J. (Abril de 2006). *Projeto de lajes protendidas com cordoalhas engraxadas*. VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto , pp. 1734-1755.

NBR-6118. (2014). *Norma de projeto de estruturas de concreto - Procedimento*. Rio de Janeiro: ABNT.

ROCHA, A. M. (Dezembro de 1978). *Esbeltez das lajes*. Revista técnica das construções em engenharia e arquitetura, n° 85 .

SCHULZ, M. (1988). *Verificação geral de peças de concreto armado baseada no modelo da chapa fissurada*. Rio de Janeiro: COPPE-UFRJ.

WIGHT, J. K., & MacGREGOR, J. G. (2009). *Reinforced Concrete - Mechanics and Design* - 6 ed. PEARSON.