

**PROJETO DE LAJES PLANAS PROTENDIDAS VIA MÉTODO DOS
ELEMENTOS FINITOS E PÓRTICOS EQUIVALENTES**

Elves Lincoln Faria

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"PROJETO DE LAJES PLANAS PROTENDIDAS VIA MÉTODO
DOS ELEMENTOS FINITOS E PÓRTICOS EQUIVALENTES"**

Elves Lincoln Faria

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Sebastião Salvador Real Pereira
DEES - UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. José Marcio Fonseca Calixto
DEES-UFMG

Prof. Dr. Eduardo de Moraes Rego Fairbairn
COPPE-UFRJ

Belo Horizonte, 10 de maio de 2004

DEDICATÓRIA

Às pessoas justas, verdadeiras,
honestas e solidárias, que não
se deixam demover nem se
afastam de suas convicções.

“Se soubesse que o mundo se desintegraria amanhã,
ainda assim plantaria minha macieira.”

Martin Luther King

AGRADECIMENTOS

Ao professor Sebastião Salvador Pereira, por sua orientação e valiosas sugestões durante a elaboração deste trabalho.

A meus pais e irmãos.

A Silméia, minha esposa, pela ajuda, compreensão e companheirismo que tornaram possível este trabalho.

À Gabriela, pelos momentos de descontração.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Estruturas da UFMG, pela assistência amigável.

SUMÁRIO

Lista de figuras	i
Lista de tabelas	xiv
Lista de abreviações, símbolos e siglas	xvi
Resumo	xviii
Abstract	xix
1. Introdução	1
1.1. Motivação e Objetivo da Pesquisa.....	1
1.2. Breve Histórico.....	1
1.3. Exemplos de Estruturas Protendidas	6
1.3.1. Silos e Reservatórios de Água	6
1.3.2. Lajes Lisas.....	7
1.3.3. Pisos Industriais	7
1.3.4. Pontes.....	8
1.3.5. Estruturas de Contenção de Terra com Tirantes Protendidos	9
1.3.6. Rádies.....	9
1.3.7. Estruturas Pré-fabricadas	10
2. Protensão	11
2.1. Princípios da Protensão.....	13
2.1.1. Método das Seções.....	13
2.1.2. Método das Cargas Equivalentes e Conceito de Carga Balanceada	14
2.1.3. Efeitos Secundários da Protensão (Hiperestáticos de Protensão)	28
2.1.4. Protensão Com ou Sem Aderência (Sistemas de Pós-Tensão)	29
2.1.4.1. Protensão com Aderência.....	29
2.1.4.2. Protensão sem Aderência.....	34
2.1.4.3. Protensão Aderente x Protensão Não Aderente	42
2.1.5. Perdas de Protensão	43

2.1.5.1.	Perdas por Atrito, Cravação das Cunhas de Ancoragem e por Deformação Elástica do Concreto	43
2.1.5.2.	Perdas Lentas ou Retardadas.....	44
2.1.6.	Métodos de Cálculo dos Esforços	44
3.	Resumo das pesquisas em lajes protendidas.....	47
3.1.	Testes de Flexão	47
3.1.1.	Scordelis, Pister e Lin – 1956	47
3.1.2.	Scordelis, Lin e Itaya – 1959.....	49
3.1.3.	Gamble – 1964	50
3.1.4.	Brotchie e Beresford – 1967	52
3.1.5.	Odello e Mehta – 1967.....	53
3.1.6.	Muspratt – 1969	54
3.1.7.	Hondros e Smith – 1969	56
3.1.8.	Burns, Hemakom e Winter – 1973	58
3.1.8.1.	Laje I.....	58
3.1.8.2.	Laje II.....	63
3.1.8.3.	Laje III.....	67
3.1.9.	Hemakom e Gerbre-Michael - 1970	71
3.1.10.	Vines e Charney - 1975	74
3.1.10.1.	Laje A.....	74
3.1.10.2.	Laje B.....	76
3.2.	Teste de Punção em Lajes Protendidas.....	78
3.2.1.	Scordelis, Lin e May – 1958	78
3.2.2.	Grow e Vanderbilt - 1967	78
3.2.3.	Burns e Gerber - 1971	79
3.2.4.	Burns e Smith - 1973	79
3.2.5.	Hawkins e Trongtham - 1975	80
3.2.6.	Sunidja, Foutch e Gamble - 1982	82
3.3.	Resumo	82
4.	Sistemas estruturais	83
4.1.	Sistemas de Piso e Arranjo Esquemático dos Cabos de Protensão	87
4.1.1.	Lajes planas maciças sem capitéis (lajes lisas)	87

4.1.2. Lajes planas maciças com capitéis ou com “drop panels”.....	88
4.1.3. Lajes planas alveolares.....	89
4.1.4. Lajes unidirecionais + vigas (vigas chatas ou convencionais).....	90
4.1.5. Lajes unidirecionais com “steel deck” + vigas.....	90
4.1.6. Lajes maciças bidirecionais + vigas.....	91
4.1.7. Lajes nervuradas bidirecionais + vigas ou capitéis.....	92
5. Carregamentos.....	93
5.1. Peso Próprio.....	93
5.2. Protensão.....	94
5.3. Carregamento Acidental.....	94
5.3.1. Cargas Acidentais de Serviço.....	94
5.3.2. Cargas Acidentais Transientes.....	94
6. Diretrizes de projeto para pisos de concreto protendido.....	95
6.1. Sistemas de Pós-Tensão.....	96
6.2. Modelagem Estrutural.....	97
6.3. Decisões Iniciais.....	98
6.4. Pré-compressão Média.....	99
6.5. Porcentagem de Carga a Equilibrar.....	100
6.6. Perfil dos Cabos: Geometria (Forma).....	103
6.7. Perfil do Cabo (Tendão): Posição.....	105
6.8. Locação de Ancoragens.....	108
6.9. Considerações Adicionais.....	110
6.9.1. Cobrimento para Resistência ao Fogo.....	110
6.9.2. Geometria dos Cabos.....	110
6.9.3. Cabos Tracionados.....	111
6.9.4. Seleção de Armadura Não Protendida (Armadura Passiva): Tamanho das Barras.....	111
6.9.5. Mobilidade dos Apoios.....	112
6.10 Observações Finais.....	112
7. Programas usados nos exemplos.....	113
7.1. ADAPT-PT.....	113
7.2. ADAPT-PT Psum.....	114

7.3. ADAPT-Floor	115
7.4. ADAPT-Floor Módulo de Dimensionamento	115
7.5. ADAPT-Floor Módulo Pt.....	116
7.6. ADAPT-Floor Módulo Dxf.....	116
8. Exemplos.....	117
8.1. Introdução	117
8.1.1. Considerações de Projeto	118
8.1.2. Códigos Considerados	118
8.1.3. Projeto	118
8.1.4. Diretrizes Do Projeto	119
8.1.5. Flechas	120
8.1.6. Geometria dos Cabos (Tendões).....	120
8.1.7. Materiais.....	121
8.1.7.1. Concreto	121
8.1.7.2. Protensão.....	121
8.1.7.3. Armadura Passiva	122
8.1.8. Carregamento Considerado.....	122
8.1.8.1. DL (dead load) – Carga permanente	122
8.1.8.2. LL (live load) – Carga acidental	122
8.1.9. Casos de Carregamento e Critérios de Projeto	122
8.2. Exemplo 01	124
8.2.1. Definição.....	124
8.2.2. Resumo dos Resultados Usando o Método dos Pórticos Equivalentes ...	127
8.2.3. Resumo dos Resultados Usando o Método dos Elementos Finitos	156
8.2.4. Comparação dos Momentos de Projeto (Fatorados).....	173
8.2.5. Comparação das Tensões em Condições de Serviço	177
8.2.6. Comparação das Flechas em Condições de Serviço	184
8.2.7. Comparação da Quantidade de Armadura Passiva Requerida.....	186
8.3. Exemplo 02	187
8.3.1. Definição.....	187
8.3.2. Resumo dos Resultados Usando o Método dos Pórticos Equivalentes ...	189
8.3.3. Resumo dos Resultados Usando o Método dos Elementos Finitos	222

8.3.4. Comparação dos Resultados	239
8.3.4.1. Comparação dos Momentos de Projeto	239
8.3.4.2. Comparação das Tensões em Condições de Serviço	244
8.3.4.3. Comparação das Flechas em Condições de Serviço	253
8.3.4.4. Comparação da Quantidade de Armadura Passiva Requerida	255
9. Conclusão	256
10. Referências bibliográficas	258

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	1.1. Processo “Lift Slab”	2
FIGURA	1.2. Espessura de Laje em Função do Comprimento do Vão (Limite de Esbelteza Recomendado)	5
FIGURA	1.3. Silo de Clinker – Union Bridge, MD	6
FIGURA	1.4. Reservatório em Execução – Matosinhos-MG.....	6
FIGURA	1.5. Hotel Íbis – Betim-MG.....	7
FIGURA	1.6. Hangar – Brasília-DF	7
FIGURA	1.7. Interstate – Richmond-VA	8
FIGURA	1.8. Sunshine Skyway – Tampa-St Petersburg-FL.....	8
FIGURA	1.9. Contenção Lateral para Alargamento de Autopista em Portugal.....	9
FIGURA	1.10. Radier Protendido	9
FIGURA	1.11. Sede Brasmount – Curitiba	10
FIGURA	2.1. Levantamento de uma fila de livros	12
FIGURA	2.2. Princípios da Protensão	13
FIGURA	2.3. Efeitos da Protensão	14
FIGURA	2.4. Forças Atuantes no Concreto para Cabos Uniformemente Distribuídos	15
FIGURA	2.5. Cargas Balanceadas – Perfil Com Segmentos Parabólicos	18
FIGURA	2.6. Cargas Balanceadas – Perfil Com Segmentos Poligonais	19
FIGURA	2.7. Parábola Reversa com Dois Pontos de Inflexão	19
FIGURA	2.8. Parábola Reversa com Um Ponto de Inflexão	20
FIGURA	2.9. Parábola Parcial.....	20
FIGURA	2.10. Parábola Simples.....	21
FIGURA	2.11. Trechos Poligonais	21
FIGURA	2.12. Trechos Poligonais	22

FIGURA 2.13. Perfis de Cabos para Balanços e suas Relações com o Carregamento Balanceado	23
FIGURA 2.14. Perfil de Cabo com Ancoragem no Interior da Peça e sua Relação com o Carregamento Balanceado	24
FIGURA 2.15.1.	24
FIGURA 2.15.2. Carregamento Balanceado.....	25
FIGURA 2.15.3.	25
FIGURA 2.15.4. Ações Causando Compressão Axial	25
FIGURA 2.15.5. Ações Causando Flexão nas Peças (Ações Balanceadas)	26
FIGURA 2.16.1. Laje com Capitel no Apoio Central.....	26
FIGURA 2.16.2. Diagrama de Corpo Livre das Cargas Balanceadas	27
FIGURA 2.16.3. Modelo Devido às Ações Axiais	27
FIGURA 2.17.1. Separação da Laje e do Capitel para Ilustrar o Modelo das Ações Axiais	27
FIGURA 2.17.2. Ilustração dos Momentos Introduzidos nas Mudanças de Seção	28
FIGURA 2.18. Hiperestáticos de Protensão	28
FIGURA 2.19. Comparação das Excentricidades que Podem ser Obtidas com os Vários Tipos de Cabos	29
FIGURA 2.20. Componente de Um Sistema de Múltiplas Cordoalhas.....	29
FIGURA 2.21. Exemplo de Ancoragem Ativa e Passiva	30
FIGURA 2.22. Laje com Protensão Aderente – Monte Rushmore – Keystone, SD....	31
FIGURA 2.23. Exemplos de Ancoragens	32
FIGURA 2.24. Exemplos de Ancoragens	33
FIGURA 2.25. Bainha Metálica e Purgadores.....	34
FIGURA 2.26. Cordoalha Engraxada e Plastificada.....	35
FIGURA 2.27. Seção Transversal de Uma Cordoalha Engraxada e Plastificada.....	35
FIGURA 2.28. Componentes da Cordoalha Engraxada e Plastificada.....	36
FIGURA 2.29. Evolução dos Cabos Não Aderentes	38
FIGURA 2.30. Montagem Típica de Uma Laje com Monocordoalhas	39
FIGURA 2.31. Ancoragens Ativas e Passivas de Monocordoalhas	39
FIGURA 2.32. Macaco Hidráulico	40
FIGURA 2.33. Exemplos de Ancoragens	41

FIGURA	3.1. Laje Testada por Scordelis, Pister e Lin – 1956.....	48
FIGURA	3.2. Laje Testada por Scordelis, Lin e Itaya – 1959	49
FIGURA	3.3. Laje Testada por Gamble – 1964.....	51
FIGURA	3.4. Laje Testada por Brotchie e Beresford – 1967	52
FIGURA	3.5. Laje Testada por Odello e Mehta – 1967	53
FIGURA	3.6. Laje Testada por Muspratt – 1969	55
FIGURA	3.7. Laje Testada por Hondros e Smith – 1969	57
FIGURA	3.8. Planta e Elevação da Laje I – 1974.....	59
FIGURA	3.9. Arranjo dos Cabos da Laje I – 1974.....	61
FIGURA	3.10. Reforço Aderente na Laje I – 1974	62
FIGURA	3.11. Planta e Elevação da Laje II – 1975.....	64
FIGURA	3.12. Arranjo dos Cabos da Laje II – 1975	65
FIGURA	3.13. Armadura Aderente na Laje II – 1975	66
FIGURA	3.14. Planta da Laje III – 1976.....	68
FIGURA	3.15. Arranjo dos Cabos da Laje III – 1976.....	69
FIGURA	3.16. Armadura Aderente da Laje III –1976.....	71
FIGURA	3.17. Teste de Laje One-Way – 1970	73
FIGURA	4.1. Sistemas “One-way”	85
FIGURA	4.2. Sistemas “Two-way”	86
FIGURA	4.3. Lajes Planas Maciças sem Capitéis (Lajes Lisas)	87
FIGURA	4.4. Lajes Planas Maciças com Capitéis ou com “Drop Panels”.....	88
FIGURA	4.5. Lajes Planas Alveolares	89
FIGURA	4.6. Lajes Unidirecionais + Vigas (Vigas Chatas Ou Convencionais).....	90
FIGURA	4.7. Lajes Unidirecionais com “Steel Deck” + Vigas.....	90
FIGURA	4.8. Lajes Maciças Bidirecionais + Vigas	91
FIGURA	4.9. Lajes Nervuradas Bidirecionais + Vigas ou Capitéis	92
FIGURA	6.1. Comparação Esquemática de Uma Peça de Concreto Armado e Uma Peça de Concreto Protendido. Note os parâmetros requeridos para a peça protendida.....	98
FIGURA	6.2. Tributários Empregados Quando Computada Pré-compressão Média na Origem de Peças Tencionadas.....	100
FIGURA	6.3. Exemplo de Um Perfil de Um Cabo Protendido e Uma Peça com Vãos de Comprimentos Desiguais	101

FIGURA 6.4. Dois Exemplos de Perfil de Cabo (Tendão) Protendido, Formando Uma Parábola Invertida. Com Tal Perfil, são Mostrados Ambos os Cabos (Tendões), Um Ascendente e Um Descendente na Mesma Laje	102
FIGURA 6.5. Cabos de Vigas e Lajes na Direção em que são Distribuídos. Localização dos Pontos de Inflexão.....	103
FIGURA 6.6. Na Direção Concentrada, o Perfil do Tendão é Uma Parábola Parcial Com Um Comprimento Reto de Cerca de 4 Ft (1.2 M) Sobre os Apoios	104
FIGURA 6.7. Cabos (Tendões) ao Longo ou Sobre Paredes Internas Devem Ser Colocados Planos (Retos, Sem Perfil) ao Ponto Alto Destes	106
FIGURA 6.8. Cabos (Tendões) devem ser Colocados Planos ao Longo de Paredes Externas e devem ser Ancorados no Centróide da Laje no Primeiro Vão	107
FIGURA 6.9. Vigas com Mesas sobre Pré-compressão Uniforme de Uma Força Axial P e Carregamento Balanceado	108
FIGURA 6.10. Dispersão da força de protensão em uma laje. Nota-se que a tensão em na seção transversal torna-se praticamente uniformemente distribuída à uma distância d da face da laje igual à distância entre as forças aplicadas	109
FIGURA 8.1. Geometria do Exemplo 01	124
FIGURA 8.2. Vista Tridimensional da Estrutural do Exemplo 1	125
FIGURA 8.3. Vista em Planta da Disposição dos Cabos	126
FIGURA 8.4. Linhas de Apoio na Direção X.....	127
FIGURA 8.5. Linhas de Apoio na Direção Y.....	128
FIGURA 8.6. Pórticos na Direção X.....	129
FIGURA 8.7. Pórticos na Direção Y	129
FIGURA 8.8. Seções para Verificação das Tensões na Direção X.....	130
FIGURA 8.9. Seções para Verificação das Tensões na Direção Y.....	131
FIGURA 8.10. Resumo dos Pórticos “Support Line 1 Support Line 4”	132
FIGURA 8.11. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 1 e 4”	133
FIGURA 8.12. Perfil dos Cabos para “Support Lines 1 e 4”	133
FIGURA 8.13. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”	134

FIGURA 8.14. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”.....	134
FIGURA 8.15. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”.....	135
FIGURA 8.16. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”	135
FIGURA 8.17. Flechas em Condições de Serviço.....	136
FIGURA 8.18. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto das “Support Lines 1 e 4”.....	136
FIGURA 8.19. Protensão Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”.....	137
FIGURA 8.20. Resumo dos Pórticos “Support Line 2 e Support Line 3”	138
FIGURA 8.21. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 2 e 3”.....	139
FIGURA 8.22. Perfil dos Cabos para “Support Lines 2 e 3”	139
FIGURA 8.23. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 2 e 3”	140
FIGURA 8.24. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 2 e 3”.....	140
FIGURA 8.25. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”.....	141
FIGURA 8.26. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”	141
FIGURA 8.27. Flechas em Condições de Serviço.....	142
FIGURA 8.28. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 2 e 3”	142
FIGURA 8.29. Protensão Requerida e Protensão Adotada	143
FIGURA 8.30. Resumo dos Pórticos “Support Line 5 e Support Line 8”	144
FIGURA 8.31. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 5 e 8”.....	145
FIGURA 8.32. Perfil dos Cabos para “Support Lines 5 e 8”	145

FIGURA 8.33. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 5 e 8”	146
FIGURA 8.34. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 5 e 8”	146
FIGURA 8.35. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”	147
FIGURA 8.36. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”	147
FIGURA 8.37. Flechas em Condições de Serviço	148
FIGURA 8.38. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 5 e 8”	148
FIGURA 8.39. Protensão Requerida e Protensão Adotada	149
FIGURA 8.40. Resumo dos Pórticos “Support Line 6 e Support Line 7”	150
FIGURA 8.41. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 6 e 7”	151
FIGURA 8.42. Perfil dos Cabos para “Support Lines 6 e 7”	151
FIGURA 8.43. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 6 e 7”	152
FIGURA 8.44. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 6 e 7”	152
FIGURA 8.45. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 6 e 7”	153
FIGURA 8.46. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 6 e 7”	153
FIGURA 8.47. Flechas em Condições de Serviço	154
FIGURA 8.48. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 6 e 7”	154
FIGURA 8.49. Protensão Requerida e Protensão Adotada	155
FIGURA 8.50. Malha Utilizada	156
FIGURA 8.51. Momentos de Projeto na Direção dos Cabos Distribuídos	157
FIGURA 8.52. Momentos de Projeto na Direção dos Cabos Concentrados	157
FIGURA 8.53. Cortantes de Projeto na Direção dos Cabos Distribuídos	158

FIGURA 8.54. Cortantes de Projeto na Direção dos Cabos Concentrados	158
FIGURA 8.55. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 1 e 4”	159
FIGURA 8.56. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”	159
FIGURA 8.57. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”	160
FIGURA 8.58. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto das “Support Lines 1 e 4”	160
FIGURA 8.59. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”	161
FIGURA 8.60. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”	161
FIGURA 8.61. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto das “Support Lines 2 e 3”	162
FIGURA 8.62. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 2 e 3”	162
FIGURA 8.63. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”	163
FIGURA 8.64. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”	163
FIGURA 8.65. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 5 e 8”	164
FIGURA 8.66. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 5 e 8”	164
FIGURA 8.67. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 6 e 7”	165
FIGURA 8.68. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 6 e 7”	165
FIGURA 8.69. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 6 e 7”	166

FIGURA 8.70. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto das “Support Lines 6 e 7”	166
FIGURA 8.71. Cabos em Vista Tridimensional e em Planta	167
FIGURA 8.72. Flechas em Serviço (mm) (Máximo = 6.66 mm, e a longo prazo = 19.98 mm)	168
FIGURA 8.73. Vista Tri-Dimensional das Flechas em Condições de Serviço	168
FIGURA 8.74. Tensões Máximas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço	169
FIGURA 8.75. Tensões Máximas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço	169
FIGURA 8.76. Tensões Mínimas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço	170
FIGURA 8.77. Tensões Mínimas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço.....	170
FIGURA 8.78. Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço (Observar as Zonas de Regularização de Tensões).....	171
FIGURA 8.79. Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço.....	171
FIGURA 8.80. Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço	172
FIGURA 8.81. Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço	172
FIGURA 8.82. Geometria do Exemplo 02	187
FIGURA 8.83. Vista Tridimensional da Estrutural do Exemplo 2.....	188
FIGURA 8.84. Vista em Planta da Disposição dos Cabos	188
FIGURA 8.85. Linhas de Apoio na Direção X.....	189
FIGURA 8.86. Linhas de Apoio na Direção Y.....	189
FIGURA 8.87. Pórticos na Direção X.....	190
FIGURA 8.88. Pórticos na Direção Y.....	190
FIGURA 8.89. Seções para Verificação das Tensões na Direção X.....	191
FIGURA 8.90. Seções para Verificação das Tensões na Direção Y.....	192
FIGURA 8.91. Resumo dos Pórticos “Support Line 9”	193
FIGURA 8.92. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 9”.....	194
FIGURA 8.93. Perfil dos Cabos para “Support Line 9”	194

FIGURA 8.94. Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Line 9”	195
FIGURA 8.95. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support Lines 9”	195
FIGURA 8.96. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	196
FIGURA 8.97. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	196
FIGURA 8.98. Flechas em Condições de Serviço	197
FIGURA 8.99. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	197
FIGURA 8.100. Protensão Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”	198
FIGURA 8.101. Resumo do Pórtico “Support Line 10”	199
FIGURA 8.102. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 10”	200
FIGURA 8.103. Perfil dos Cabos para “Support Line 10”	200
FIGURA 8.104. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Lines 10”	201
FIGURA 8.105. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support line 10”	201
FIGURA 8.106. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Lines 10”	202
FIGURA 8.107. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”	202
FIGURA 8.108. Flechas em Condições de Serviço	203
FIGURA 8.109. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto das “Support Line10”	203
FIGURA 8.110. Protensão Requerida e Protensão Adotada	204
FIGURA 8.111. Resumo do Pórtico “Support Line 11”	205
FIGURA 8.112. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 11”	206

FIGURA 8.113. Perfil dos Cabos para “Support Line 11”	206
FIGURA 8.114. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	207
FIGURA 8.115. Distribuição de Cortantes de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	207
FIGURA 8.116. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	208
FIGURA 8.117. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	208
FIGURA 8.118. Flechas em Condições de Serviço	209
FIGURA 8.119. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixa de Projeto “Support Line 11”	209
FIGURA 8.120. Protensão Requerida e Protensão Adotada	210
FIGURA 8.121. Resumo do Pórtico “Support Line 13”	211
FIGURA 8.122. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 13”	212
FIGURA 8.123. Perfil dos Cabos para “Support Line 13”	212
FIGURA 8.124. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	213
FIGURA 8.125. Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixa de Projeto “Support Line 13”	213
FIGURA 8.126. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	214
FIGURA 8.127. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	214
FIGURA 8.128. Flechas em Condições de Serviço	215
FIGURA 8.129. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	215
FIGURA 8.130. Protensão Requerida e Protensão Adotada	216
FIGURA 8.131. Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Re ferente à “Support Line 12”	217
FIGURA 8.132. Perfil dos Cabos para “Support Line 12”	217

FIGURA 8.133. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	218
FIGURA 8.134. Distribuição de Cortantes de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	218
FIGURA 8.135. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”.....	219
FIGURA 8.136. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	219
FIGURA 8.137. Flechas em Condições de Serviço	220
FIGURA 8.138. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	220
FIGURA 8.139. Protensão Requerida e Protensão Adotada	221
FIGURA 8.140. Malha Utilizada	222
FIGURA 8.141. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 9”.....	223
FIGURA 8.142. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	223
FIGURA 8.143. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	224
FIGURA 8.144. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 9”	224
FIGURA 8.145. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”.....	225
FIGURA 8.146. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”	225
FIGURA 8.147. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 10”	226
FIGURA 8.148. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixas de Projeto “Support Line 10”.....	226
FIGURA 8.149. Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 11”.....	227

FIGURA 8.150. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	227
FIGURA 8.151. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	228
FIGURA 8.152. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 11”	228
FIGURA 8.153. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	229
FIGURA 8.154. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	229
FIGURA 8.155. Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	230
FIGURA 8.156. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 12”	230
FIGURA 8.157. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	231
FIGURA 8.158. Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	231
FIGURA 8.159. Distribuição de Momentos de Projeto Para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	232
FIGURA 8.160. Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 13”	232
FIGURA 8.161. Cabos em Vista Tridimensional e em Planta.....	233
FIGURA 8.162. Flechas em Serviço (Máximo = 2.34 mm, e a Longo Prazo = 7.02 mm)	234
FIGURA 8.163. Vista Tridimensional das Flechas em Condições de Serviço	234
FIGURA 8.164. Tensões Máximas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço (N/mm ²).....	235
FIGURA 8.165. Tensões Máximas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço (N/mm ²).....	235
FIGURA 8.166. Tensões Mínimas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço (N/mm ²).....	236

FIGURA 8.167. Tensões Mínimas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço (N/mm ²).....	236
FIGURA 8.168. Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço, (100 x kN/m) (Observar as Zonas de Regularização de Tensões).	237
FIGURA 8.169. Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço (1000 x kN/m).....	237
FIGURA 8.170. Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço (N/mm ²).....	238
FIGURA 8.171. Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço (N/mm ²).....	238

LISTA DE TABELAS

TABELA 4.1. Relação Vão/Espessura Recomendados Pelo PTI (Post- Tensioning Institute).....	92
TABELA 8.1. Support Line 1 = Support Line 4.....	173
TABELA 8.2. Support Line 2 = Support Line 3.....	174
TABELA 8.3. Support Line 5 = Support Line 8.....	175
TABELA 8.4. Support Line 6 = Support Line 7.....	176
TABELA 8.5. Support Line 1 = Support Line 4.....	177
TABELA 8.6. Support Line 2 = Support Line 3.....	179
TABELA 8.7. Support Line 5 = Support Line 8.....	180
TABELA 8.8. Support Line 6 = Support Line 7.....	182
TABELA 8.9. Support Line 1 = Support Line 4.....	184
TABELA 8.10. Support Line 2 = Support Line 3.....	184
TABELA 8.11. Support Line 5 = Support Line 8.....	185
TABELA 8.12. Support Line 6 = Support Line 7.....	185
TABELA 8.13.	186
TABELA 8.14. Support Line 9.....	239
TABELA 8.15. Support Line 10.....	240
TABELA 8.16. Support Line 11.....	241
TABELA 8.17. Support Line 12.....	242
TABELA 8.18. Support Line 18.....	243
TABELA 8.19. Support Line 9.....	244
TABELA 8.20. Support Line 10.....	246
TABELA 8.21. Support Line 11.....	248
TABELA 8.22. Support Line 12.....	250
TABELA 8.23. Support Line 13.....	252
TABELA 8.24. Support Line 9.....	253
TABELA 8.25. Support Line 10.....	253

TABELA 8.26. Support Line 11	254
TABELA 8.27. Support Line 12	254
TABELA 8.28. Support Line 13	254
TABELA 8.29.	255

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

μ - Coeficiente de atrito aparente

A – Área

Ac – Área da seção crítica

ACI – American Concrete Institute

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

As – Área de aço

CGS – Centro de gravidade da seção

DL – Carregamento permanente (Dead Load)

e - Excentricidade

f_{ck} – Resistência característica do concreto à compressão, aos 28 dias

f_c

h – altura

HYP – Hiperestáticos de protensão

IBC – International Building Code

k – Coeficiente de perdas por metro provocadas por curvas não intencionais do cabo

L - Comprimento

LL – Carregamento variável (Live Load)

MEF – Método dos Elementos Finitos

M(ext) – Momento externo

MPF – Método dos Pórticos Equivalentes

MPS – Método dos Pórticos Simples

P – Protensão

P_i – Tensão inicial, aplicada na extremidade dos cabos

$P_o(x)$ – Tensão atuante no cabo a uma distância x

TRRF – Tempo requerido de resistência ao fogo.

UBC – Uniform Building Code

V_{cw} – Cisalhamento admissível

V_p – Soma das componentes verticais dos cabos que cruzam a seção crítica

V_u – Cisalhamento de cálculo

W_n – Carga balanceada

RESUMO

A aplicação da protensão em lajes tem sido difundida cada vez mais, através do desenvolvimento de novas técnicas construtivas e necessidade de soluções práticas na área da construção.

Muitos estudos foram e estão sendo realizados com o intuito de se conhecer bem o comportamento de lajes protendidas, de forma a tirar o maior proveito, com segurança, de suas possibilidades construtivas.

Este trabalho consiste na comparação de dois métodos de análise, Método dos Elementos Finitos e Método dos Pórticos Equivalentes, aplicados em dois modelos de lajes planas lisas diferentes, apresentando resultados numéricos.

A primeira parte do trabalho tenta sintetizar os princípios do dimensionamento e detalhamento de lajes em concreto protendido, sem grandes aprofundamentos teóricos, servindo como orientação resumida, porém objetiva, sobre o assunto. Já a segunda parte apresenta os resultados numéricos e a comparação entre eles.

ABSTRACT

The application of the post-tensioned concrete in slabs has been diffused more and more, through the development of new constructive techniques and need of practical solutions in the area of the construction.

Many studies were and they are being accomplished with the intention of knowing the behavior of post-tensioned slabs, in way to include all the advantages, with safety, of their constructive possibilities.

This work consists of the comparison of two analysis methods, Method of the Finite Elements and Method of the Equivalent Porches, applied in two models of flat plane slabs different, presenting numeric results.

The first part of this work tries to syntheticize the design fundamentals of the post-tensioned concrete floors, without great theoretical deepnings, serving as orientation summarized, but objective, on the subject. Already second part presents numericals result and the comparison between them.

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Motivação e Objetivo da Pesquisa

A aplicação da protensão nas lajes tem sido a solução em protendido que tem apresentado maior crescimento nestes últimos tempos, podendo crescer muito mais através da maior divulgação desta aplicação entre os profissionais da área, principalmente os que ainda não tiveram contato com tal aplicação.

Devido ao aumento do interesse de profissionais da área de engenharia civil sobre o tema “Lajes Protendidas”, este trabalho vem a contribuir como literatura sobre o assunto, apresentando estudo comparativo entre os modelos de cálculo de lajes planas e aspectos relativos ao projeto destas.

1.2 – Breve Histórico

Embora algumas estruturas com lajes protendidas tenham sido executadas primeiramente na Europa, o real desenvolvimento dessas estruturas se deu nos EUA e

Austrália. As primeiras lajes protendidas foram erguidas nos EUA em 1955, já usando protensão não aderente. Nos anos seguintes numerosas lajes protendidas foram projetadas e executadas em conjunto com o método “lift slab” (lajes elevadas), que consiste em fundir diversas lajes umas sobre as outras, apoiadas sobre o solo, que depois são içadas e ancoradas nos pilares, conforme esquematizado na FIG. 1.1. A protensão possibilitou a redução do peso a ser elevado (no método lift slab) e um melhor desempenho da laje com melhor controle de deformações e fissuração. Foram feitos vários estudos teóricos e experimentais em placas protendidas para ampliar o conhecimento a respeito destas. O esforço comum de pesquisadores, engenheiros projetistas e construtores resultou em recomendações e padronizações que ajudaram a promover e difundir o uso desta forma de construção nos EUA e na Austrália. Até a presente data, mais de 50 milhões de metros quadrados de lajes protendidas já foram executadas.

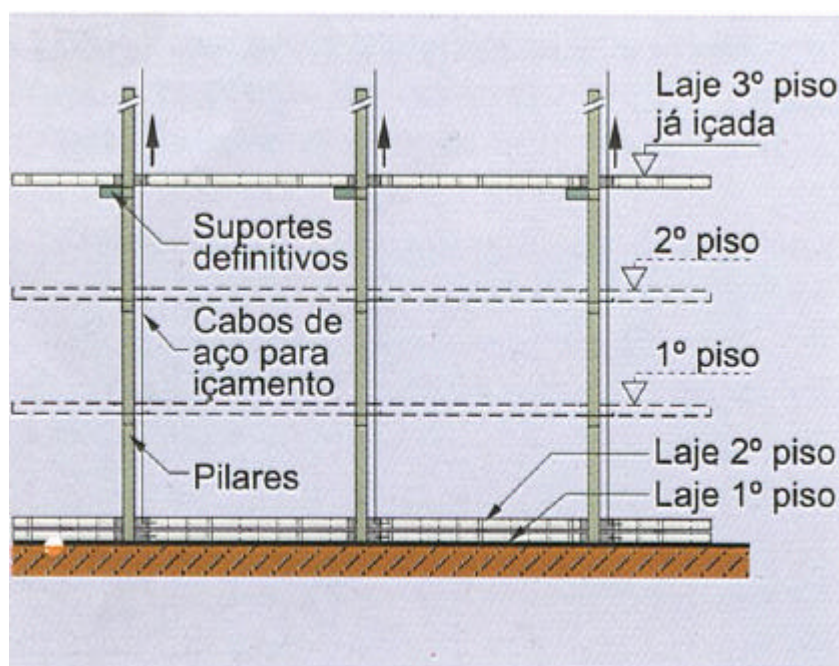


FIGURA 1.1 – Processo “Lift Slab”

Fonte: Ref. [14]

Na Europa, renovou-se o interesse por essa forma de construção por volta dos anos 70. Algumas construções foram executadas neste período, mais destacadamente na Grã-Bretanha, nos Países Baixos e na Suíça.

As lajes protendidas com cordoalhas não aderentes têm sido empregadas há mais de 50 anos nos Estados Unidos (desde a década de 50), inicialmente com cabos engraxados e envolvidos em papel. Posteriormente desenvolveu-se uma proteção anticorrosiva formada por um tubo de polietileno ou polipropileno e uma proteção secundária constituída por uma graxa especial que envolve a cordoalha (cordoalhas engraxadas e plastificadas).

No Brasil, a utilização das cordoalhas engraxadas e plastificadas só se tornou viável a partir de 1997, com a fabricação destas pela Companhia Siderúrgica Belgo-Mineira.

Desde então, esta nova tecnologia vem tendo grande utilização principalmente em lajes planas lisas, controlando adequadamente as flechas e fissuração, obtendo-se uma estrutura de excelente qualidade. As lajes lisas protendidas apresentam altura reduzida e por não possuírem vigas, permitem uma total flexibilidade quer na distribuição de tubulações e dutos, quer na disposição das paredes divisórias, sendo, portanto, indicadas tanto nos edifícios de escritórios como nos de apartamentos.

As principais vantagens oferecidas pelo concreto protendido para lajes são:

- a – Em comparação com o concreto armado, há uma considerável economia em concreto e aço em função da utilização da seção transversal plena em serviço (protensão completa ou limitada) e da utilização de materiais mais resistentes. As lajes protendidas são mais esbeltas que as de concreto armado, possibilitando menor altura do edifício ou melhor aproveitamento da altura total, permitindo por vezes o acréscimo de um ou mais pavimentos;
- b – Menores flechas que estruturas de concreto armado equivalente, sendo que as flechas devidas ao carregamento permanente podem ser completamente eliminadas;

- c – Melhor controle da fissuração e melhor proteção do aço à corrosão;
- d – As condições de serviço praticamente ficam inalteradas após a atuação de uma sobrecarga considerável, sendo que as fissuras temporárias praticamente se fecham após a remoção desta sobrecarga acima do previsto;
- e – Maior resistência à fadiga, uma vez que as variações de tensões no aço são pequenas já que toda a seção de concreto trabalha;
- f – A laje protendida vence vãos que seriam inviáveis de serem vencidos com concreto armado, acarretando maiores possibilidades arquitetônicas com menores restrições ao aproveitamento dos espaços, devido à maior distância entre os pilares. A FIG. 1.2 apresenta as relações entre espessura e vão para lajes cogumelo, em concreto armado ou protendido, com ou sem capitéis, para lajes com sobrecarga total de até 3 kN/m^2 ;
- g – Aumento da resistência à punção, obtida por traçado apropriado dos cabos;
- h – Redução considerável no tempo de construção resultante da facilidade de execução das formas para lajes planas.

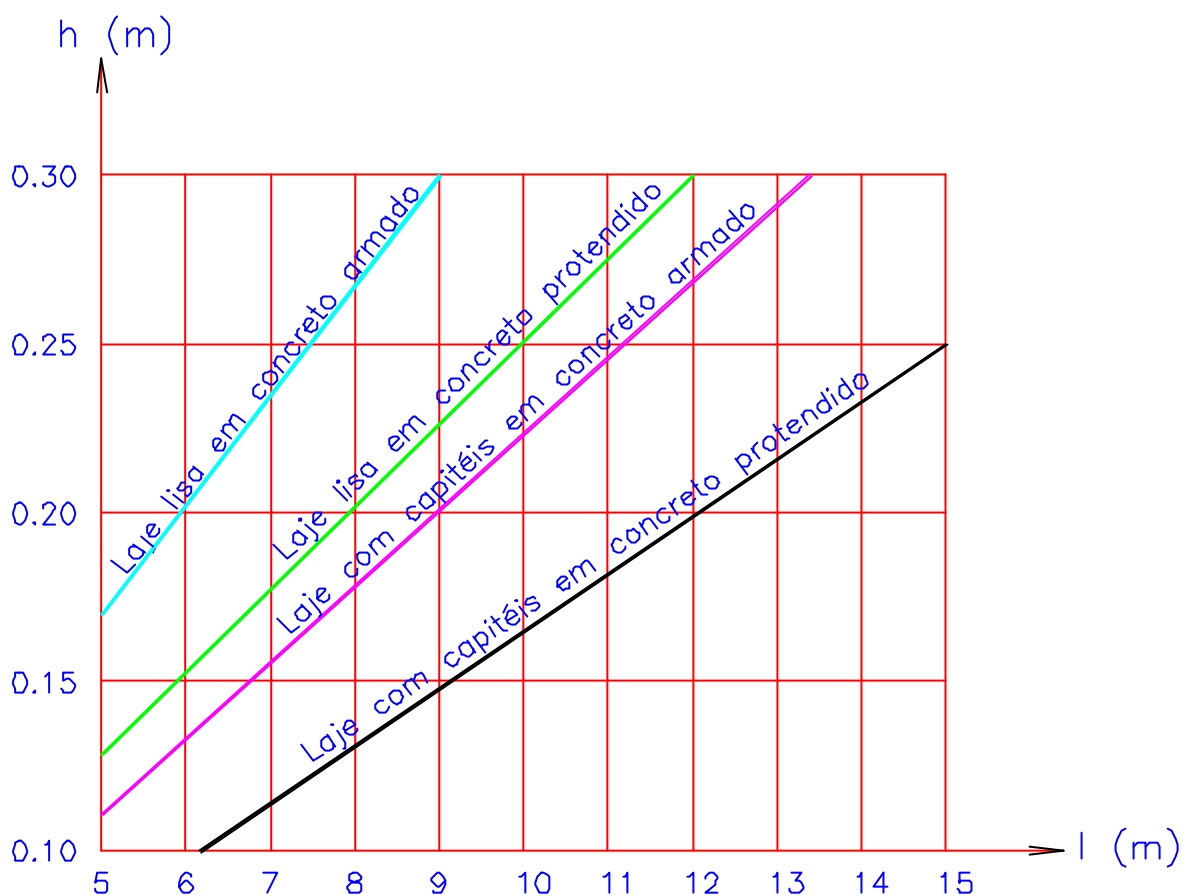


FIGURA 1.2 – Espessura de Laje em Função do Comprimento do Vão (Limite de Esbelteza Recomendado)

Fonte: Ref.[27]

Como desvantagens, podemos citar:

a – Concreto de maior resistência exige maior controle, assim como os aços de maior resistência exigem cuidados com relação à corrosão.

b – Atenção especial deve ser dada ao posicionamento dos cabos já que desvios inadequados podem causar esforços não previstos.

c – As operações de protensão exigem equipamento e pessoal especializados para controle dos esforços aplicados e alongamento dos cabos.

1.3 – Exemplos de Estruturas Protendidas:

As FIG. 1.3 a 1.11, apresentadas a seguir, ilustram algumas das aplicações da protensão.

1.3.1 – Silos e Reservatórios de Água



FIGURA 1.3 – Silo de Clinker – Union Bridge, MD, USA

Fonte: Ref.[33]



FIGURA 1.4 – Reservatório em Execução – Matosinhos-MG

Fonte: Arquivo da Misa Engenharia de Estruturas Ltda.

1.3.2 – Lajes Lisas



FIGURA 1.5 – Hotel Íbis – Betim-MG

Fonte: Arquivo da Misa Engenharia de Estruturas Ltda.

1.3.3 – Pisos Industriais



FIGURA 1.6 – Hangar – Brasília-DF

Fonte: Arquivo da Misa Engenharia de Estruturas Ltda.

1.3.4 – Pontes



FIGURA 1.7 – Interstate – Richmond-VA

Fonte: Ref.[33]



FIGURA 1.8 – Sunshine Skyway – Tampa-St Petersburg-FL-USA

Fonte: Ref.[33]

1.3.5 – Estruturas de Contenção de Terra com Tirantes Protendidos



FIGURA 1.9 – Contenção Lateral para Alargamento de Autopista em Portugal

Fonte: Ref.[]

1.3.6 – Radiers

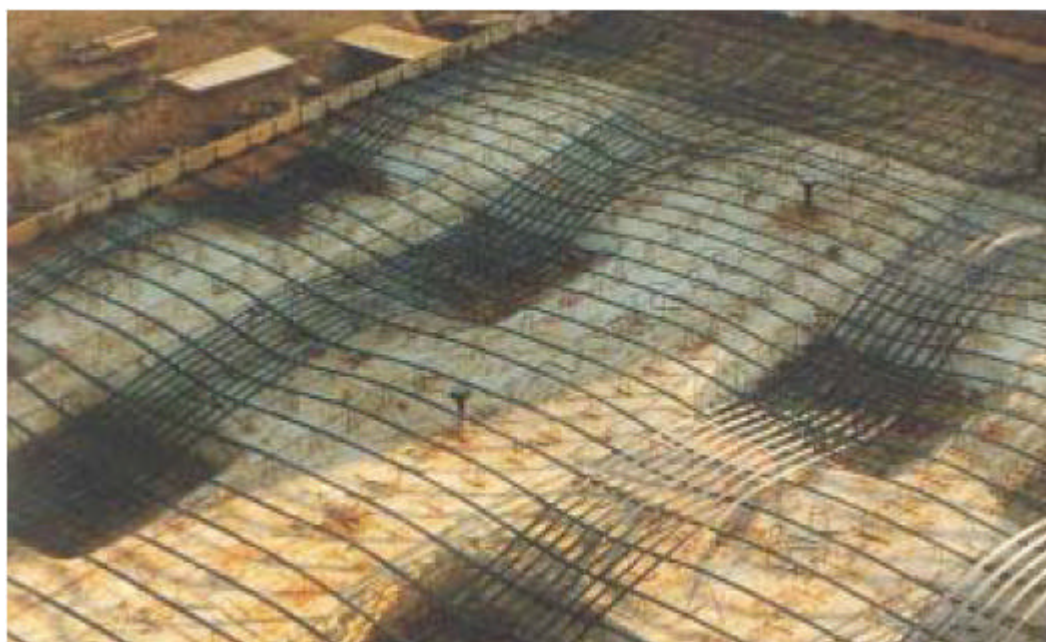


FIGURA 1.10 – Radier Protendido

Fonte: Ref.[34]

1.3.7 – Estruturas Pré-fabricadas



FUGURA 1.11 – Sede Brasmount – Curitiba

Fonte: Ref[]

2

PROTENSÃO

A prática da protensão pode ser vista em 440 AC, quando os Gregos já usavam cordas tracionadas para reduzir tensões nos cascos de suas galeras de combate.

Como exemplo que demonstra a simplicidade da protensão, podemos citar o caso de um barril composto por gomos de madeira apertados por cinta metálica. A compressão produzida pelas cintas se opõe às tensões causadas pela pressão interna do líquido dentro do barril.

Como outro exemplo, imagine uma pessoa carregando livros na forma de uma fila horizontal, FIG. 2.1. Para que os livros sejam levantados, sem que caiam, é necessária a aplicação de uma força horizontal que comprima uns contra os outros, produzindo assim forças de atrito capazes de superar o peso próprio do conjunto.

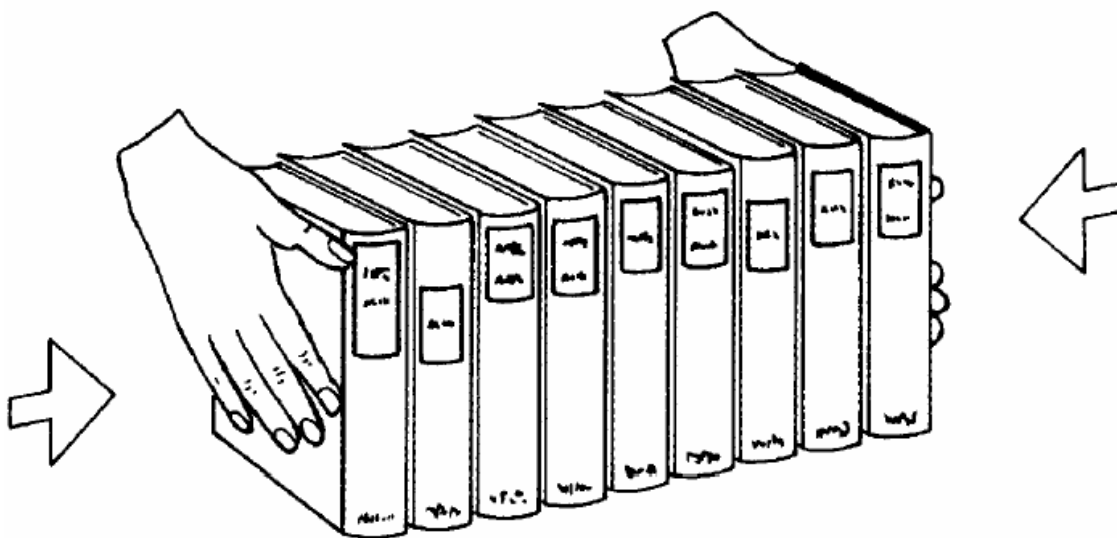


FIGURA 2.1– Levantamento de uma fila de livros

Fonte: Ref.[31]

O exemplo acima ilustra um princípio comum compartilhado pela maioria das aplicações da protensão. Geralmente existe uma deficiência que pode ser compensada facilmente por uma eficiência.

Uma simples definição de protensão, com relação ao exemplo dos livros é a seguinte: “A ação de aplicar cargas em uma estrutura, diferentes das cargas atuantes, de modo a aumentar a capacidade da estrutura para suportar essas cargas atuantes”.

Neste sentido Pfeil (1984) propõe a seguinte definição:

“Protensão é um artifício que consiste em introduzir numa estrutura um estado prévio de tensões capaz de melhorar sua resistência ou seu comportamento, sob diversas condições de carga”.

Uma peça de concreto armado é uma peça de concreto protendido onde os esforços de tração (salvo raras exceções) são suportados por armadura passiva convenientemente disposta. Essa armadura só fica solicitada quando a deformação da peça sob carga, muitas vezes inclusive com fissuração, gera alongamento suficiente da armadura.

Uma peça de concreto protendido é uma peça de concreto onde alguns daqueles esforços de tração são suportados por armadura ativa. Uma armadura ativa equivale a uma armadura passiva que foi previamente pré-alongada. Essa é a diferença essencial entre concreto armado e concreto protendido. Com isso, a armadura não é solicitada apenas quando a peça se deforma. A peça é executada já com uma solicitação inicial na armadura ativa, decorrente do pré-alongamento.

Concluindo, uma peça de concreto protendido equivale a uma peça de concreto armado onde a armadura foi pré-alongada.

2.1 – Princípios da Protensão

2.1.1 – Método das Seções

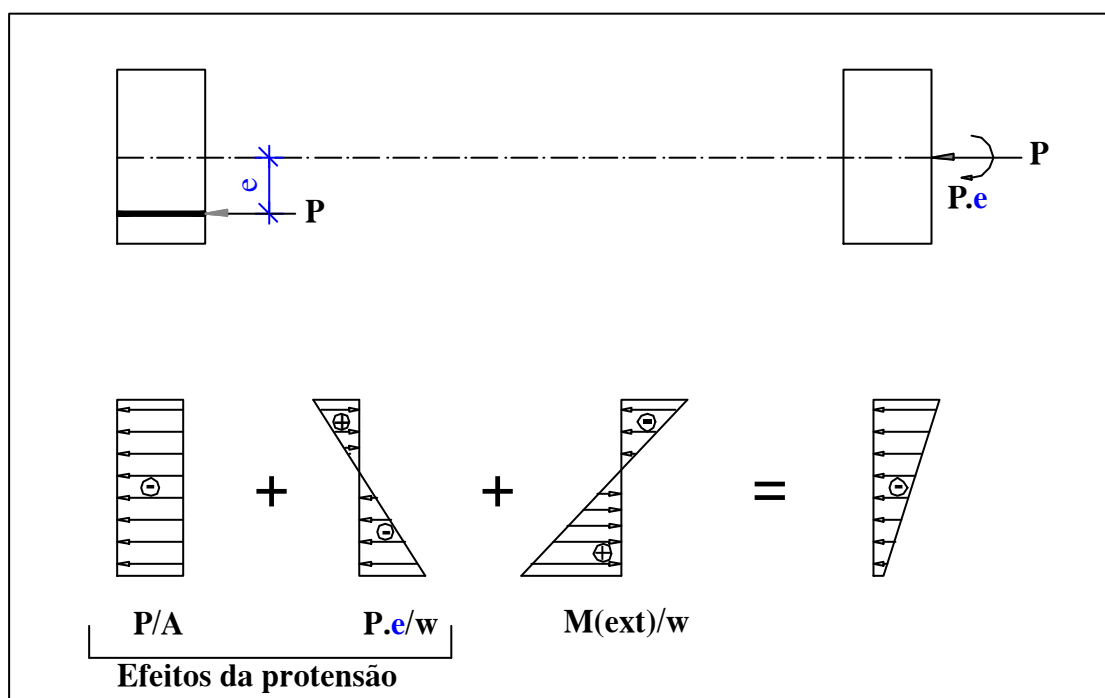


FIGURA 2.2 – Princípios da Protensão

Este método trata os efeitos da protensão como esforços internos – força normal e momento fletor – que provocam tensões, nas seções transversais da peça, opostas àquelas causadas pelos carregamentos externos e com o objetivo de anular ou reduzir as tensões de tração no concreto (FIG. 2.2) Esses momentos e forças normais atuando diretamente nas seções são chamados de esforços primários de protensão.

2.1.2 – Método das Cargas Equivalentes e Conceito de Carga Balanceada

Este método consiste em substituir os cabos de protensão pelo conjunto auto-equilibrado de forças que os mesmos exercem sobre o concreto e que se constitui, nos casos mais comuns de cabos parabólicos, de duas partes:

Cargas verticais uniformemente distribuídas, devido à mudança de direção dos cabos; e de forças concentradas aplicadas nas ancoragens (FIG. 2.3).

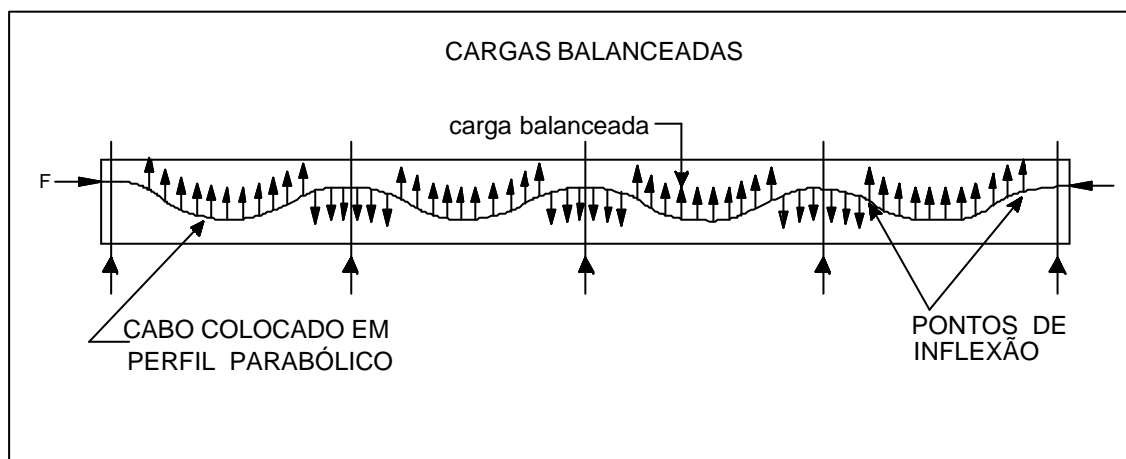


FIGURA 2.3 – Efeitos da Protensão

Na análise dos esforços atuantes nas estruturas, entretanto, esses dois efeitos da protensão são considerados em separado, da seguinte forma:

Somente o carregamento vertical equivalente é aplicado à estrutura para obtenção dos momentos e cortantes ao longo da mesma.

As forças horizontais concentradas nas ancoragens são levadas em conta adicionando-se a pré-compressão que as mesmas exercem sobre o concreto às tensões oriundas dos momentos fletores devido ao carregamento vertical.

O conceito de carga balanceada (balanced loading), introduzido por T. Y. Lin, tem como princípio básico fazer com que, para um determinado carregamento, normalmente um percentual das cargas permanentes, a estrutura fique submetida somente a tensões uniformes de compressão devido à força normal de protensão e não apresente flechas, uma vez que aquele carregamento será balanceado pelas cargas verticais equivalentes de protensão. A FIG. 2.4 ilustra o carregamento vertical equivalente em um painel de laje com cabos uniformemente distribuídos nas duas direções.

Para as cargas excedentes, carga total menos carga balanceada, a estrutura será analisada considerando apenas a pré-compressão devido a protensão.

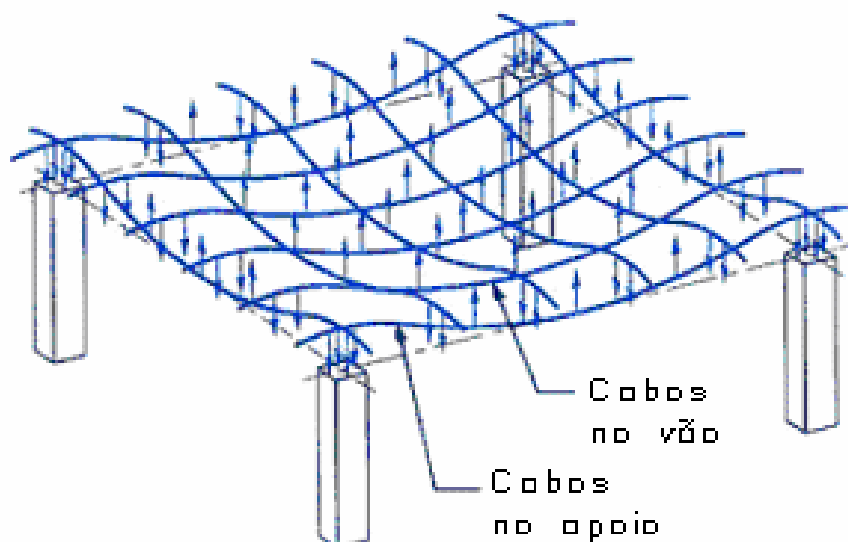


FIGURA 2.4 – Carregamento Vertical Atuante no Concreto para Cabos Uniformemente Distribuídos

Fonte: Ref.[34]

Aspectos importantes referentes à representação da protensão através de cargas equivalentes:

Tratando a protensão como um carregamento, podemos facilmente incorporá-la aos processos modernos de análise estrutural via códigos computacionais para estruturas reticuladas ou de elementos finitos. A protensão passa a ser apenas um caso a mais de carregamento.

As cargas equivalentes só dependem do traçado do cabo. É possível então projetar um traçado que produza cargas equivalentes cujas tensões se oponham na sua forma às tensões geradas pelo carregamento real propriamente dito. Pode-se assim gerar um carregamento de protensão de forma a equilibrar uma parcela do carregamento total. Aparece assim o conceito de carga balanceada (balancing load) proposto pioneiramente por T. Y. Lin no início dos anos 60. A estrutura passa a ser dimensionada em termos de armadura passiva apenas para resistir ao carregamento não balanceado (carregamento total – carregamento balanceado).

Ao carregarmos a estrutura com a carga equivalente obtemos diretamente em uma única análise todos os efeitos da protensão, deslocamentos e esforços seccionais, tanto para estruturas isostáticas como para estruturas hiperestáticas.

Como o conjunto cabo-concreto encontra-se em equilíbrio estático, havendo ou não vinculação na estrutura, verifica-se que as cargas equivalentes devem se constituir obrigatoriamente em um carregamento auto equilibrado. Assim sendo, o carregamento da protensão não gerará reações de apoio nas estruturas isostáticas e provocará reações auto equilibradas nas estruturas hiperestáticas. Os esforços produzidos na estrutura apenas por estas reações auto equilibradas constituem os chamados esforços secundários ou hiperestáticos de protensão.

No caso de estruturas de edifícios que apresentam normalmente elevado grau de hiperestaticidade, pórticos, lajes cogumelo, a representação da protensão via cargas equivalentes é praticamente a única possível e a mais recomendada.

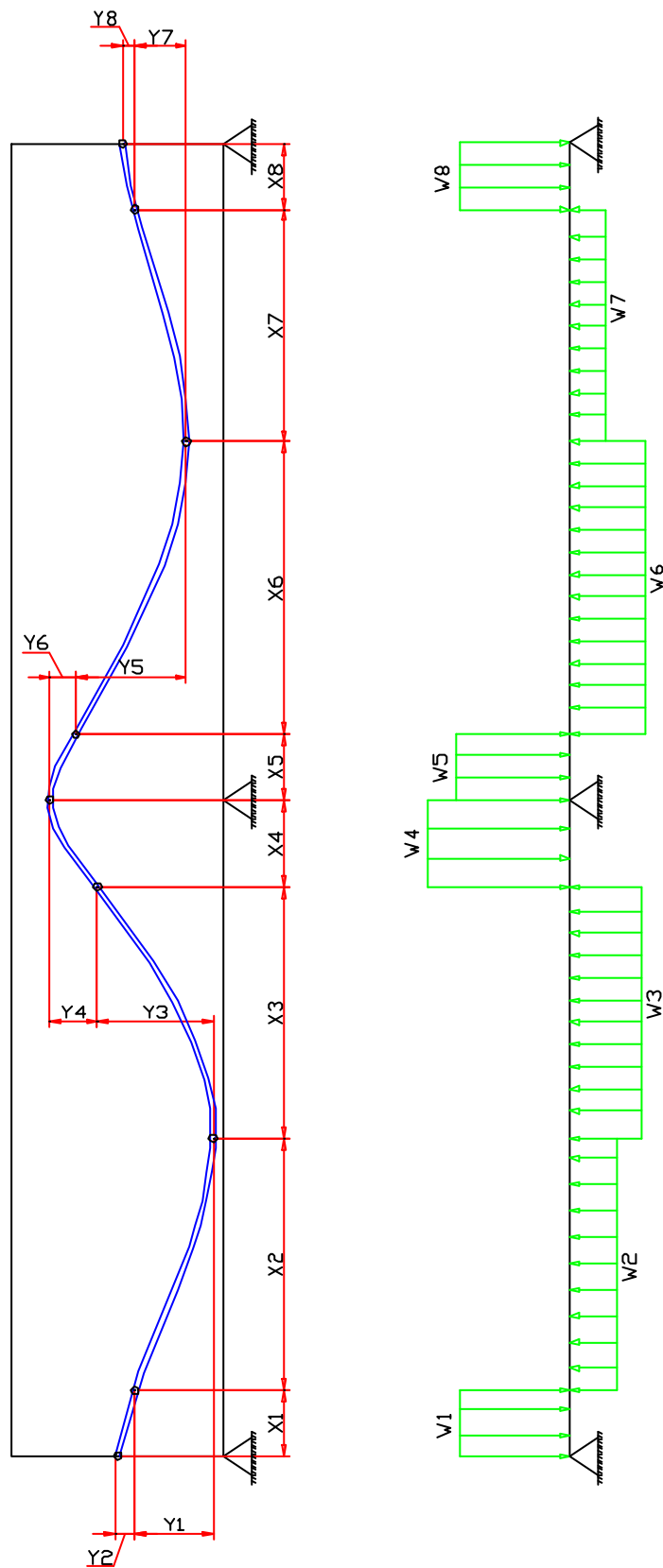
Resumindo, podemos dizer que:

As cargas equivalentes são formadas pelo conjunto das cargas de desviação mais as cargas aplicadas nas ancoragens.

O conjunto de cargas equivalentes é um sistema em equilíbrio, o que faz com que a soma das reações de apoio devido a protensão sejam nulas. Nas estruturas isostáticas particularmente não existirá reação em nenhum apoio, devido à protensão. Já nas estruturas hiperestáticas poderá haver reações devidas à protensão diferentes de zero, mas sempre com soma nula. As reações não nulas nas estruturas hiperestáticas provocam esforços internos na peça (esforço cortante, normal e fletor) chamados de esforços parasitas, secundários ou hiperestáticos.

As cargas de desviação só dependem da geometria do cabo sendo, portanto, inteiramente independente do sistema estático em que está aplicada. Um traçado de cabo que equilibra uma determinada carga em uma laje, equilibrará a mesma carga em uma viga bi-apoiada ou em uma viga contínua ou uma viga de pórtico.

A FIG. 2.5 apresenta o carregamento vertical equivalente para uma peça protendida com cabos em perfil com segmentos parabólicos e a FIG. 2.6 apresenta o carregamento vertical equivalente para uma peça protendida com cabos apresentando perfil com segmentos poligonais.



$$W_n = \frac{8.P.Y_n}{(2.X_n)^2}$$

P = Protensão

w = Carregamento

Vertical equivalente

FIGURA 2.5 – Cargas Balanceadas – Perfil Com Segmentos Parabólicos

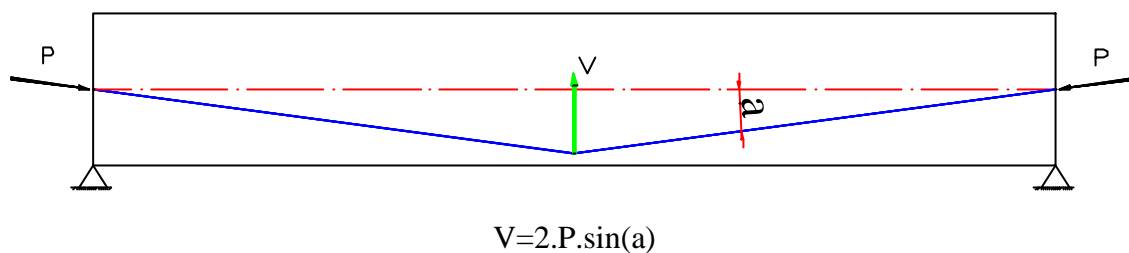


FIGURA 2.6 – Cargas Balanceadas – Perfil Com Segmentos Poligonais

Geometria dos cabos:

As FIG. 2.7 a 2.14, baseadas na Ref.[1] ilustram as mais comuns geometrias de cabos e suas correspondentes cargas balanceadas.

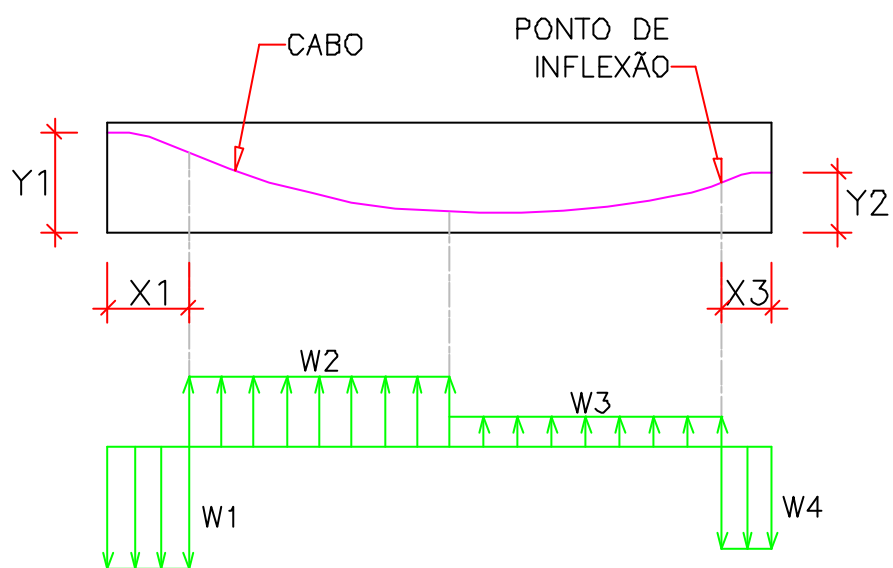


FIGURA 2.7 – Parábola Reversa com Dois Pontos de Inflexão

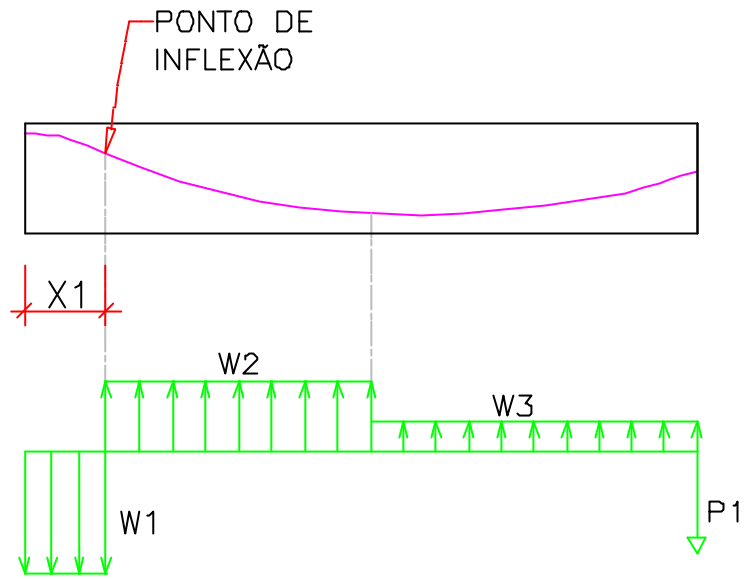


FIGURA 2.8 – Parábola Reversa com Um Ponto de Inflexão

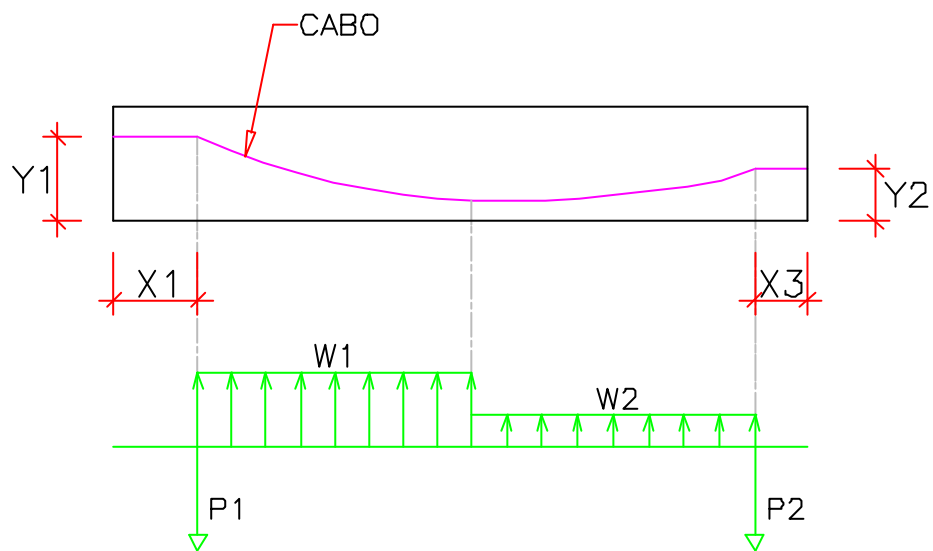


FIGURA 2.9 – Parábola Parcial

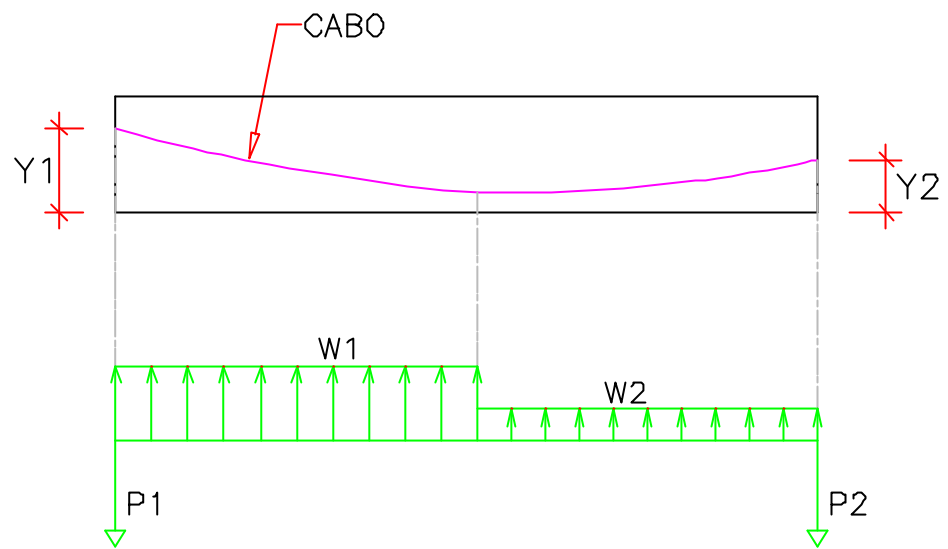


FIGURA 2.10 – Parábola Simples

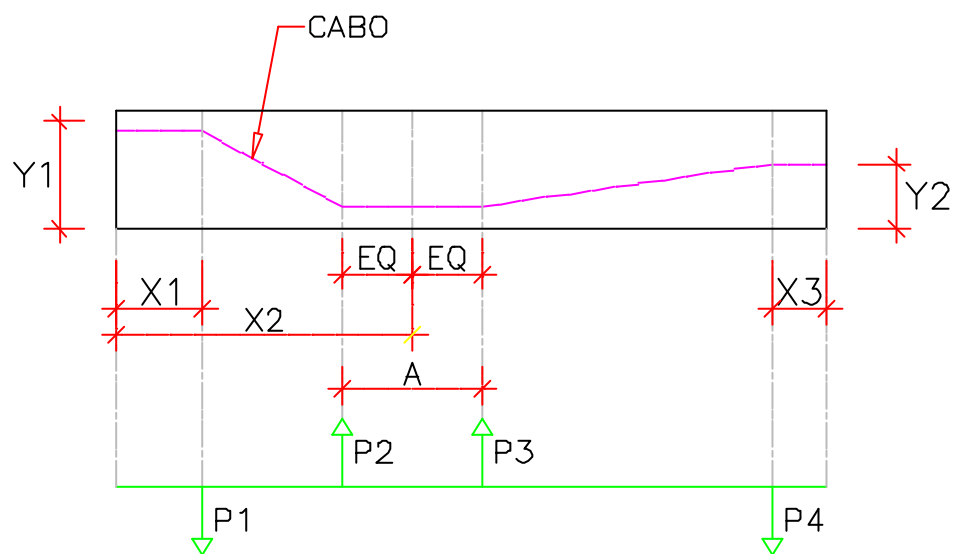


FIGURA 2.11 – Trechos Poligonais

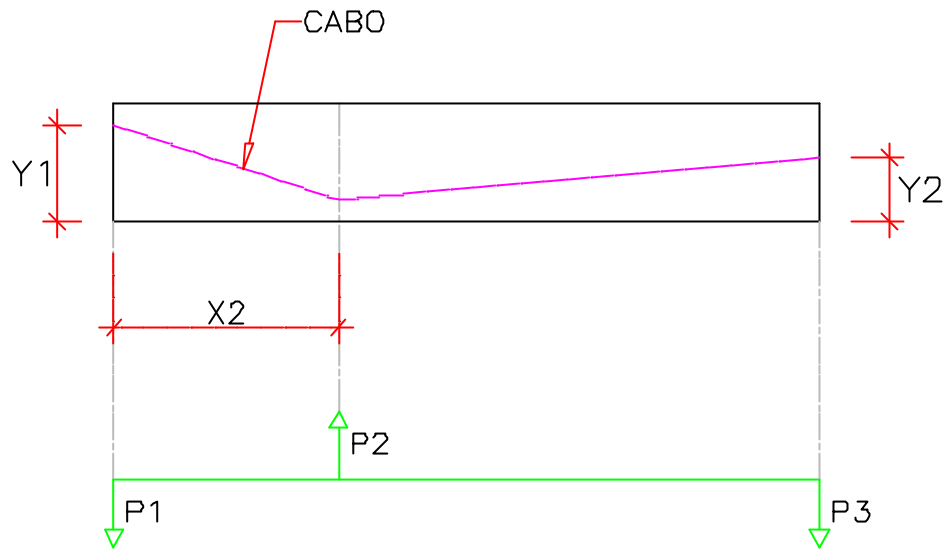


FIGURA 2.12 – Trechos Poligonais

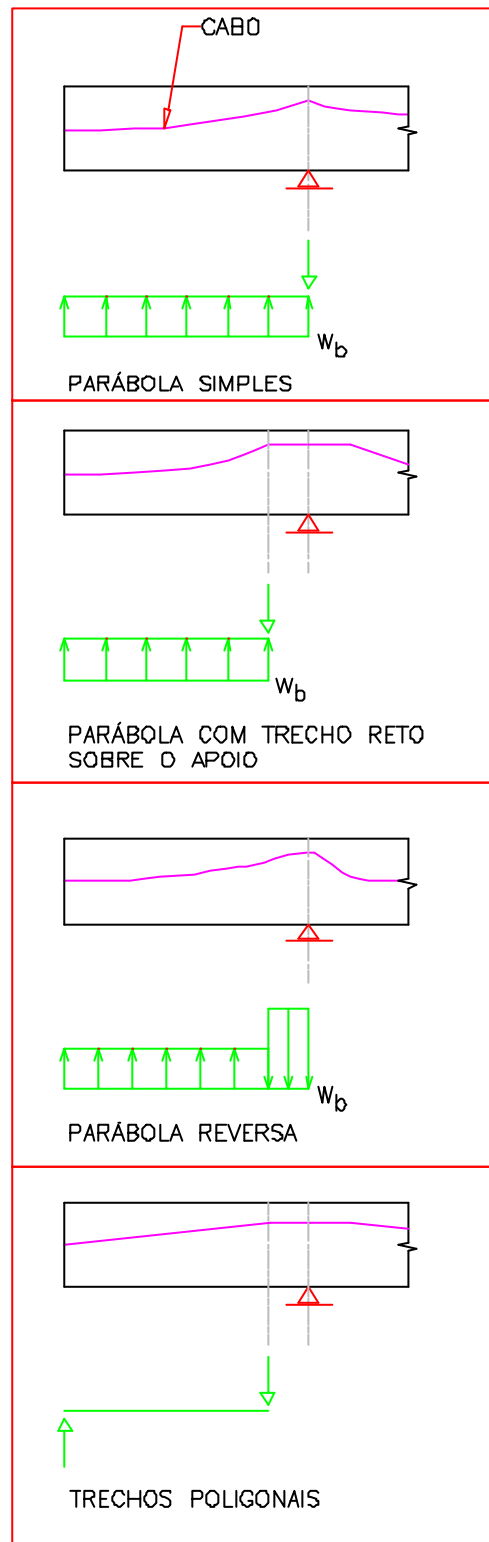


FIGURA 2.13 – Perfis de Cabos para Balanços e suas Relações com o Carregamento Balanceado

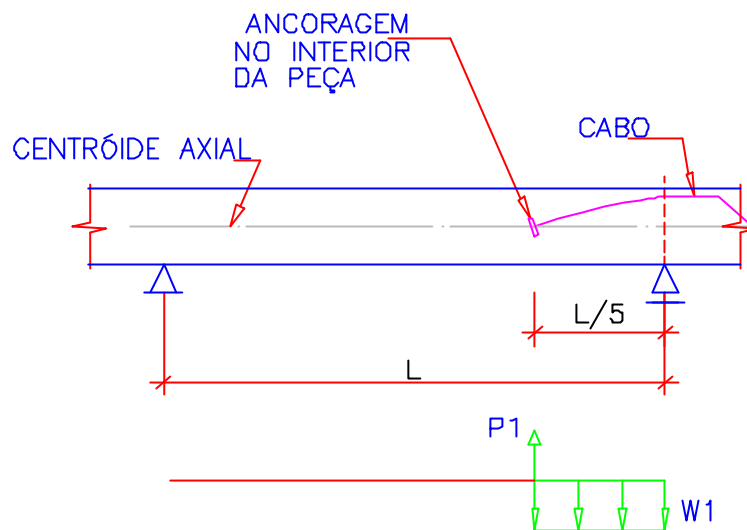


FIGURA 2.14 – Perfil de Cabo com Ancoragem no Interior da Peça e sua Relação com o Carregamento Balanceado

De acordo com Aalami (2002), Ref.[1], em estruturas de múltiplos vãos, a espessura das peças pode variar de vão para vão, como exemplificado na FIG. 2.15.1.

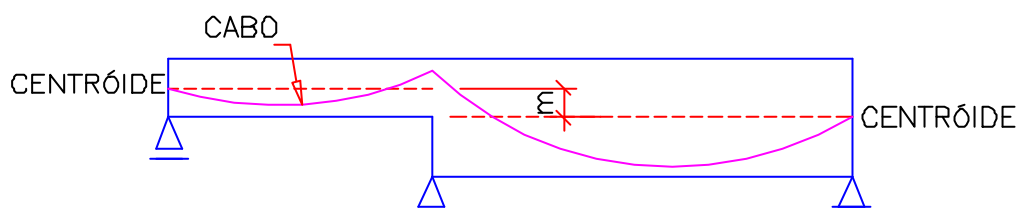


FIGURA 2.15.1

Podemos observar na FIG. 2.15.1 que as forças axiais agindo na extremidade das peças não são colineares, estando defasadas de m . Para ficar consistente com o conceito de forças concêntricas que resultam em compressão média uniforme nas peças, as forças axiais são expressas como mostrado na FIG. 2.15.3.

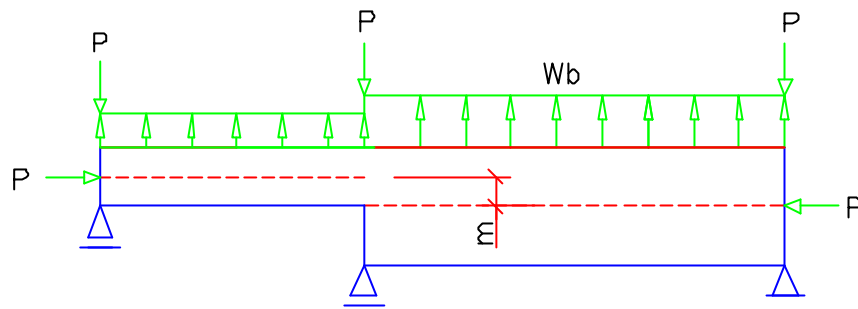


FIGURA 2.15.2 – Carregamento Balanceado

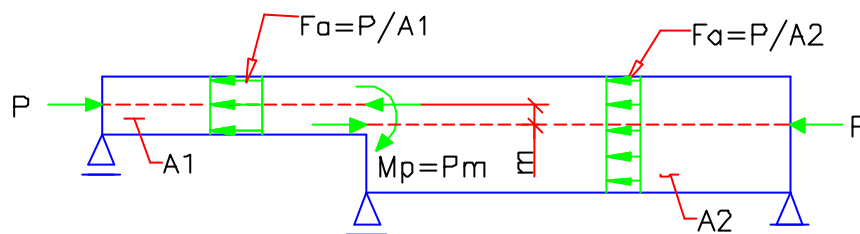


FIGURA 2.15.3

Os binários e momentos introduzidos no apoio central estão em equilíbrio e não afetam o comportamento global da estrutura.

As FIG. 2.15.4 e 2.15.5 mostram separadamente as ações que causam tensões axiais uniformes e flexão da peça, respectivamente.

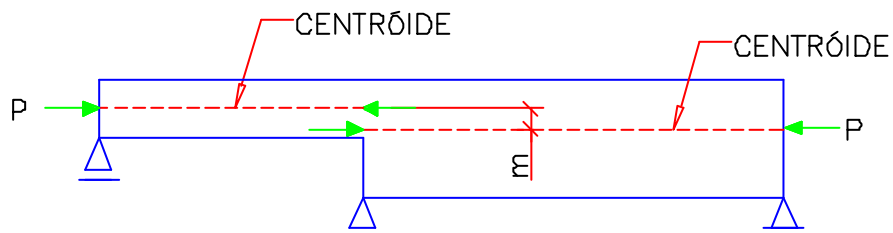


FIGURA 2.15.4 – Ações Causando Compressão Axial

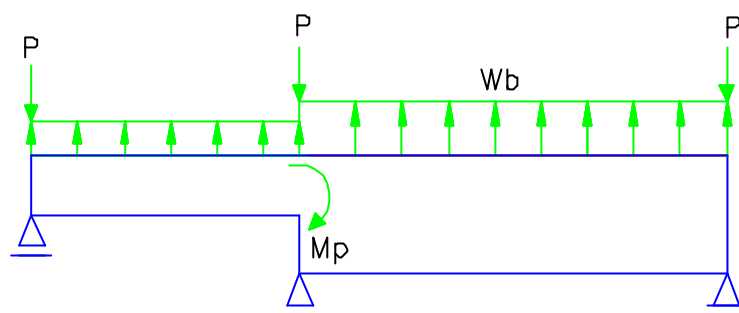


FIGURA 2.15.5 – Ações Causando Flexão nas Peças (Ações Balanceadas)

Vemos que devido à mudança de seção transversal, um momento é introduzido no diagrama de carga balanceada no local da mudança de seção. Este momento é devido à mudança do eixo neutro ao longo do comprimento.

Para pequenas mudanças na espessura das peças (menor que 10 %), a contribuição do momento introduzido para a máxima tensão e resistência da peça é mínima.

Uma situação comum de mudança de seção é a presença de capitéis nas lajes. As FIG. 2.16.1 a 2.16.3 ilustram o carregamento balanceado em lajes com capitéis, e as FIG. 2.17.1 e 2.17.2 ilustram os momentos introduzidos nos pontos de mudança de seção.

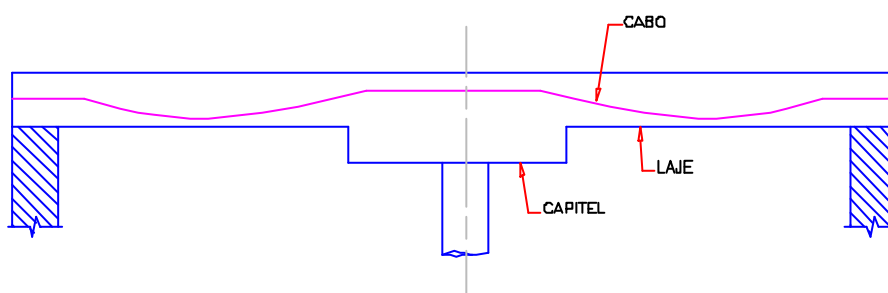


FIGURA 2.16.1 – Laje com Capitel no Apoio Central

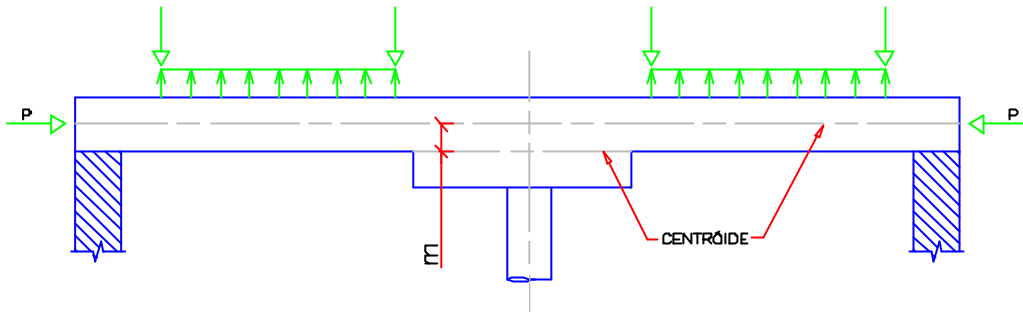


FIGURA 2.16.2 – Diagrama de Corpo Livre das Cargas Balanceadas

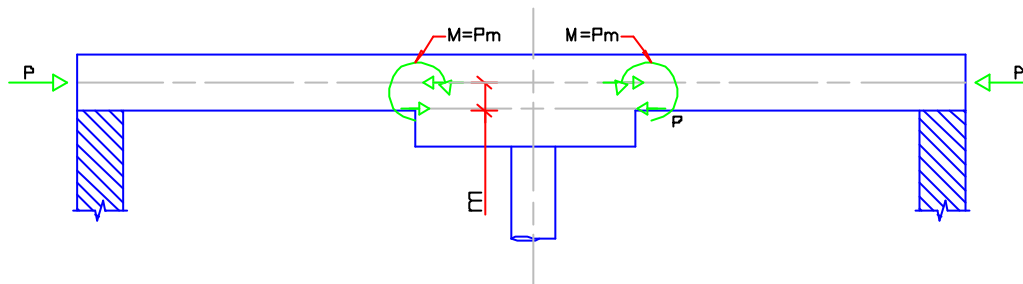


FIGURA 2.16.3 – Modelo Devido às Ações Axiais

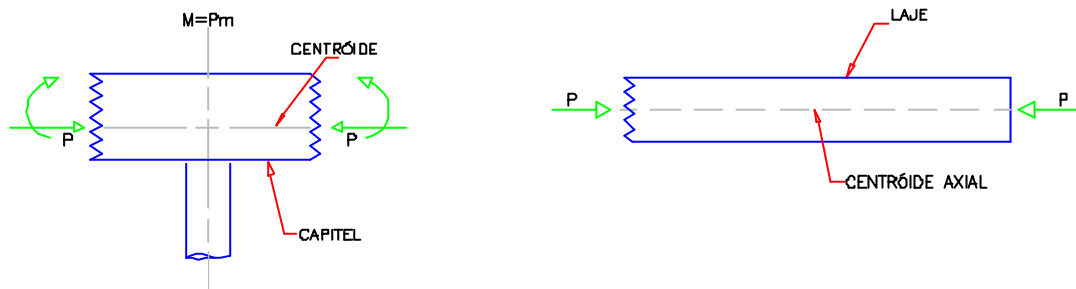


FIGURA 2.17.1 – Separação da Laje e do Capitel para Ilustrar o Modelo das Ações Axiais

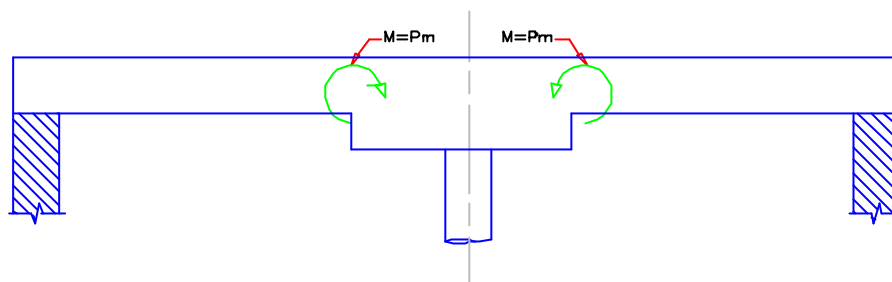


FIGURA 2.17.2 – Ilustração dos Momentos Introduzidos nas Mudanças de Seção

2.1.3 – Efeitos Secundários da Protensão (Hiperestáticos de Protensão)

Quando um elemento de uma estrutura é protendido, ele se deforma. Se a estrutura for isostática, não surgem restrições a essas deformações. Mas quando o elemento é parte de uma estrutura hiperestática, surgem normalmente esforços axiais e forças cortantes ao longo de um vão, e momentos que variam linearmente. Esses esforços são chamados de hiperestáticos de protensão ou esforços secundários de protensão (ver FIG. 2.18).

A grande vantagem de se considerar o efeito da protensão como um conjunto de cargas equivalentes aplicadas à estrutura é que os esforços calculados incluem, além dos esforços primários, os esforços secundários ou hiperestáticos de protensão.

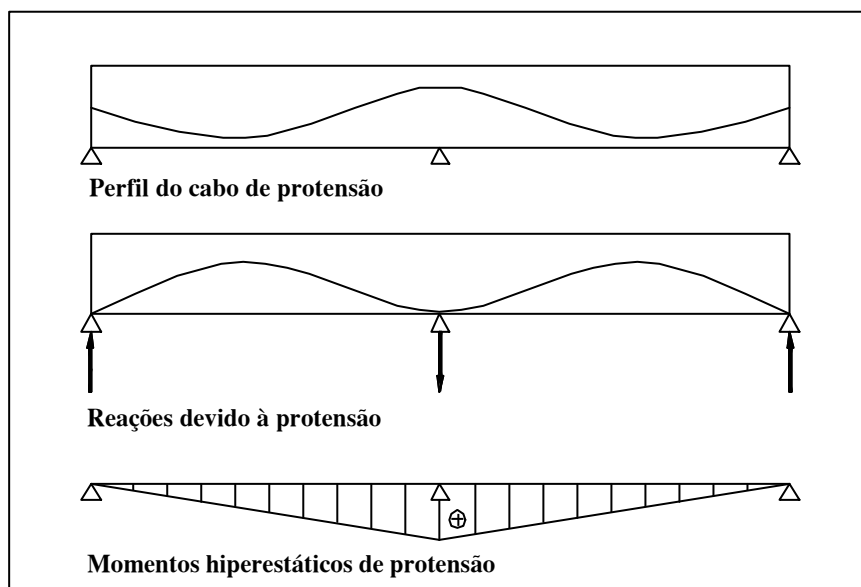


FIGURA 2.18 – Hiperestáticos de Protensão

2.1.4 – Protensão Com ou Sem Aderência (Sistemas de Pós-Tensão)

Os sistemas de protensão comumente usados em edifícios e pontes podem ser agrupados em duas categorias principais: sistemas aderentes e sistemas não aderentes.

2.1.4.1 – Protensão com Aderência

Neste método de protensão, os cabos são colocados dentro de dutos (geralmente bainhas metálicas corrugadas) os quais são preenchidos com nata de cimento após a protensão dos cabos. Para lajes de edifícios, com espessuras relativamente pequenas, há uma diminuição da possibilidade de excentricidade dos cabos, principalmente nos pontos de cruzamento de cabos. Esse fato tornou mais comum a utilização de dutos achatados para a confecção de lajes (FIG.2.19, baseada na Ref. [7]). A FIG. 2.20 representa os componentes de um sistema de múltiplas cordoalhas.

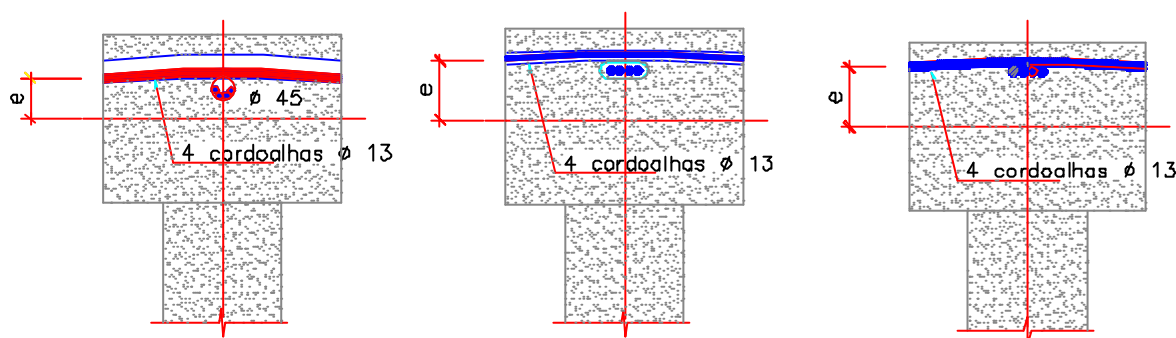


FIGURA 2.19 – Comparação das Excentricidades que Podem ser Obtidas com os Vários Tipos de Cabos

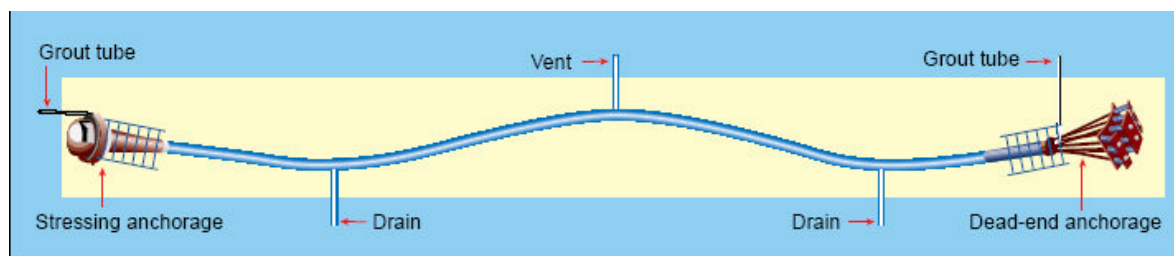


FIGURA 2.20 – Componente de Um Sistema de Múltiplas Cordoalhas

Fonte: Ref. [33]

As figuras 2.21 a 2.25, a seguir, ilustram alguns exemplos de bainhas e ancoragens para protensão aderente:

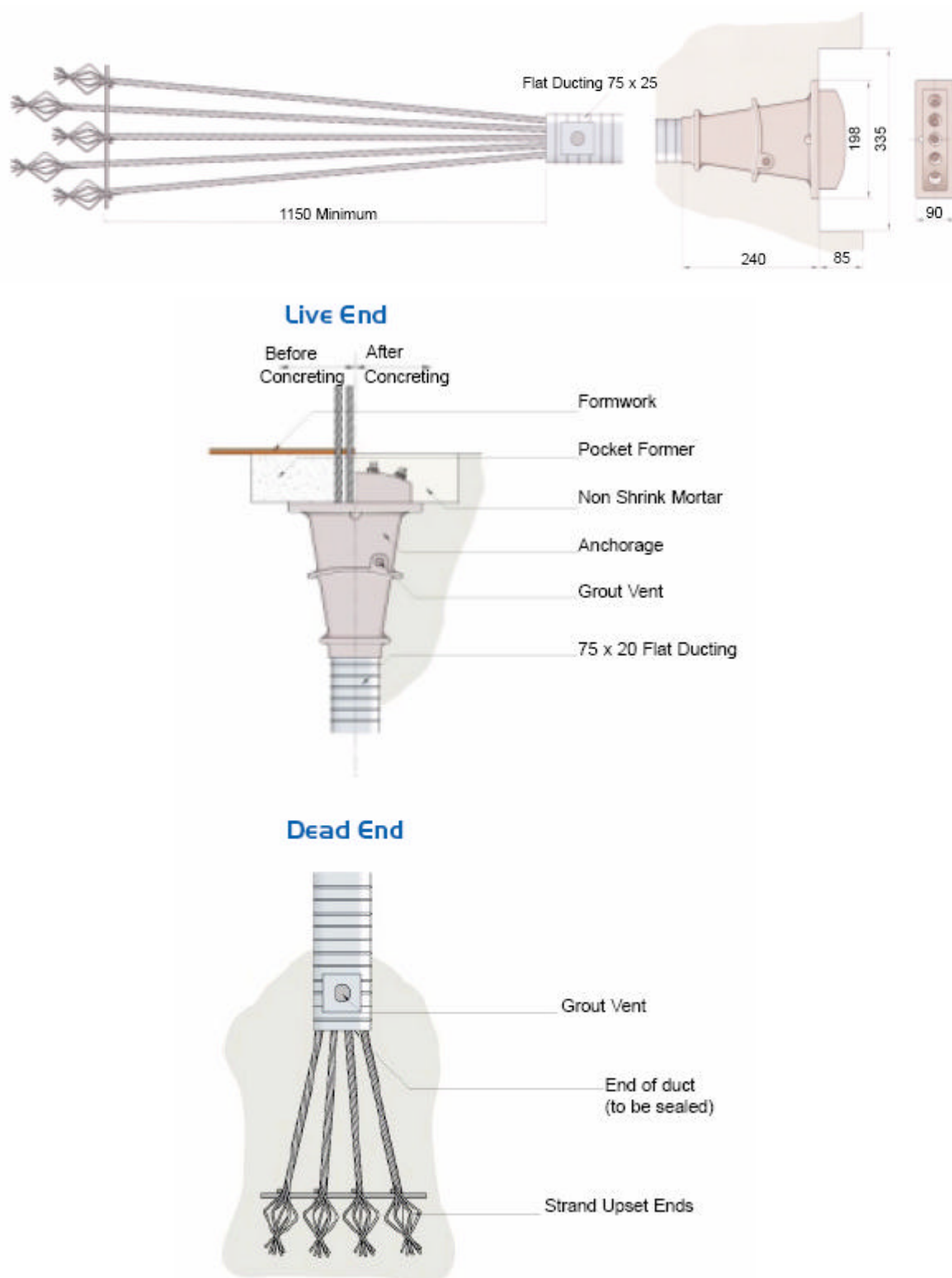


FIGURA 2.21 – Exemplo de Ancoragem Ativa e Passiva

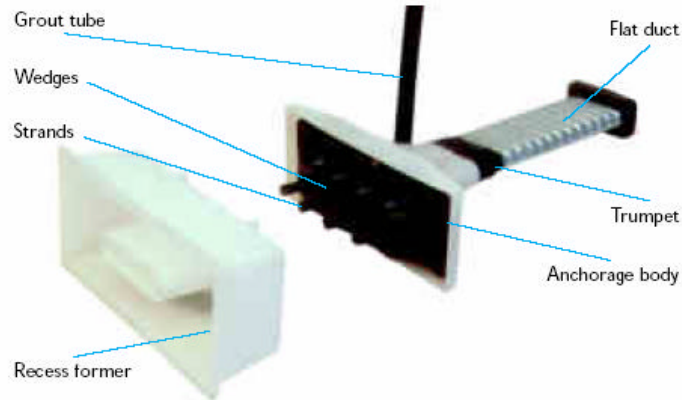
Fonte: Ref.[]



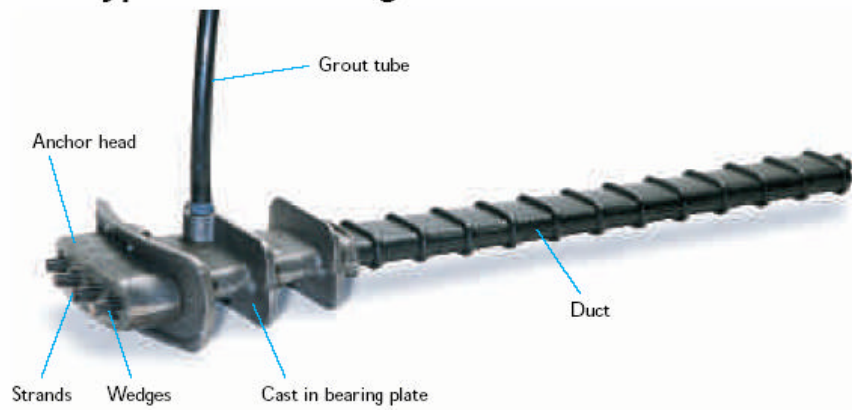
FIGURA 2.22 – Laje com Protensão Aderente – Monte Rushmore – Keystone, SD,
USA

Fonte: Ref. [33]

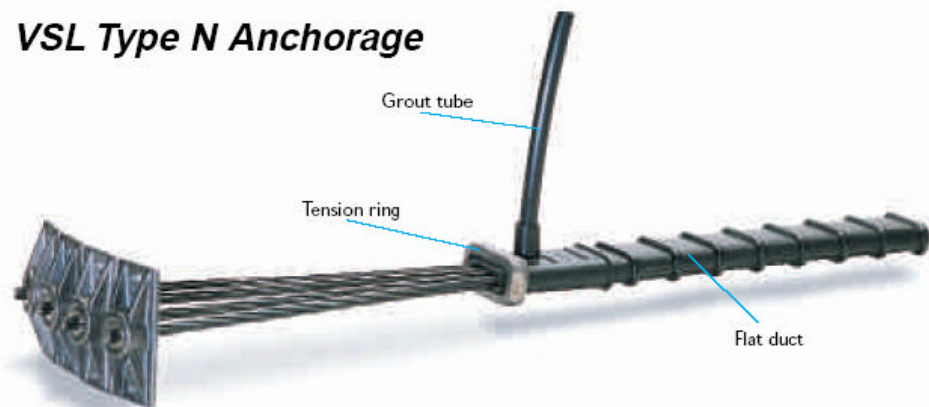
Stressing Anchorage: VSL Type SO



VSL Type SA Anchorage



VSL Type N Anchorage



VSL requires pre-placement of strand in flat duct tendons prior to concrete placement.

FIGURA 2.23 – Exemplos de Ancoragens

Fonte: Ref.[33]

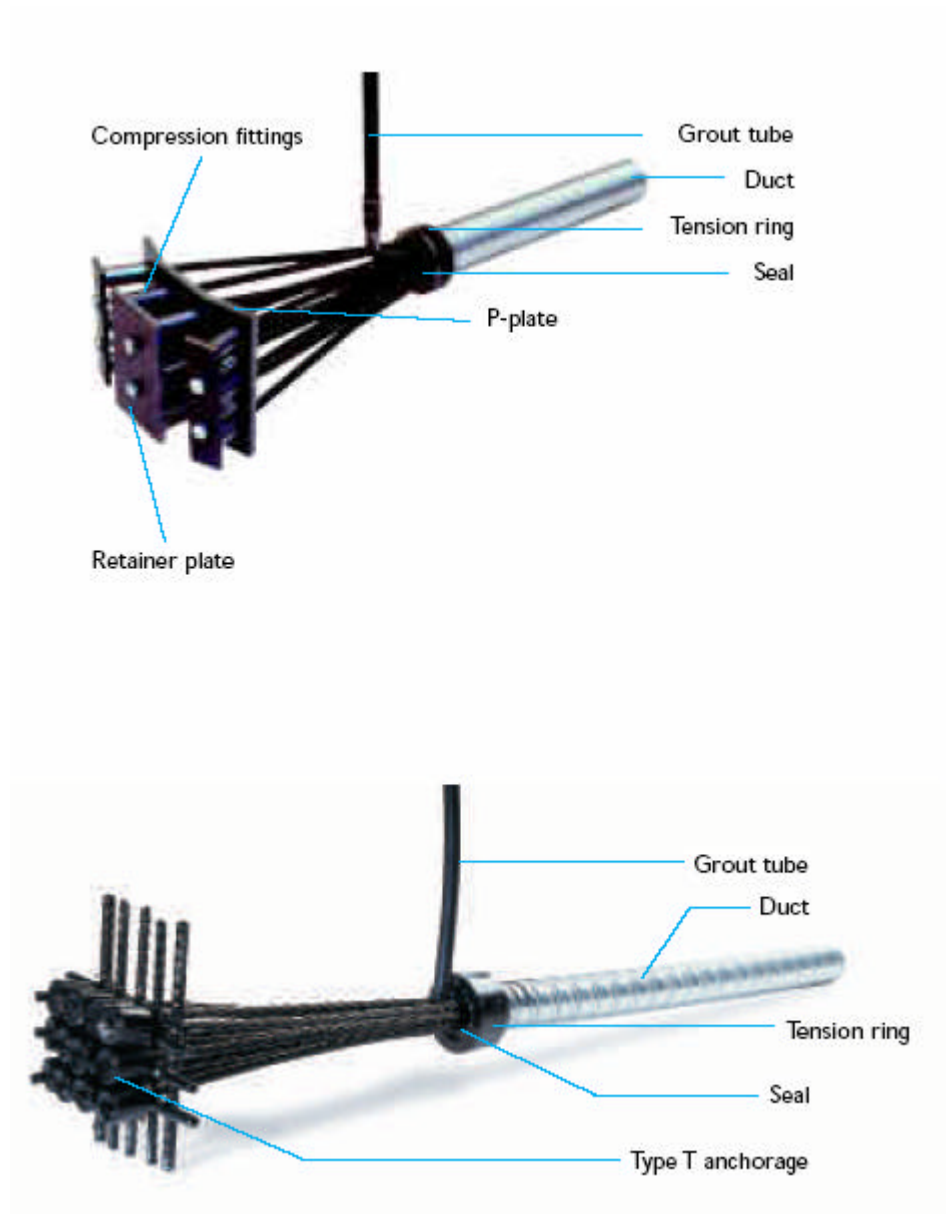


FIGURA 2.24 – Exemplos de Ancoragens

Fonte: Ref.[33]

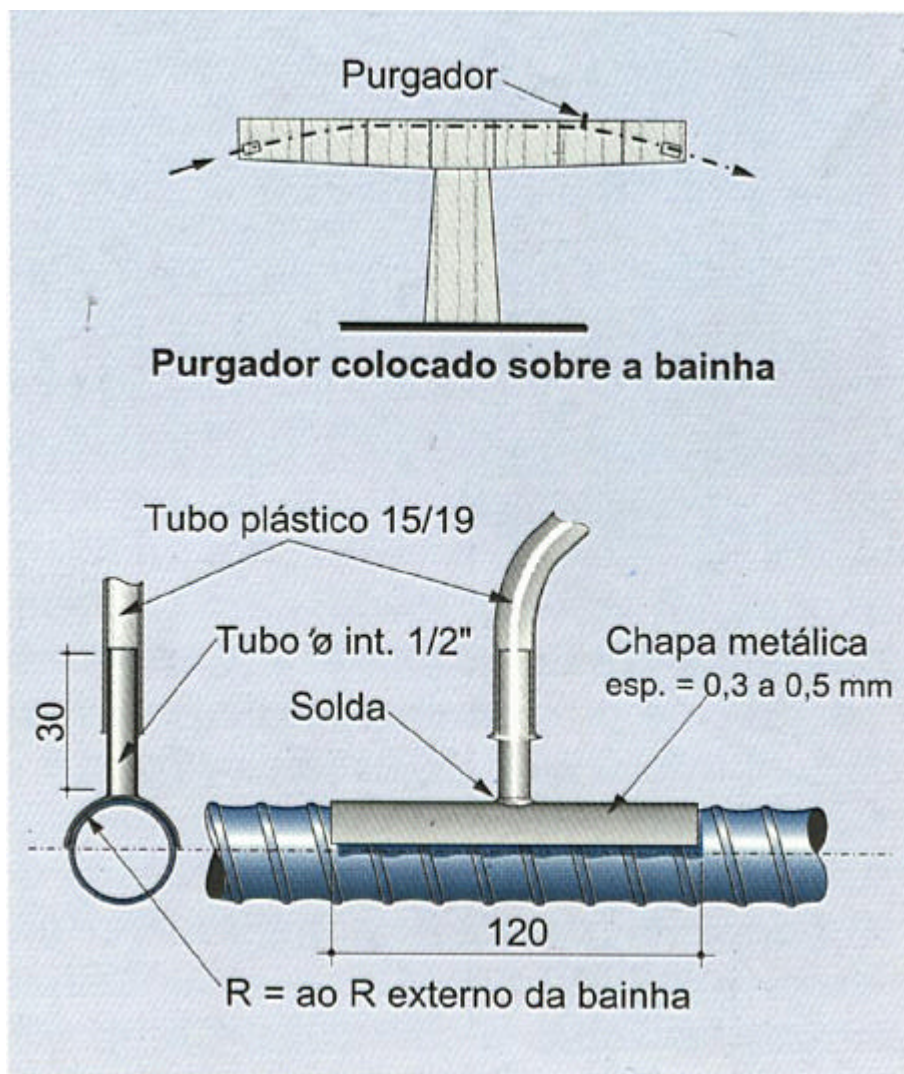


FIGURA 2.25 - Bainha Metálica e Purgadores

Fonte: Ref.[14]

2.1.4.2 – Protensão sem Aderência

A característica principal de um cabo não aderente é que, por projeto, não há a aderência com o concreto ao longo do comprimento do cabo. Cabos não aderentes são geralmente formados por monocordoalhas de sete fios de aço de alta resistência envoltas por um tubo de polietileno ou polipropileno formando uma proteção primária e uma proteção secundária constituída por uma graxa especial que inibe a corrosão. A força aplicada nos cabos é transferida para o concreto primariamente pelas ancoragens em

suas extremidades. A variação da força ao longo dos cabos é devida ao atrito entre a cordoalha e seu alojamento. Em um sistema não aderente, a integridade a longo prazo dos dispositivos de ancoragens é de suma importância. As figuras 2.26 e 2.27 apresentam a cordoalha engraxada e seus componentes.

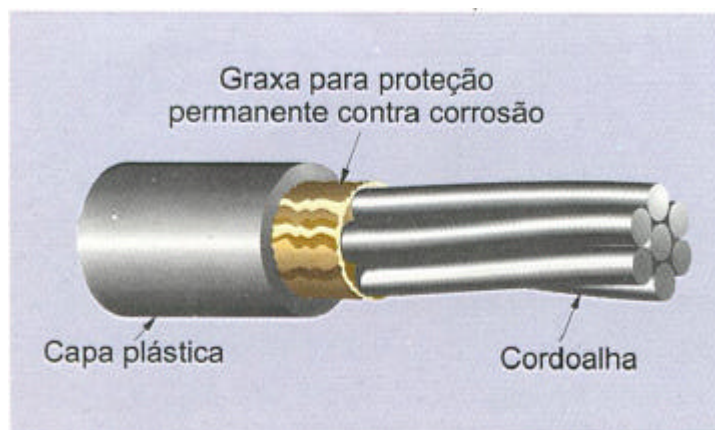


FIGURA 2.26 – Cordoalha Engraxada e Plastificada

Fonte: Ref.[14]

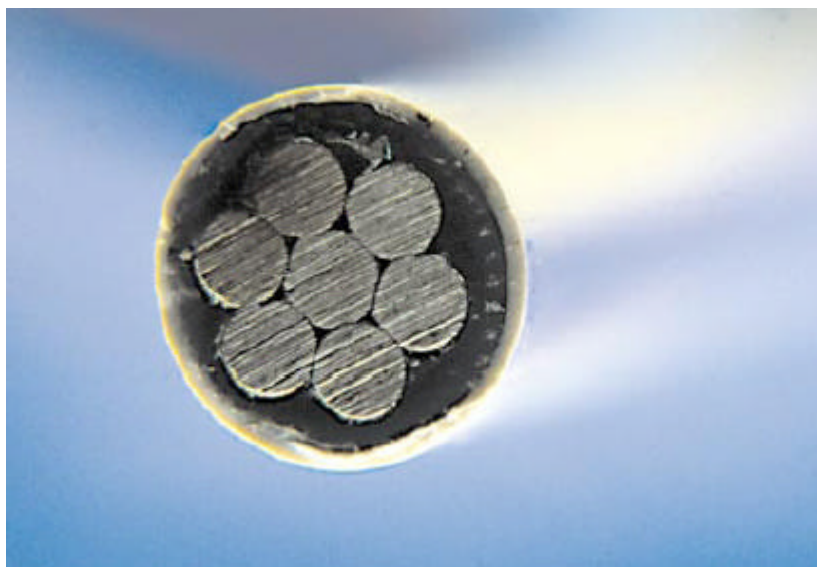


FIGURA 2.27 – Seção Transversal de Uma Cordoalha Engraxada e Plastificada

Fonte: Ref. [35]

Composição da cordoalha engraxada e plastificada:

A FIG.2.28 apresenta os principais componentes de uma cordoalha engraxada e plastificada:

1 – Capa plástica de Polietileno de alta densidade

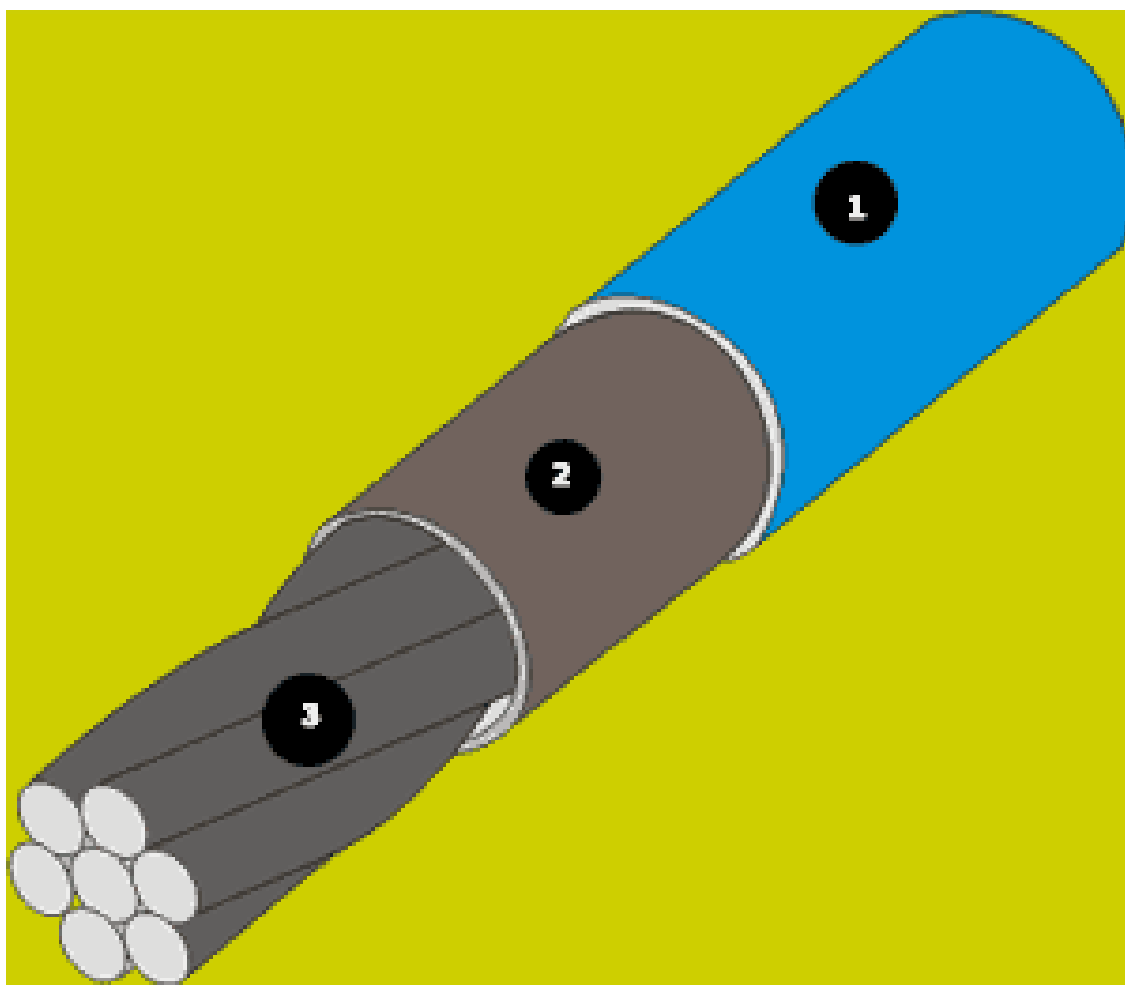


FIGURA 2.28 – Componentes da Cordoalha Engraxada e Plastificada

Fonte: Ref.[19]

Tem resistência suficiente para suportar danos que podem ser provocados durante a fabricação, transporte, instalação, concretagem e protensão;

Tem estabilidade química, sem fragilizar-se durante a exposição a diferentes temperaturas e durante a vida útil da estrutura;

Forma uma proteção primária contra a corrosão do aço.

2 – Graxa

Forma uma proteção secundária contra corrosão do aço;

Faz a lubrificação entre a cordoalha e a capa plástica, reduzindo o atrito;

Forma uma película protetora para exposição a baixas temperaturas;

É quimicamente estável não reagindo com o aço da cordoalha e nem com a capa plástica e o concreto.

3 – Cordoalha de aço

Cordoalha de sete fios, fabricada no Brasil pela CIA Siderúrgica Belgo-Mineira, do tipo CP190RB-EP.

As monocordoalhas são geralmente empregadas como cabos não aderentes; cada monocordoalha tem sua própria ancoragem e são protendidas individualmente. A FIG.2.29 mostra a evolução, ao longo dos anos, dos cabos não aderentes.

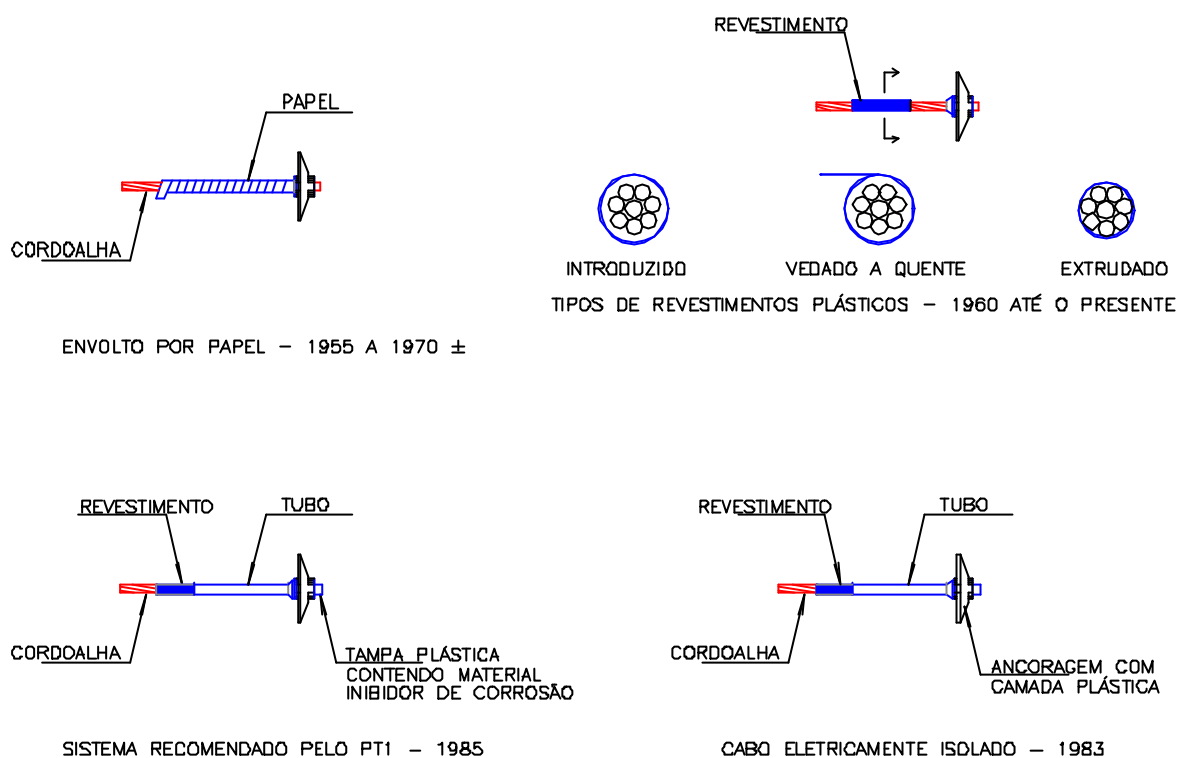


FIGURA 2.29 – Evolução dos Cabos Não Aderentes

Fonte: Ref.[7]

Uma das razões para o barateamento da protensão foi o desenvolvimento da ancoragem de aço fundido, ver FIG. 2.31, onde uma só peça constitui a placa distribuidora de tensões no concreto e que também funciona como reforço radial ao bloco-fêmea conjugado com furo tronco-cônico (que aloja as cunhas de ancoragem).

Também de grande praticidade e simplicidade é a fôrma plástica que protege o furo tronco-cônico contra a entrada de nata de cimento, estabelecendo o correto afastamento da ancoragem em relação à forma, além de possibilitar a moldagem de um nicho de pequenas dimensões, o qual, após a protensão e o corte da cordoalha, é facilmente preenchido com graute. A FIG. 2.30 ilustra uma montagem típica de uma laje com monocordoalhas e a FIG. 2.32 mostra um macaco hidráulico utilizado na protensão dos cabos formados por monocordoalhas.

A FIG. 2.33 apresenta vários exemplos de ancoragens usadas em sistemas aderentes e não aderentes

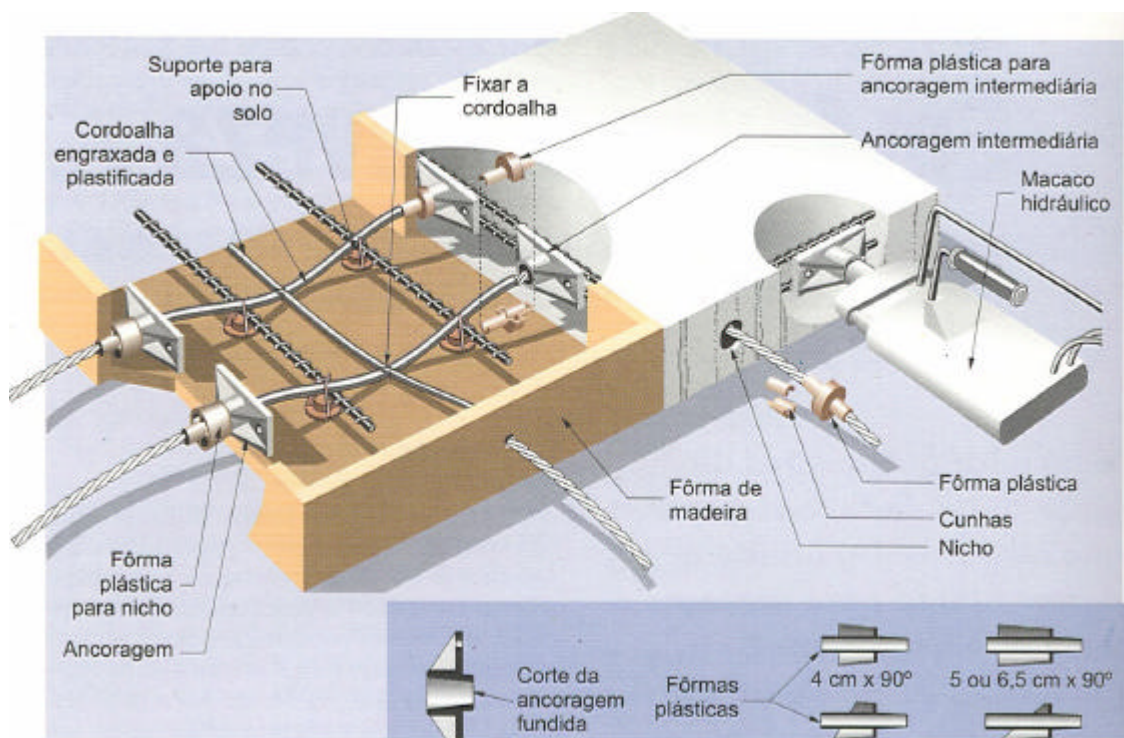


FIGURA 2.30 – Montagem Típica de Uma Laje com Monocordoalhas

Fonte: Ref. [14]

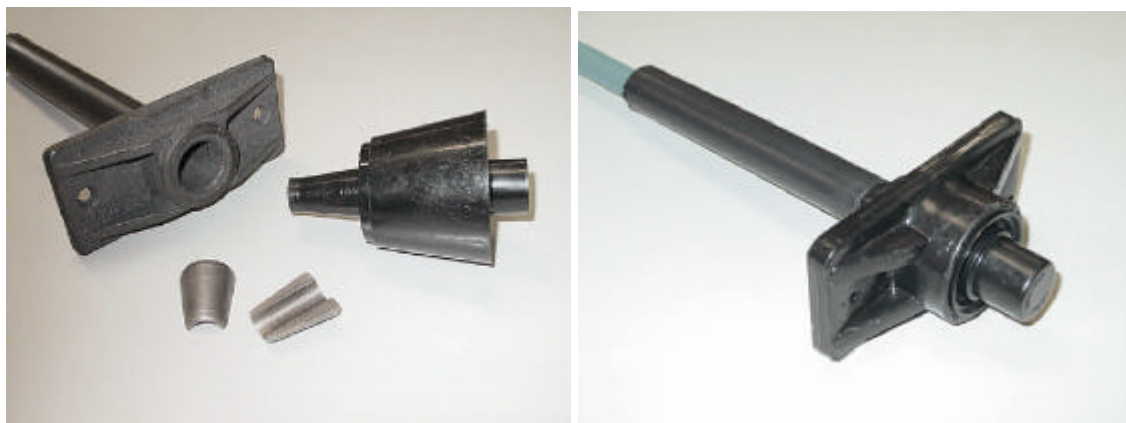


FIGURA 2.31 – Ancoragens Ativas e Passivas de Monocordoalhas

Fonte: Ref.[13]

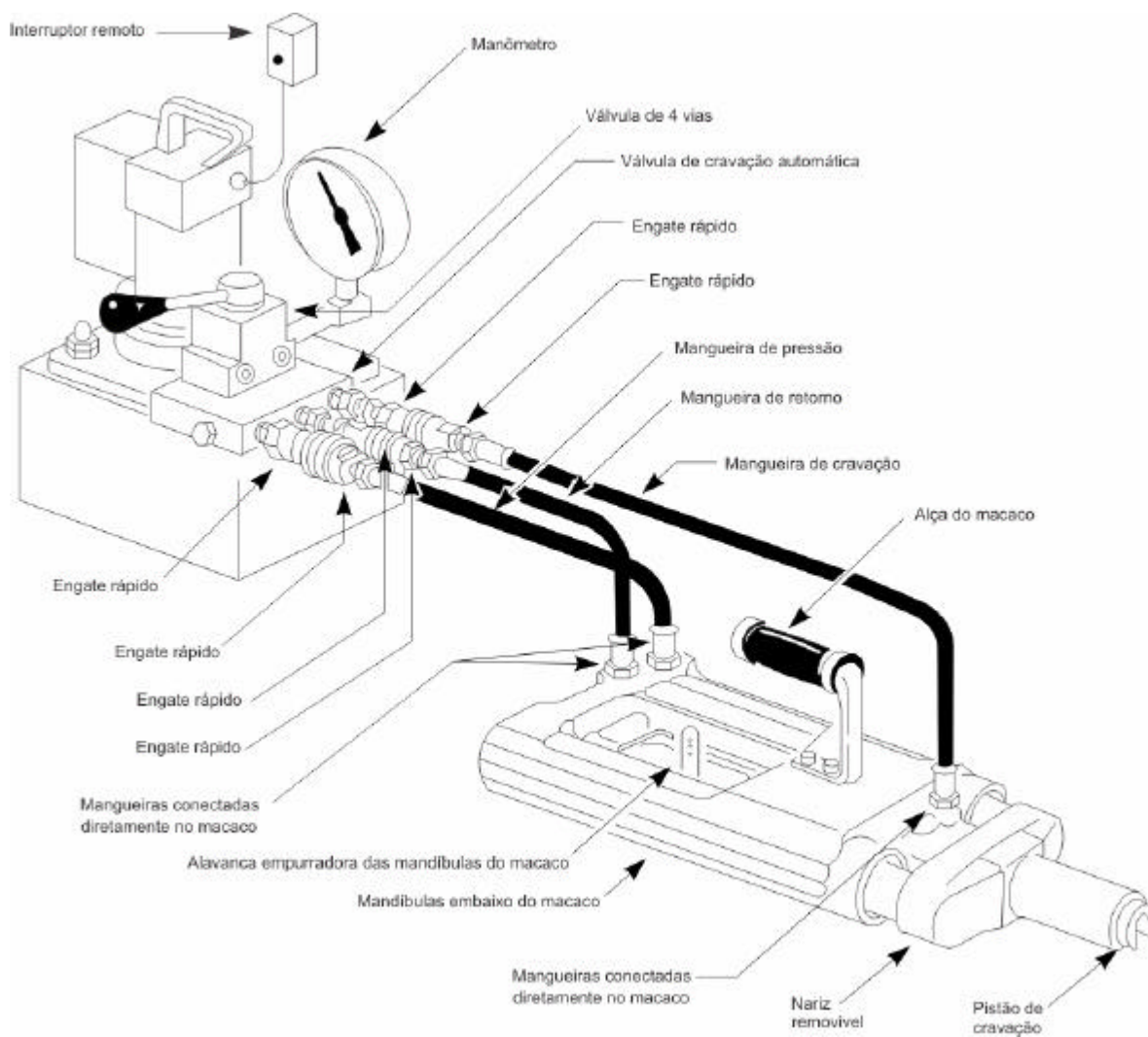


FIGURA 2.32 – Macaco Hidráulico

Fonte: Ref.[13]

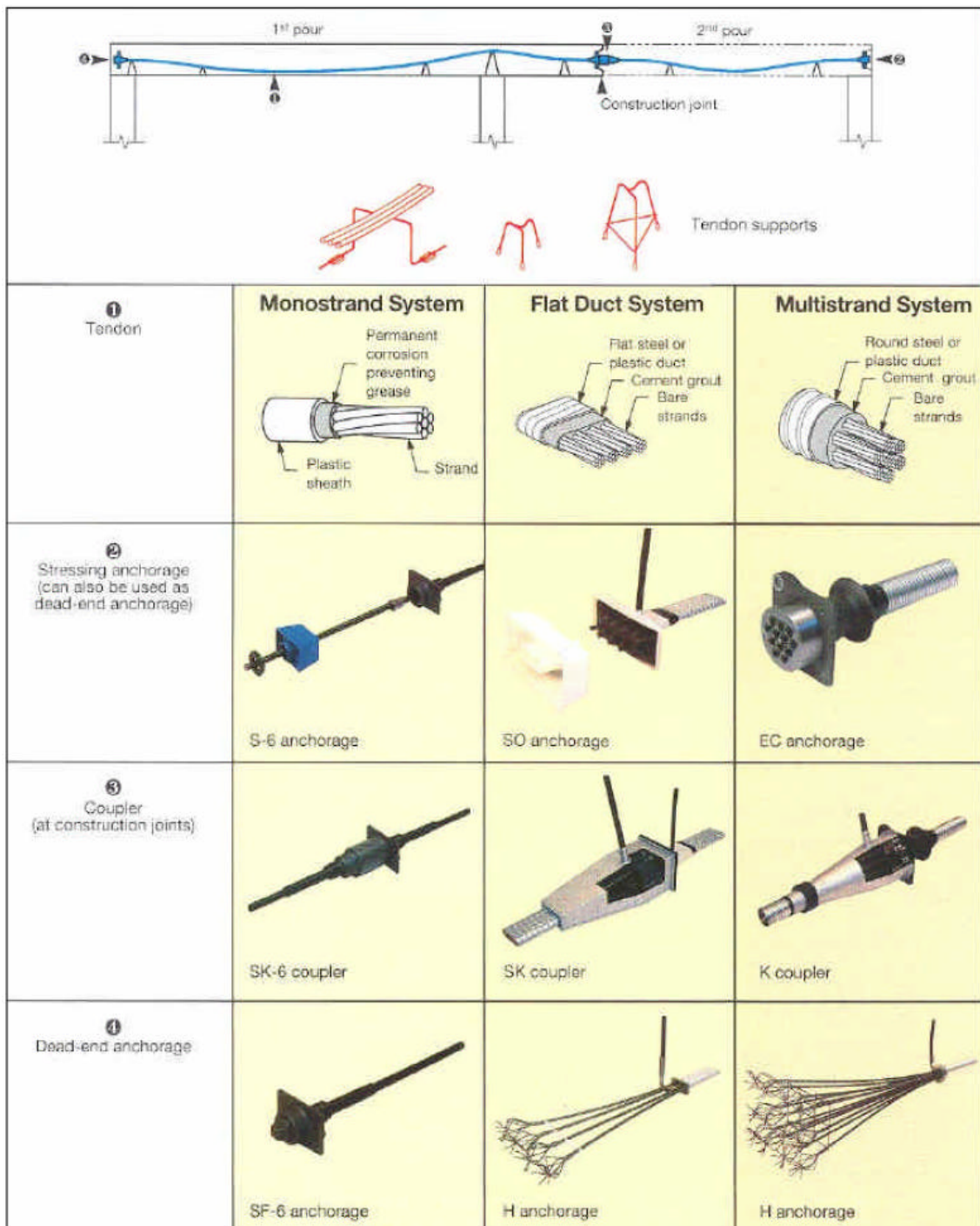


FIGURA 2.33 – Exemplos de Ancoragens

Fonte: Ref.[33]

2.1.4.3 – Protensão Aderente x Protensão Não Aderente

Essa questão sobre protensão aderente e não aderente é freqüente e causadora de sérias discussões. Os sistemas aderentes e não aderentes provêm uma gama de soluções para os projetistas de edifícios. Em alguns casos, por exemplo, o projeto mais econômico pode ser obtido com lajes protendidas com cabos não aderentes apoiadas em vigas de grandes vãos protendidas com cabos aderentes. Os sistemas de piso protendidos também podem ser combinados com lajes de concreto armado, por exemplo, aumentando ainda mais as opções de projeto. As lajes com protensão não aderente são muito apreciadas nos EUA enquanto que na Austrália as aderentes é que tem maior preferência. Serão apresentados aqui apenas os aspectos mais importantes de cada sistema

a – Sistema aderente

Apresenta momento resistente último mais elevado;

Melhor distribuição de fissuras;

Maior segurança da estrutura na parte e no todo, diante de situações extremas como incêndios, sismos e explosões;

b – Sistema não aderente

Proporciona grande braço de alavanca (maior possibilidade de excentricidade dos cabos que é de suma importância principalmente para lajes);

Menores perdas por atrito;

O aço de protensão já é protegido contra corrosão antes de ser instalado;

Proporciona maior facilidade e velocidade na montagem dos cabos;

Ausência de operação de injeção;

Geralmente mais econômico.

2.1.5 – Perdas de Protensão

As perdas de protensão são as perdas verificadas nos esforços aplicados aos cabos de protensão.

2.1.5.1 – Perdas por Atrito, Cravação das Cunhas de Ancoragem e por Deformação Elástica do Concreto.

São as perdas imediatas que se verificam durante a operação de protensão e ancoragem dos cabos.

As perdas por atrito são calculadas pela seguinte expressão

$$P_0(x) = P_i e^{-m(\sum a+kx)}$$

onde

$P_0(x)$ é a tensão atuante no cabo a uma distancia x ;

P_i é a tensão inicial aplicada na extremidade do cabo;

μ é o coeficiente de atrito aparente (devido às variações angulares do cabo);

k é o coeficiente de perdas por metro provocadas por curvas não intencionais do cabo.

Para cordoalhas engraxadas temos, segundo fabricante (Cia. Siderúrgica Belgo Mineira):

$\mu = 0,07 / \text{rad}$ e $k = 0,0035 \text{ rad/ m}$.

As perdas por cravação da ancoragem ocorrem devido ao movimento de acomodação das cunhas quando da transferência do esforço do macaco para as placas de ancoragem.

O valor da perda por cravação é fornecido pelo fabricante das ancoragens.

As perdas por deformação elástica do concreto ocorrem à medida que os cabos vão sendo protendidos e provocando encurtamentos elásticos na laje, causando perdas de tensão nos cabos já protendidos.

2.1.5.2 – Perdas por Deformação Lenta e por Relaxação

São as perdas provocadas pelo encurtamento do concreto com o tempo e por quedas de tensão nos aços da alta resistência sob tensão elevada:

a – Perdas por fluência do concreto. O fenômeno da fluência corresponde ao crescimento assintótico ao longo do tempo, das deformações de um bloco de concreto comprimido sob tensão uniforme constante;

b – Perdas por retração do concreto. Trata-se aqui da chamada retração hidráulica, essencialmente ligada à perda d'água, que ocorre principalmente nos primeiros anos de vida da obra;

c – Perdas por relaxação do aço. O fenômeno de relaxação corresponde à redução assintótica, ao longo do tempo, das tensões em um cabo de aço ao qual foi imposto um alongamento uniforme e permanente.

Para a avaliação das perdas diferidas em cabos não aderentes deve-se considerar o efeito da fluência e da retração na peça como um todo, obtendo-se os deslocamentos sofridos pelos pontos das ancoragens. É, portanto, uma integração das deformações diferidas ao longo de toda a peça e não uma mera análise seccional.

2.1.6 – Métodos de Cálculo dos Esforços

Vários são os processos que podem ser usados para a determinação dos esforços em lajes protendidas:

Método dos Pórticos Equivalentes (MPE) (Pórtico recomendado pelo ACI 318);

Método dos Pórticos Simples (MPS) (Pórtico recomendado pela NBR-6118);

Cálculo como vigas contínuas;
Métodos numéricos, e outros.

Resumidamente, o MPE consiste em:

a – dividir a estrutura em vários pórticos equivalentes, seguindo as linhas que unem os pilares (linhas de apoio), nas direções longitudinal e transversal. Cada pórtico se compõe de uma linha de pilares ou apoios e uma faixa de laje (faixa tributária), limitada lateralmente pelas linhas que unem os pontos médios dos painéis de lajes adjacentes à linha de apoio ou por uma face externa de laje;

b – para cálculo dos esforços devidos às cargas verticais, os pórticos podem ser considerados isoladamente para cada piso, com os pilares superiores e inferiores engastados nas extremidades. Na modelagem do pórtico equivalente, as rigidezes dos pilares são modificadas para levar em consideração o funcionamento em duas direções;

c – a protensão é considerada como um carregamento externo equivalente, levando em conta o princípio da carga balanceada;

d – quando as cargas acidentais não ultrapassam 75% das cargas permanentes, os esforços podem ser calculados considerando todos os vãos carregados simultaneamente com a carga total. Caso contrário, os esforços devem ser calculados alternando-se as cargas acidentais, de modo a produzirem o maior esforço na seção considerada, tomando-se, no entanto, apenas 75% do valor da carga acidental. Os esforços não devem ser menores do que aqueles resultantes do carregamento total em todos os vãos.

O MPE apresenta algumas diferenciações em relação ao MPS. Uma dessas diferenciações diz respeito à rigidez na região dos apoios. No MPE, permite-se aumentar a rigidez na região dos pilares em função da existência de capitéis, engrossamento de laje e até mesmo pela própria existência do pilar. O ACI 318 leva em consideração o fato de existir uma grande diferença de largura entre a “laje-viga” e o pilar no cálculo do pórtico equivalente. Essa consideração é feita atribuindo uma rigidez

à torção no encontro do pilar com a “laje-viga”. A partir da rigidez do elemento de torção e da rigidez do pilar calcula-se uma rigidez equivalente. Outra diferenciação diz respeito à definição das faixas para distribuição dos momentos: o ACI considera a largura das faixas definidas por 25% do menor vão da laje, enquanto a NBR-6118 adota 25% do vão na direção do pórtico.

Como métodos numéricos, podemos destacar o método das grelhas e o método dos elementos finitos.

No método das grelhas, a laje é discretizada como uma grelha para a obtenção dos momentos fletores e esforços cortantes nas barras da mesma. Para levar em consideração a protensão, a laje é dividida em faixas, onde serão lançados os cabos de mesmo perfil. Cada faixa é considerada isolada das outras e os momentos fletores nas seções transversais são tomados pela média ou pelo máximo dos momentos atuantes nas barras da grelha que atravessam a seção. A partir dos momentos obtidos das combinações dos carregamentos externos e dos esforços de protensão, são feitas as verificações de tensões e o dimensionamento das seções.

A disponibilidade de diversos programas de elementos finitos (SAP, ANSYS, Algor, etc) permite efetuar a baixo custo, uma análise rigorosa pelo método dos elementos finitos. A discretização deverá ser necessariamente densa na região próxima aos pilares. A influência da protensão é facilmente levada em consideração através da introdução do carregamento equivalente, quer através de comandos especiais que alguns programas apresentam, bastando então definir, em cada elemento, o traçado do cabo e sua força de protensão. Consegue-se assim obter uma informação precisa e detalhada quanto às tensões e flechas em serviço e quanto à distribuição dos esforços de cálculo, sem as hipóteses simplificadoras de outros métodos. O método dos elementos finitos propicia um dimensionamento sensivelmente mais econômico, com reduções de cablagem e de armadura passiva. O método dos elementos finitos apresenta a vantagem de poder ser utilizado em estruturas complexas, que não podem ser modeladas adequadamente por determinados métodos. Com o avanço computacional, o método dos elementos finitos deve vir a ser o método mais utilizado num futuro próximo.

3

RESUMO DAS PESQUISAS EM LAJES PROTENDIDAS

3.1 – Testes de Flexão

Os seguintes testes resumidos, baseados na Ref.[26], foram de grande importância para a compreensão do comportamento das lajes protendidas com cabos não aderentes. Estes testes foram a base das recomendações e normas dos projetos atuais.

3.1.1 – Scordelis, Pister e Lin - 1956

Em 1956, Scordelis, Pister e Lin realizaram um teste em uma placa plana simplesmente apoiada formada por um único painel. As dimensões do exemplar testado estão mostradas na FIG. 3.1.

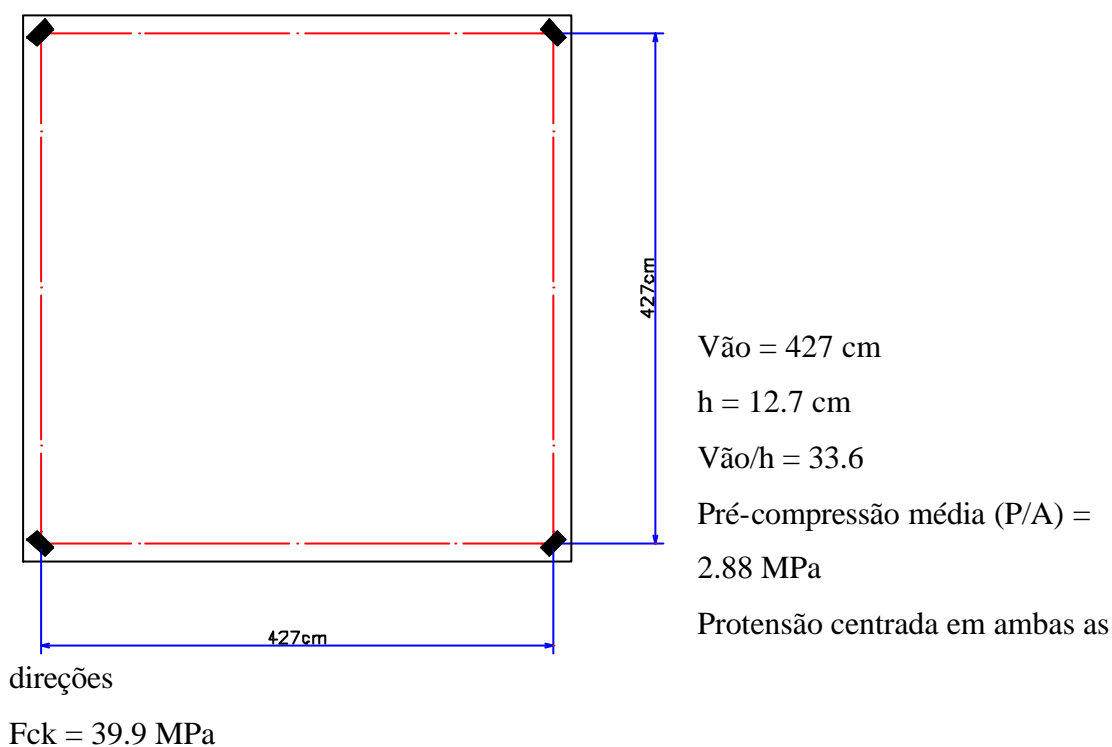


FIGURA 3.1 – Laje Testada por Scordelis, Pister e Lin – 1956

Conclusões:

"Baseado nos resultados do teste, esta laje poderia ser projetada para uma sobrecarga imposta de cerca de 3.83 kN/m^2 , produzindo uma tensão de tração máxima da ordem de 3.5 MPa no concreto. Ainda que este valor de tensão de tração não seja um critério geral de projetos para lajes de concreto protendido, é evidente que o conceito de não permitir nenhuma tração no concreto protendido deveria ser descartado."

Comentário:

"Esta laje simplesmente apoiada desenvolveu um mecanismo clássico de linha de ruptura com falência na armadura aderente para o momento positivo. A carga variável última foi de 11.4 kN/m^2 , sendo que a carga variável para uma tensão de tração igual a zero foi de 3.02 kN/m^2 . A flecha no centro da laje com 3.83 kN/m^2 de carga variável foi

de 6.3 mm. A flecha última com 11.4 kN/m² de carga variável foi de aproximadamente 101.6 mm“.

3.1.2 – Scordelis, Lin e Itaya - 1959

Em 1959, Scordelis, Lin e Itaya realizaram um teste em uma placa plana simplesmente apoiada formada por quatro painéis, com dimensões como mostrado na FIG. 3.2. Para verificar métodos de análise foram aplicados carregamentos uniformes e padrões, e para comparar com a teoria elástica de flexão foi adicionado armadura passiva aderente.

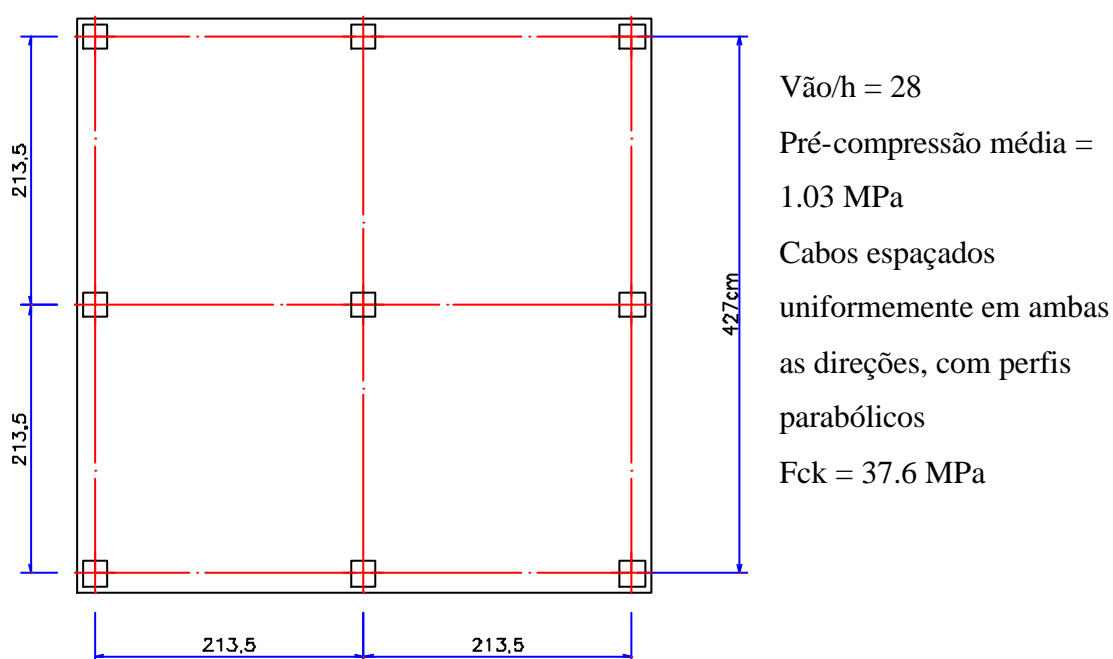


FIGURA 3.2 – Laje Testada por Scordelis, Lin e Itaya – 1959

Conclusões:

"Usando as teorias de viga como normalmente aplicadas nos presentes métodos de projetos atuais, a capacidade de carga variável uniforme de projeto para a laje baseada em tensão de tração nula no concreto foi de 3.6 kN/m² ; a carga variável para fissuração baseada em um módulo de ruptura de 3.31 MPa foi de 9.29 kN/m²; e a carga variável última baseada em uma tensão no aço de 1379 MPa foi 16.6 kN/m². O comportamento

efetivo da laje era ideal para uma estrutura. Fissuras localizadas ocorreram na superfície superior próximo ao apoio central quando aplicada carga variável entre 4.8 e 7.6 kN/m². As primeiras fissuras na superfície inferior surgiram para uma carga variável de 15.3 kN/m². A flecha máxima antes de uma fissuração mais séria com 16.6 kN/m² foi de somente 5.1 mm. A laje pode sustentar grandes incrementos de carga antes da difusão das fissuras”.

Comentário:

“Este teste proporcionou uma excelente comparação dos resultados da “simples” teoria de viga com análise elástica e resultados experimentais. A capacidade desta laje pode ser comparada à capacidade de uma laje similar com “drop panels”, como a da Seção 3.1.5”.

Segundo o ACI, *drop panels* são engrossamentos, da laje na região dos apoios, que se estendem por um sexto do vão ou mais. Quando este engrossamento não se estende por mais de um sexto do vão ele é chamado de capitel. Os capitéis são usados para aumentar a capacidade resistente à punção e os *drop panels* são usados para aumentar a capacidade resistente a momentos, reduzir flechas e aumentar a capacidade resistente à punção.

3.1.3 – Gamble - 1964

Em 1964, Gamble testou uma placa plana simplesmente apoiada de 3 por 2 vãos com uma força de compressão alta não usual e um arranjo incomum dos cabos protendidos. As dimensões do exemplar testado são mostradas na FIG. 3.3

Apoios 10 cm x 10 cm

Vão/h: máximo = 48, Mínimo = 36, Média = 42

Pré-compressão média = 3.45 MPa nos vãos de 365.5 cm e

2.69 MPa nos vãos de 274 cm.

Cabos retos na parte superior e inferior da laje.

Concreto leve com $f_{ck} = 31$ MPa.

Sem armadura aderente auxiliar para flexão.

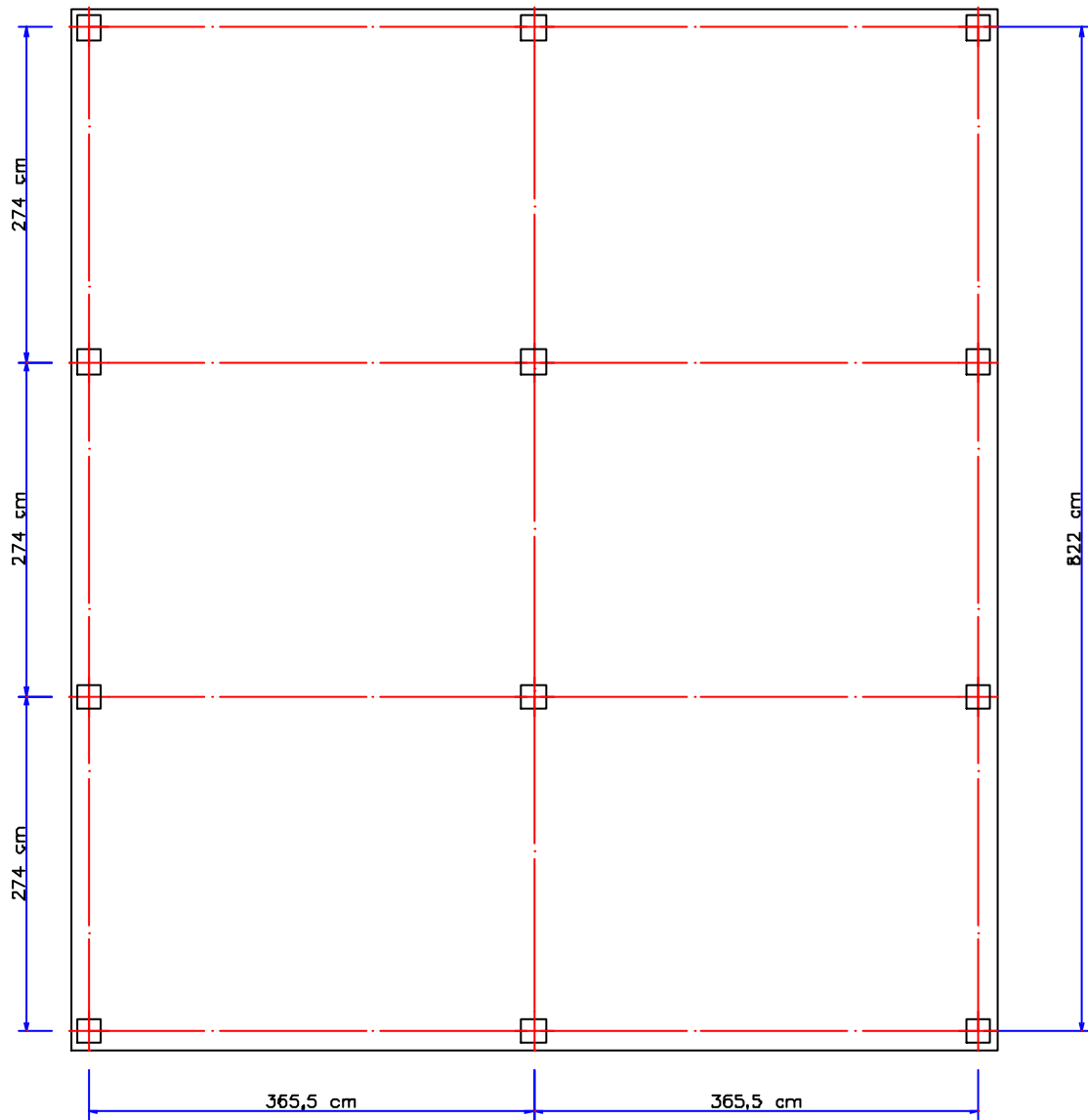


FIGURA 3.3 – Laje Testada por Gamble – 1964

Comentário:

“O arranjo da protensão utilizando cabos retos não representa uso prático ou eficiente dos materiais para uma laje de múltiplos painéis bi-direcionais (“two-way”). Contudo, os resultados provêm dados para avaliação da resistência ao cisalhamento”.

3.1.4 – Brotchie e Beresford - 1967

Em 1967, Brotchie e Beresford testaram uma laje de 2 vãos por 4 com balanços em dois lados sob carregamento crítico de longo prazo. São mostradas dimensões do exemplar testado na FIG. 3.4. A distribuição dos tendões foi variada em cada um dos quatro painéis transversais. Cabos consistindo de fios não aderentes de 7 mm de diâmetro foram colocados em ambas às direções com geometria parabólica convencional.

Vão/h: Máximo = 48, Mínimo = 36. Média = 42

Pré-compressão média = 2.33 MPa nos vãos de 365.5 cm e

1.21 MPa nos vãos de 274 cm.

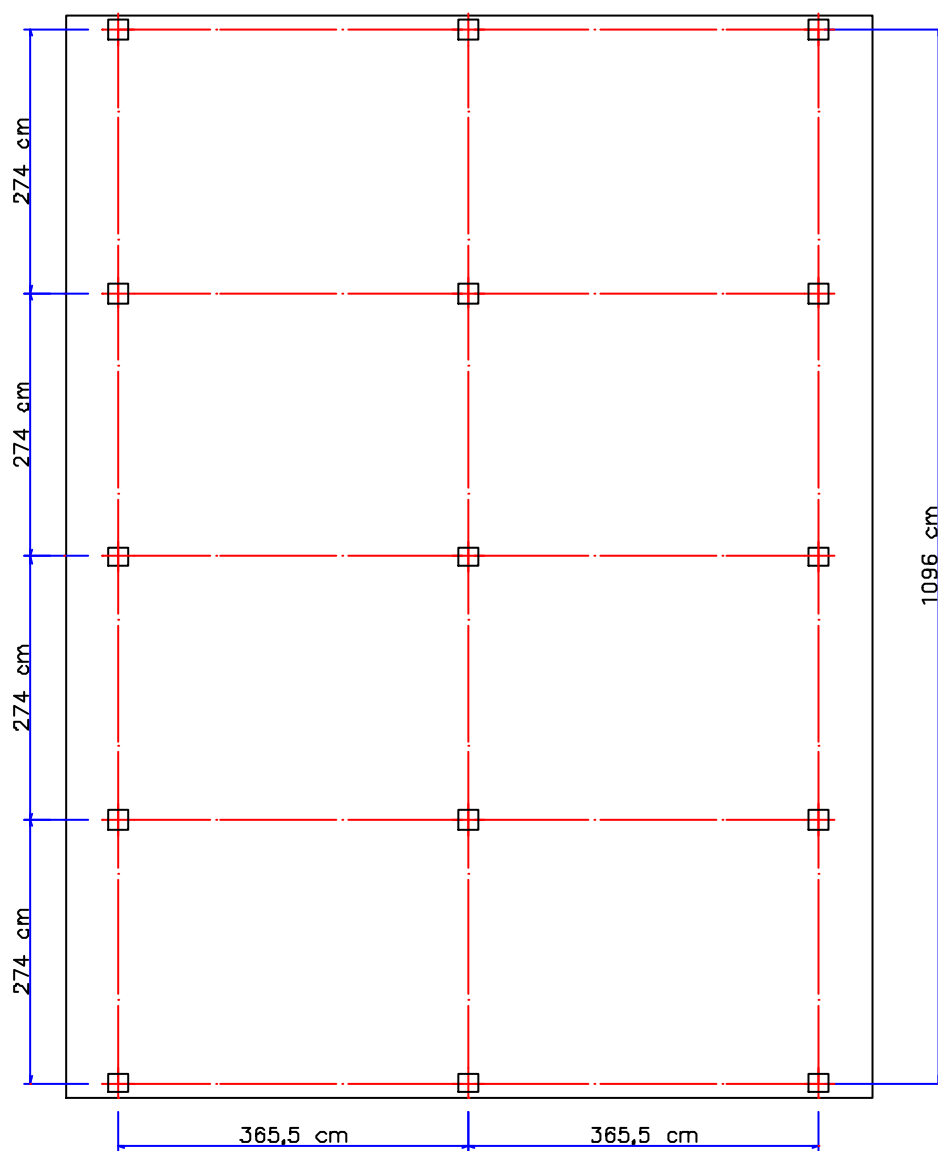


FIGURA 3.4 – Laje Testada por Brotchie e Beresford – 1967

Conclusões significativas:

“A relação vão/espessura de 48 foi aparentemente satisfatória para comportamento a curto e longo prazo...O comportamento foi completamente satisfatório sem o uso de armadura passiva, mas seu uso será recomendado para aumentar o desempenho e a rigidez da laje...”

3.1.5 – Odello e Mehta - 1967

Em 1967, uma laje com 4 painéis semelhantes à de Scordelis, et al, teste realizado em 1959, foi testada na Universidade de Califórnia. As dimensões do exemplar são mostradas na FIG. 3.5. Esta laje diferiu do teste descrito na seção 3.1.2 pelo uso de “drop panels” de 7.6 mm de espessura no apoio central e nas quatro colunas de apoio ao redor do perímetro.

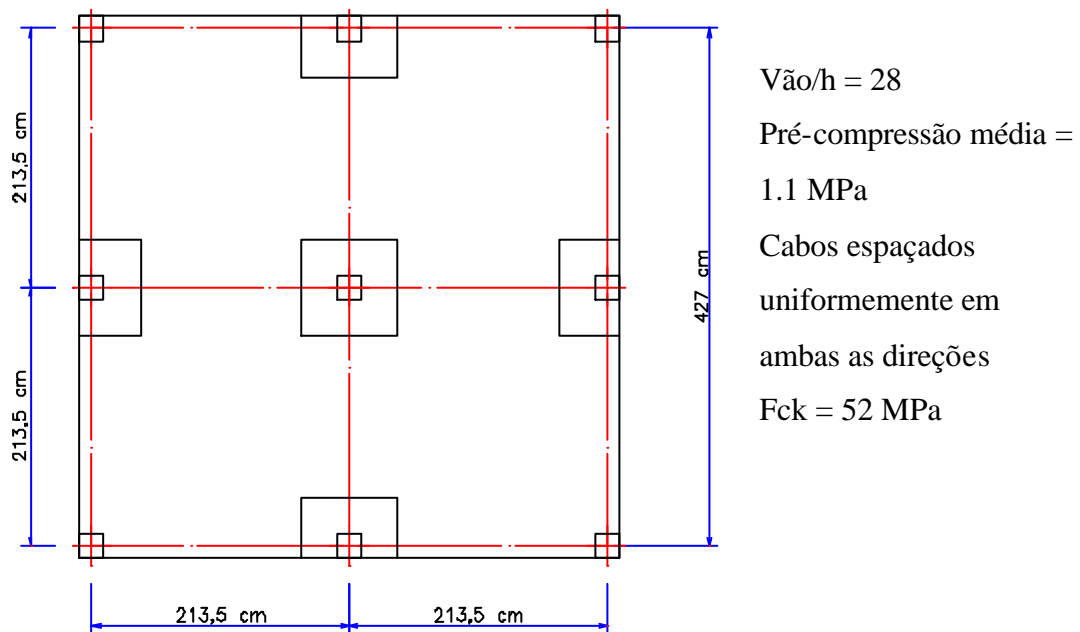


FIGURA 3.5 – Laje Testada por Odello e Mehta – 1967

Resumo:

"Usando o método de análise de vigas, o projeto de carga variável baseado em tensão de tração nula no concreto computou que esta seria de 5.36 kN/m^2 . A carga variável para fissuração baseada no módulo de ruptura do concreto de 3.10 MPa foi de 16.14 kN/m^2 . A carga variável última baseada em uma tensão máxima no cabo de 1379 MPa foi 23.90 kN/m^2 . O comportamento efetivo provou ser ideal para aplicações práticas deste tipo de laje. Devido à perda de dados de medida de tensão, não houve modo de determinar quando a primeira fissura ocorreu na superfície superior. Porém, as fissuras na superfície inferior foram observadas inicialmente para uma carga variável de 20.78 kN/m^2 . A máxima flecha naquele momento foi de aproximadamente 10 mm . A laje rompeu por flexão a 27.77 kN/m^2 e teve ruptura completa de cisalhamento e flexão combinados para carga variável de 29.30 kN/m^2 . Anterior à ruptura completa, a flecha máxima foi de 82.5 mm ".

Comentário:

Esta laje suportou 169% da carga suportada pela laje semelhante sem "drop panels" descrita na seção 3.1.2.

3.1.6 – Muspratt - 1969

Em 1969, Muspratt relatou um teste em uma laje nervurada, de um único painel, protendida simplesmente apoiada em quatro extremidades como mostrado na FIG. 3.6.

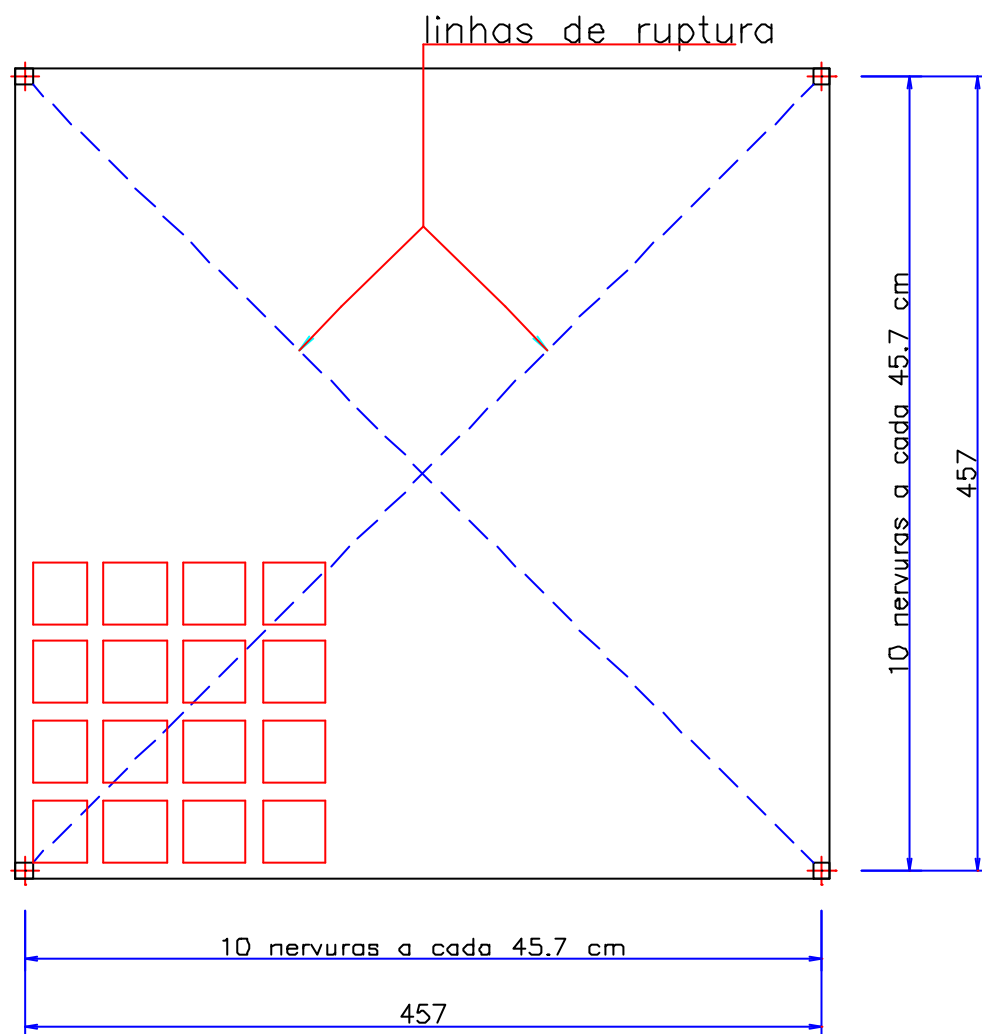


FIGURA 3.6 – Laje Testada por Muspratt – 1969

Conclusão:

"Os padrões de fissura exibidos são razoavelmente simétricos e as linhas de ruptura estão distribuídas de maneira razoavelmente uniforme. As poucas e grandes fissuras invariavelmente obtidas com peças fletidas em uma direção estavam ausentes".

Comentário:

"Este teste foi executado, em parte, para testar a teoria de Rozvany que diz que peças protendidas com cabos não aderentes estão sujeitas a colapso súbito ao fissurar, a menos que a protensão média seja pelo menos 1.5 vezes o módulo de ruptura. Nenhum

comportamento deste tipo foi ilustrado por este teste; cita o autor "...se aparecesse aquela teoria de Rozvany, ela não poderia ser estendida facilmente à tensão biaxial contínua." A ruptura aconteceu por cisalhamento torsional nas nervuras com uma flecha no meio do painel de vão/15, indicando excelente ductilidade à flexão. A ruptura no cisalhamento torsional aconteceu devido à formação de linhas de ruptura nas diagonais. Ruptura de cisalhamento torsional deste tipo não seria exibido por lajes nervuradas de múltiplos painéis, como linhas de ruptura se formando paralelas à grelha. Assim a ruptura torsional observada neste teste não seria esperada em uma estrutura de múltiplos painéis típica. Veja a discussão disto na seção 3.1.7”.

3.1.7 – Hondros e Smith - 1969

Em 1969, Hondros e Smith relataram um teste em uma laje nervurada de um único painel simplesmente apoiada ao longo das quatro extremidades. As nervuras neste teste foram colocadas a 45 graus com relação aos apoios, e como foi evidenciado no teste de Muspratt, as linhas de ruptura formadas nas diagonais não causaram ruptura de cisalhamento torsional nas nervuras. Duas barras aderentes de 6.3 mm de diâmetro foram colocadas na parte inferior da mesa, próximo ao topo de cada nervura. São mostrados detalhes do exemplar de teste na FIG. 3.7.

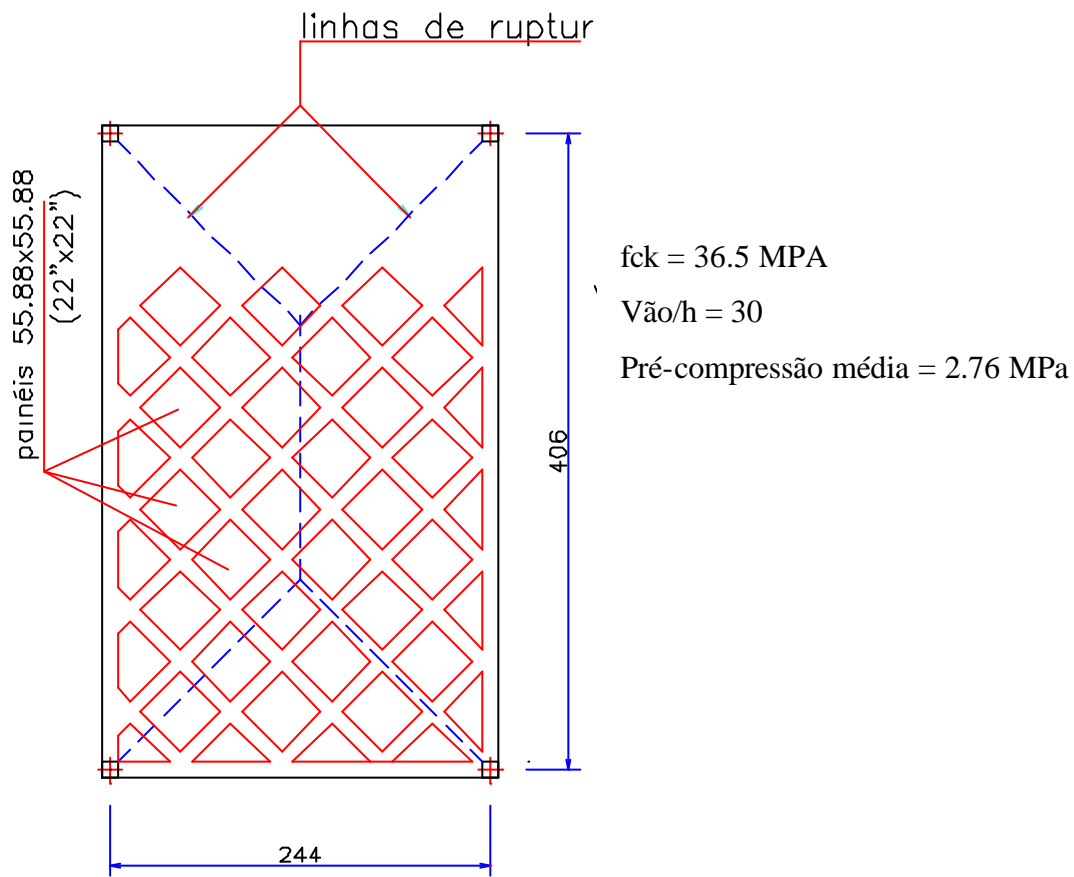


FIGURA 3.7 – Laje Testada por Hondros e Smith – 1969

Conclusões significativas:

"A grelha diagonal surgiu como uma forma estrutural rígida e eficiente na qual concentrações de carga são efetivamente dissipadas".

Comentário:

“O comportamento deste exemplar se apresenta mais próximo das estruturas de múltiplos painéis nervurados nos quais linhas de ruptura formam-se perpendicular às nervuras. O teste de Muspratt, relatado na seção 3.1.6, aproxima-se mais dos modelos de comportamento de uma grelha diagonal de múltiplos vãos”.

3.1.8 – Burns, Hemakom e Winter - 1973

Desde 1973, Burns levou a cabo uma série de testes em múltiplos painéis na Universidade do Texas, em Austin. Dois modelos de lajes com nove painéis e um modelo com quatro painéis foram testados nestas séries. Detalhes e resultados desses testes são apresentados a seguir com as designações de Laje I, Laje II, e Laje III.

3.1.8.1 – Laje I

A laje I foi um modelo de escala 1:3 de uma laje com nove painéis, com vãos de 914.4 cm e balanços avançando em dois lados. Planta e elevação da Laje I são mostradas na FIG. 3.8. Figuras 3.9 e 3.10 ilustram a distribuição dos cabos (70 por cento na faixa das colunas, 30 por cento nas faixas centrais), e detalhes de armadura não protendida, respectivamente. A relação vão/espessura para a Laje I foi de 43.6, e a média de P/A foi de 2,24 MPa. A resistência do concreto da laje aos 28 dias foi de 33.8 MPa.

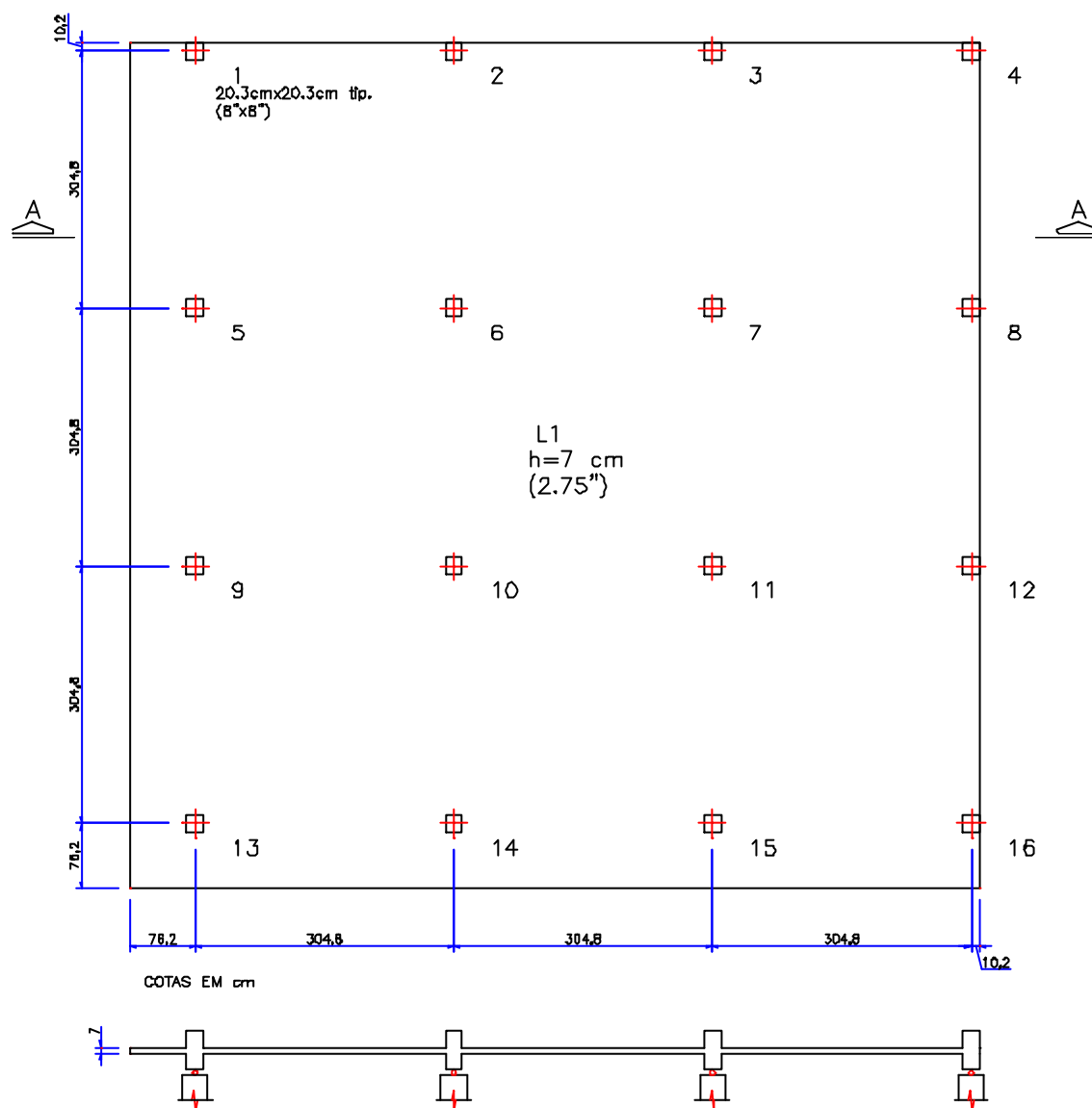


FIGURA 3.8 – Planta e Elevação da Laje I – 1974

As conclusões do teste da laje I incluíram o seguinte:

“a – A localização da armadura passiva aderente na laje protendida é tão importante quanto a quantidade. A localização de armadura aderente mínima no topo e na vizinhança imediata da coluna proveu desempenho excelente em todas as fases de carregamento.

b – A laje foi projetada conforme as recomendações do ACI-ASCE 423 (a maioria destas recomendações foram adotadas no ACI 318), e apresentou bom comportamento

em serviço, apresentando resistência última à flexão maior que a de cálculo. A resistência última foi estimada com precisão pelo método das linhas de ruptura.

c – As tensões últimas medidas nos cabos foram 2 a 13 por cento abaixo da tensão última prevista pelas equações (18-4) do ACI 318-77. O aumento de tensão no aço foi insignificante até que flechas grandes se desenvolveram com aproximação da carga última. Porém, a capacidade de carga última não ficou abaixo do previsto usando as equações (18-4).

d – A resistência de cisalhamento da laje geralmente excedeu a resistência calculada pela equação (11-13) do ACI 318-77.”

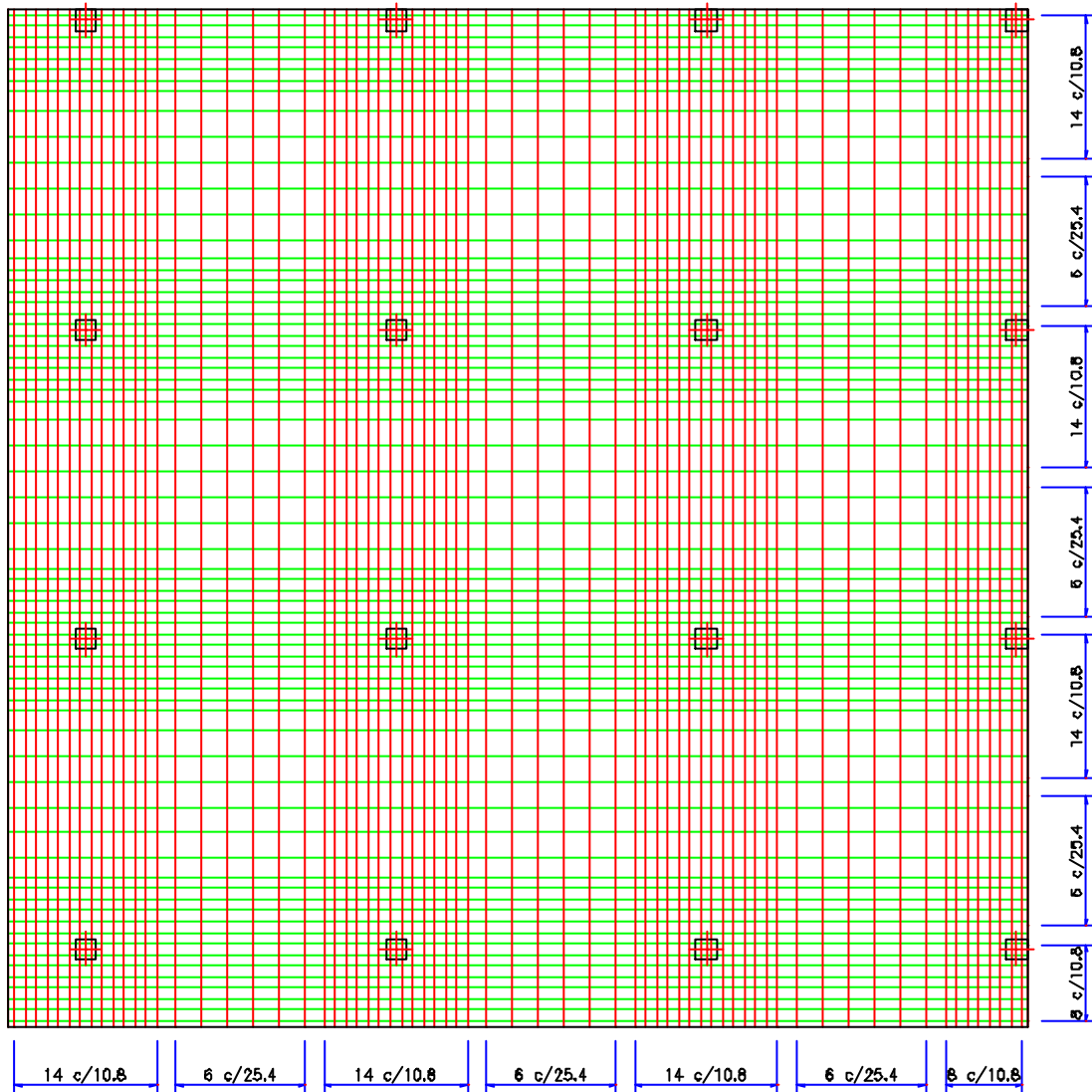


FIGURA 3.9 – Arranjo dos Cabos da Laje I – 1974

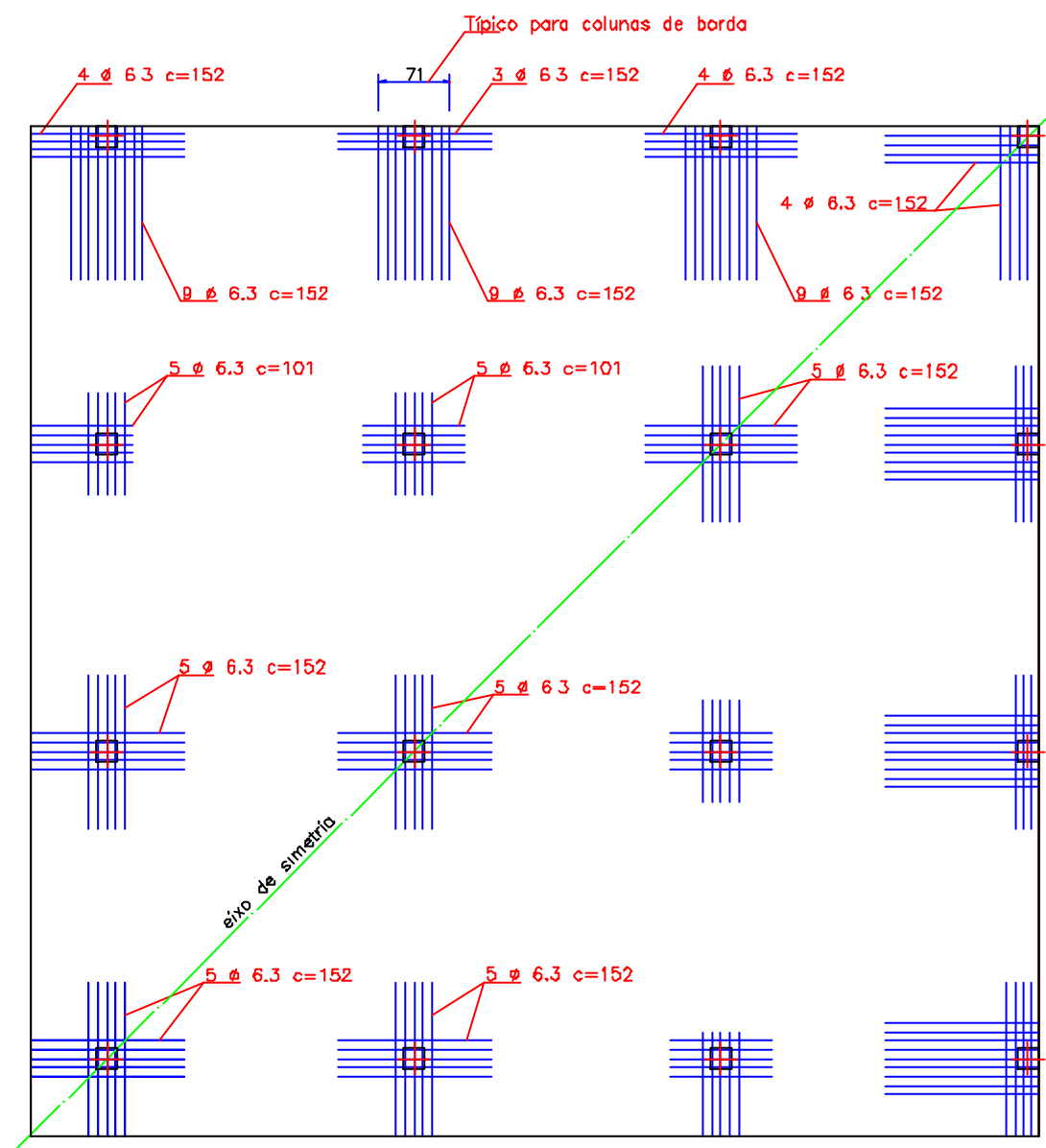


FIGURA 3.10 – Detalhe da Armadura Aderente Superior na Laje I – 1974

Recomendações de projeto dos testes da Laje I:

“a – Armaduras passivas aderentes para picos de momento negativo sempre deveriam ser colocadas sobre as colunas. A área de reforço mínima de 0.15 por cento da área da seção transversal da faixa da coluna é adequada para controlar fissuras devido a sobrecargas. A armadura passiva aderente deveria ser colocada dentro de uma distância 1.5 h da face da coluna (h = espessura da laje). A capacidade de momento último da laje

nas colunas externas deveria ser calculada com base na armadura localizada entre as linhas de 1.5 h para ambos os lados da coluna.

b – A análise pelo MPE (método dos pórticos equivalentes) do ACI 318 seção 13.7 pode ser utilizada no projeto de lajes planas protendidas. Momentos medidos neste ensaio justificam a análise pelo MPE para se obter o momento médio nas várias seções críticas de projeto. A análise pelo MPE conduzirá a um momento de projeto maior para a laje na primeira coluna interna e a um momento menor para a coluna externa do que o resultado obtido pelo MPS (método dos pórticos simples)”.

3.1.8.2 – Laje II

“A laje II foi um modelo na escala 1:2 de uma laje com nove painéis com vãos de 610 cm, e balanços avançando em dois lados. A FIG. 3.11 mostra uma planta e elevação da Laje II. Figuras 3.12 e 3.13 ilustram a distribuição de cabos concentrados e detalhes da armadura não protendida usados para a Laje II, respectivamente. A relação vão/h para a Laje II foi de 43.6 e a compressão média P/A foi de 6.46 kN/m². Como resultado do uso de relações prismáticas (MPS) no lugar de colunas equivalentes (MPE) na análise, a capacidade efetiva da Laje II (5.99 kN/m²) foi menor que a capacidade de carga de projeto (6.51 kN/m²) no painel exterior. As cargas de ruptura nos painéis exteriores A, B e C foram estimadas com precisão por análise de linhas de ruptura usando a resistência à flexão efetiva provida por armadura aderente nas vizinhanças das colunas imediatas às colunas externas. Mais adiante, o carregamento parcial seguinte a ruptura inicial nestes painéis externos produziu ruptura por flexão das colunas internas para uma carga aplicada de 7.66 kN/m², substancialmente em excesso à carga de projeto do ACI 318”.

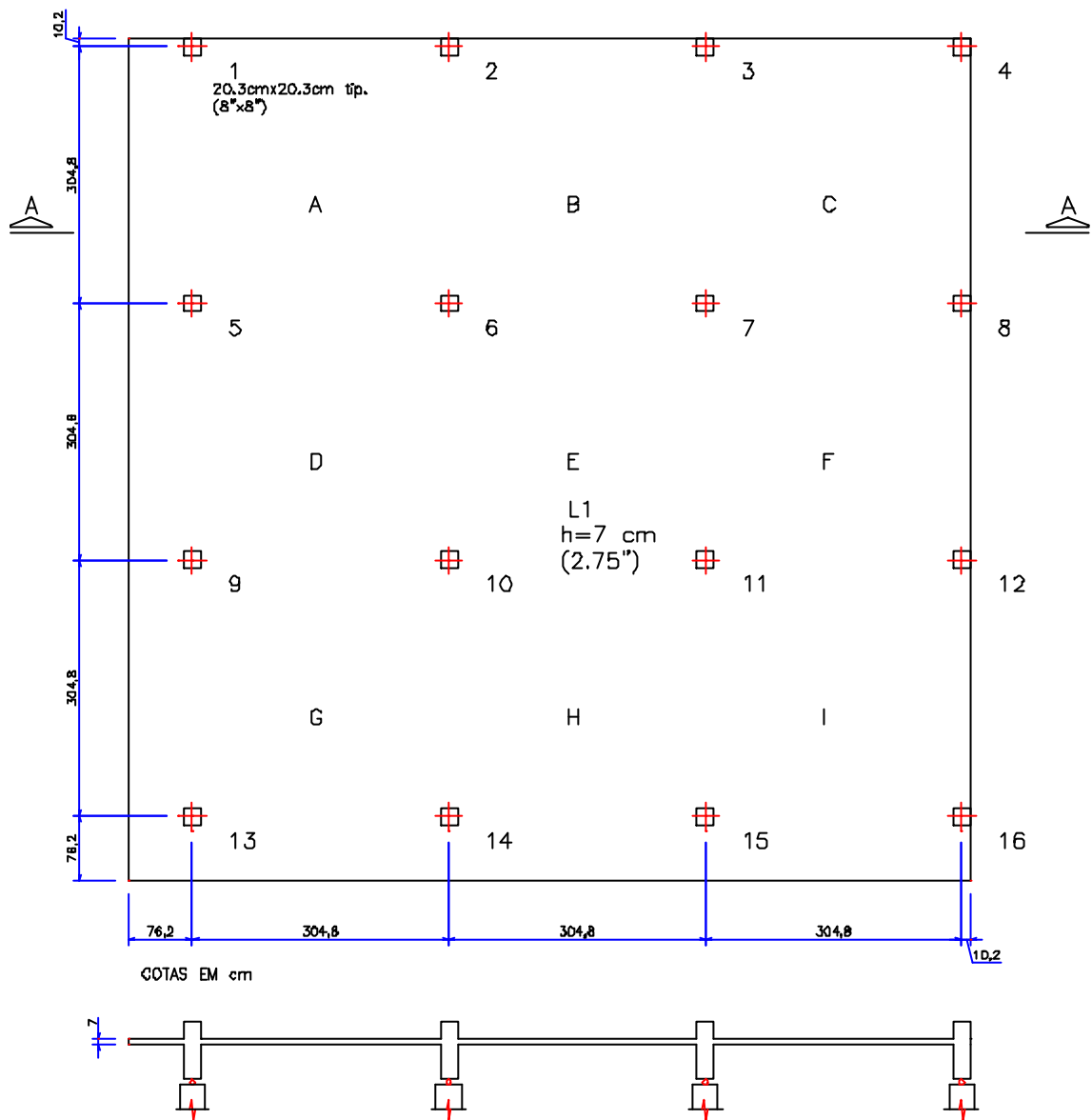


FIGURA 3.11 – Planta e Elevação da Laje II – 1975

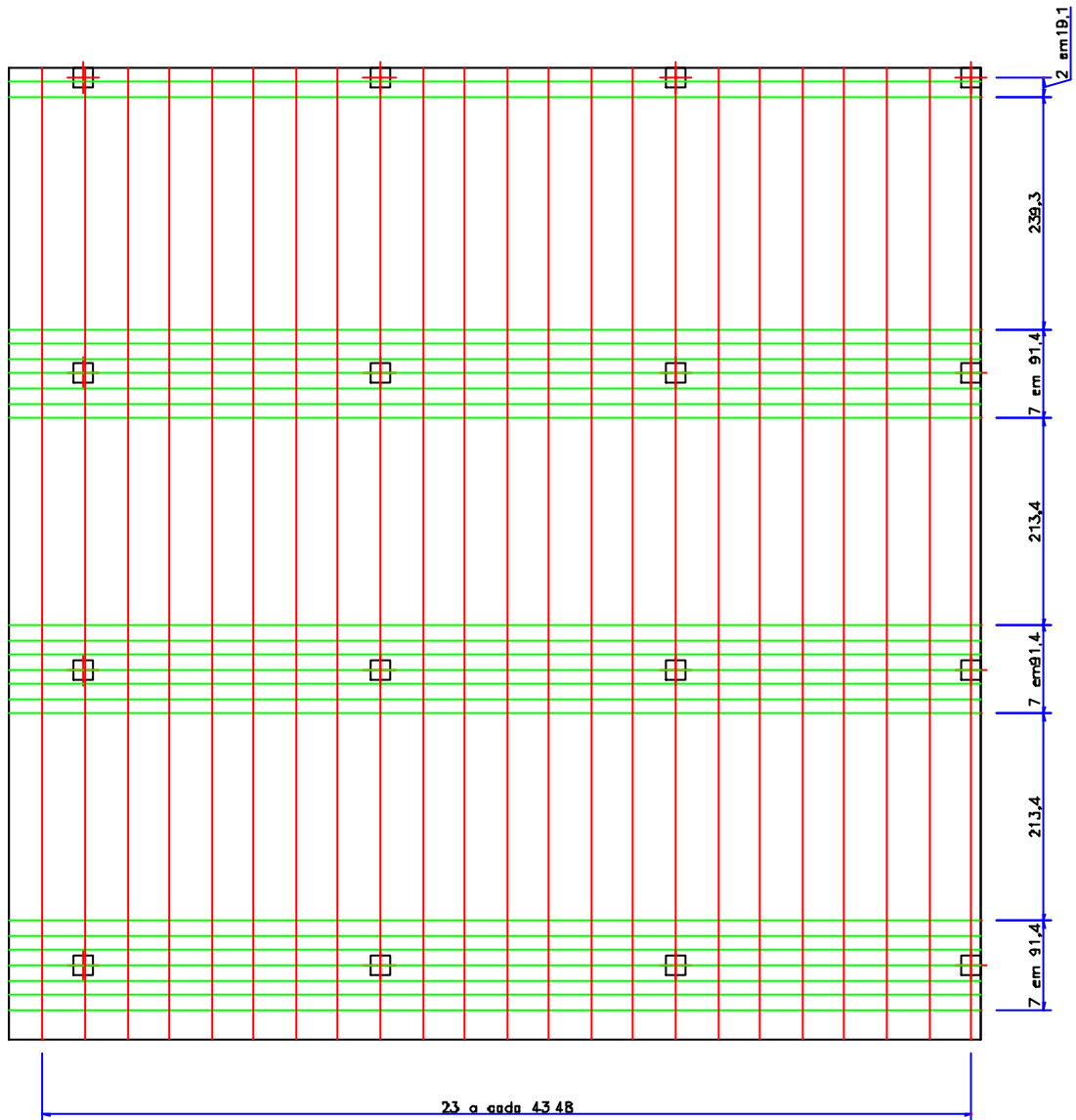


FIGURA 3.12 – Arranjo dos Cabos da Laje II – 1975

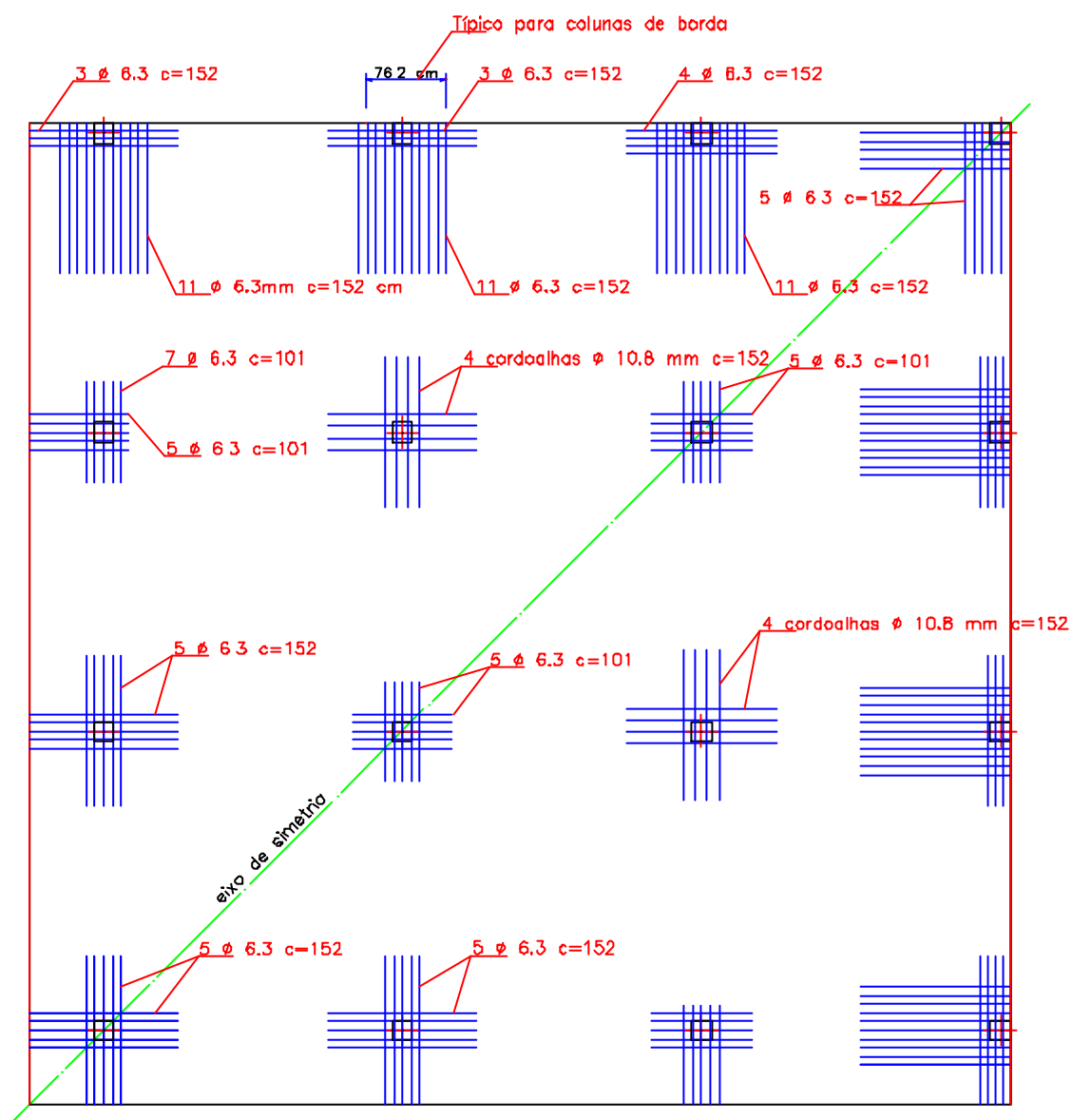


FIGURA 3.13 – Armadura Aderente na Laje II – 1975

Observações do teste da Laje II:

“a – A localização da armadura aderente fora da vizinhança da coluna imediata às colunas exteriores contribuiu para a deficiência na resistência dos painéis exteriores (8 por cento).

b – O uso de cordoalhas de sete fios e 10.8 mm de diâmetro no lugar de 7 barras de 6.3 mm como armadura aderente (veja FIG. 3.13) proveu satisfatória capacidade resistente à flexão e controle de fissuração.

c – Rupturas secundárias de cisalhamento seguindo grandes flechas e fissuras associadas com a ruptura à flexão primária aconteceram com tensões de cisalhamento abaixo que o previsto através da equação (11-13) do ACI 318-77”.

Recomendações de projetos do teste da laje II:

“a – As recomendações de projeto listadas anteriormente para o teste da laje I foram confirmadas pelo teste da laje II.

b – O detalhamento de armadura aderente deveria ter consideração especial em painéis externos que têm cabos espaçados uniformemente (a armadura requerida para transferência de momentos deveria ser localizado dentro de linhas de 1,5 vezes a espessuras da laje para cada lado da coluna).

c – Como prática alguns cabos em cada direção deveriam atravessar a coluna. A coluna externa se beneficia da pressão da ancoragem localizada próximo a ela, aumentando a tensão P/A sobre o valor médio para o painel. Este P/A maior aumenta a carga de fissuração à flexão e aumenta a resistência ao cisalhamento.”

3.1.8.3 – Laje III

A laje III foi um modelo em escala 1:2 de uma laje com quatro painéis com vãos de 610 cm. O objetivo deste teste foi examinar as modificações de projeto e detalhes para painéis externos de lajes com cabos concentrados, como sugerido pelos resultados dos testes da Laje II. Detalhes do exemplar de teste da Laje III estão apresentados nas FIG. 3.14, 3.15, e 3.16. A laje III tinha uma relação de vão/h de 43.6 e uma P/A médio de 1.24 MPa. A resistência do concreto deste modelo aos 28 dias, f_{ck} , foi de 27.2 MPa.

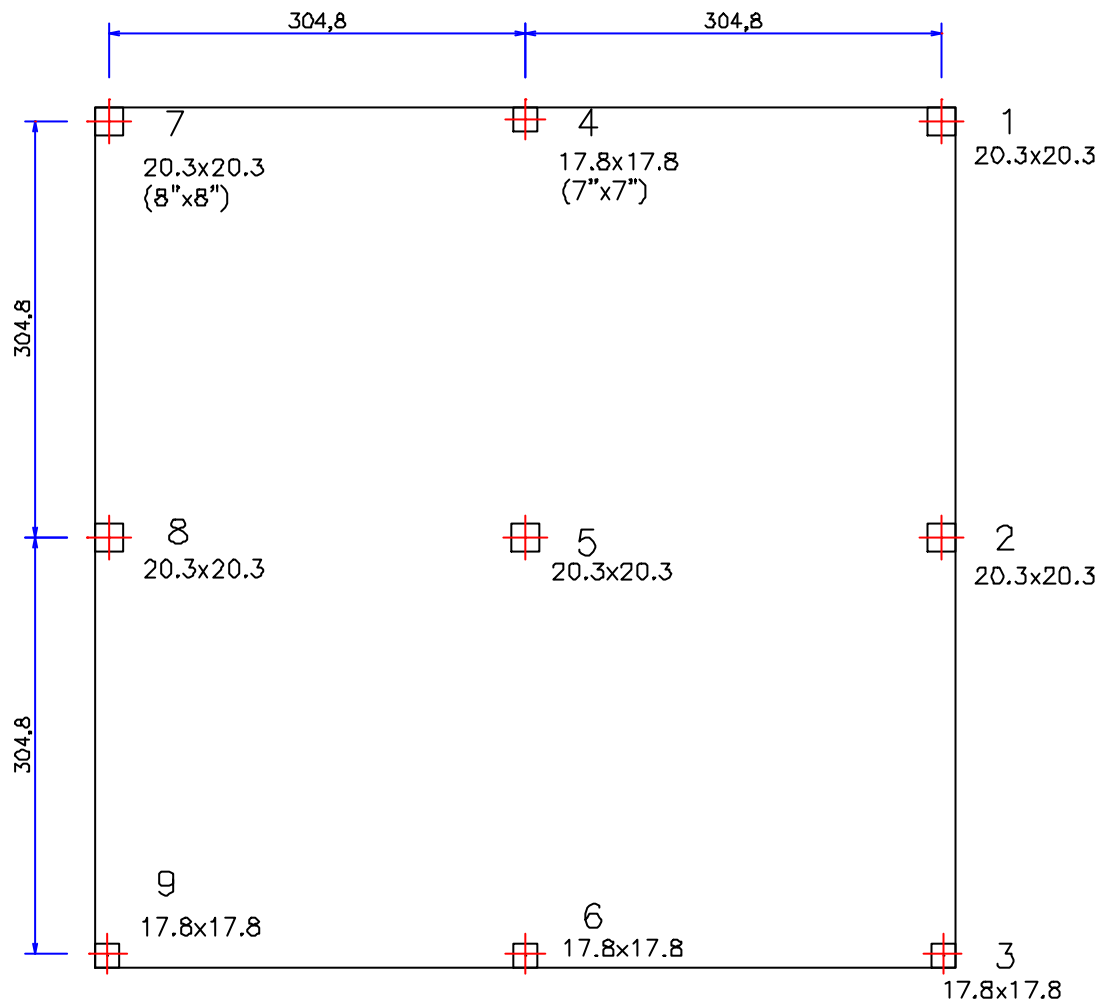


FIGURA 3.14 – Planta da Laje III – 1976

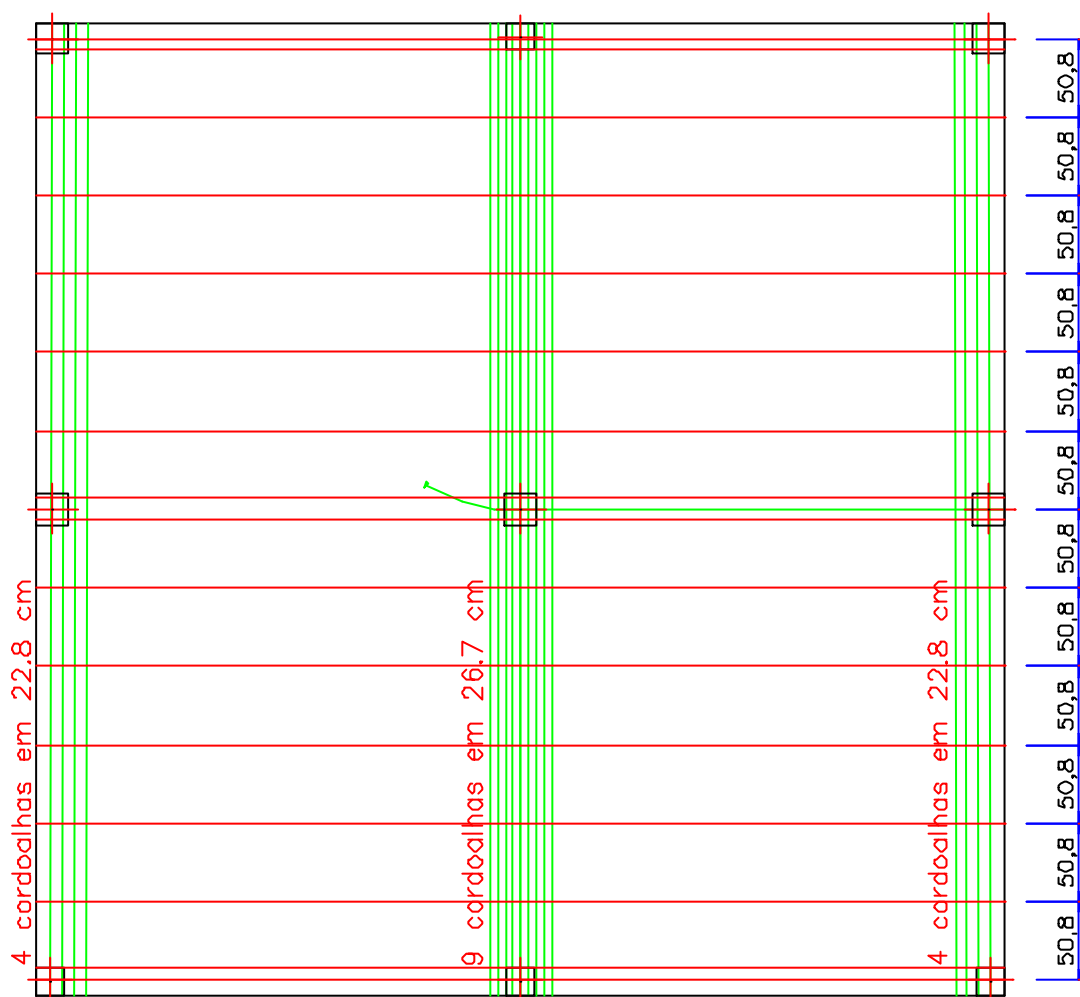


FIGURA 3.15 – Arranjo dos Cabos da Laje III – 1976

Observações do teste da laje III:

“a – As flechas da laje sobre testes com níveis de cargas elásticas indicaram conclusivamente que os diferentes arranjos de cabos, concentrados x uniformes, não afetam o desempenho simétrico da laje.

b – Não foram observadas fissuras e apresentou flechas pequenas no centro dos painéis na laje quando testada em serviço com carga permanente e carga variável (2.39 kN/m² de carga variável).

c – Sobre carregamento de projeto de 8.67 kN/m², as fissuras na superfície superior tinham começado a formar linhas de ruptura, mas nenhuma fissura na face inferior

devido ao momento positivo tinha se desenvolvido. As flechas médias no centro dos painéis, com cargas de projeto, foram de somente 6.3 mm.

d – A um nível de carga de 9.57 a 10.05 kN/m² fissuras na superfície superior dividiram a laje em quatro painéis. A primeira fissura na face inferior da laje apareceu para um nível de carga de 9.57 kN/m². A um nível de carga de 10.05 kN/m² uma linha de ruptura se formou através do topo da laje e no meio do painel as flechas aumentaram a até 28.2 mm.

e – Nos testes subseqüentes, a ruptura por punção aconteceu em uma coluna extensa para um nível de carga de 10.05 kN/m².

f – Foram feitos testes das várias conexões de laje-coluna em cisalhamento depois da ruptura por flexão. Estes testes resultaram em tensões de cisalhamento último que variam de 12.6 a 13.6 $\sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m²), ignorando alguns incrementos nas tensões de cisalhamento resultantes da transferência simultânea de momento e cisalhamento. Estas tensões excederam substancialmente a tensão de cisalhamento de cerca de 11.0 $\sqrt{f'c}$ prevista para esta laje através da equação (11-13) do ACI 318-77’.

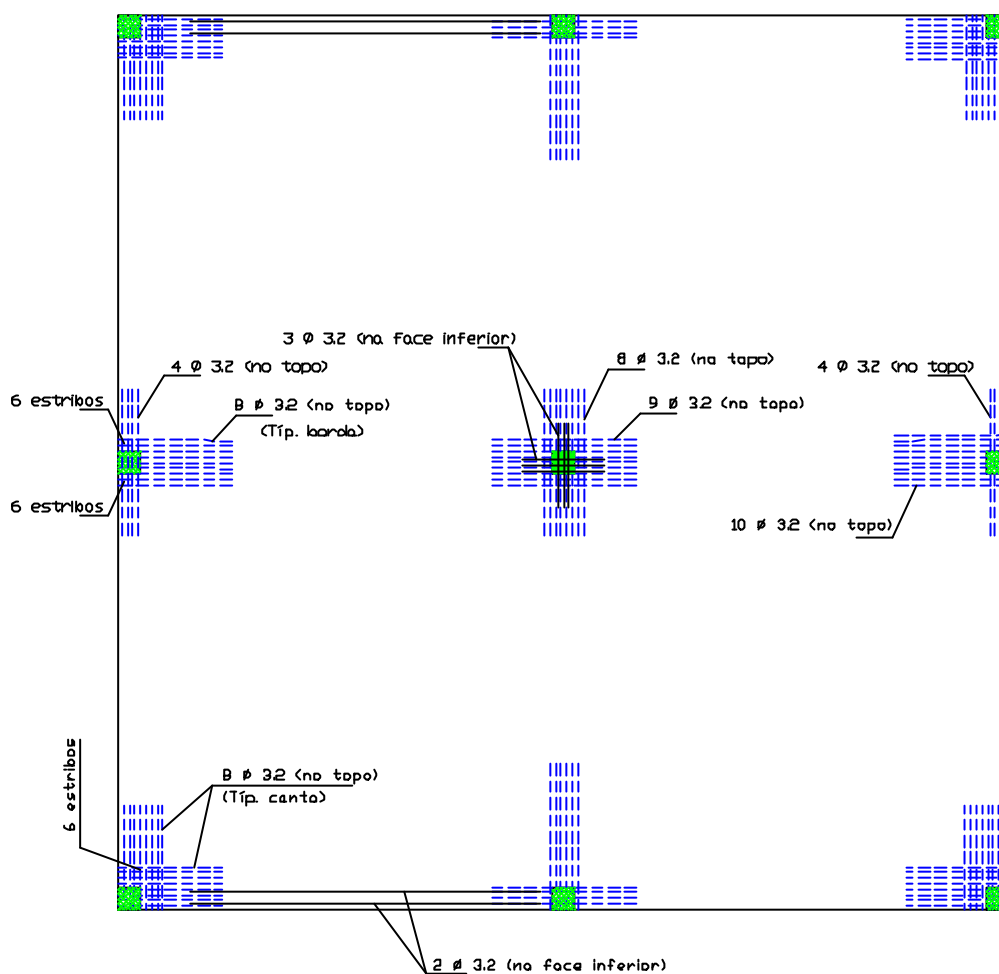


FIGURA 3.16 – Armadura Aderente da Laje III –1976

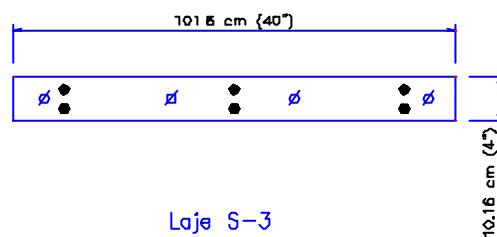
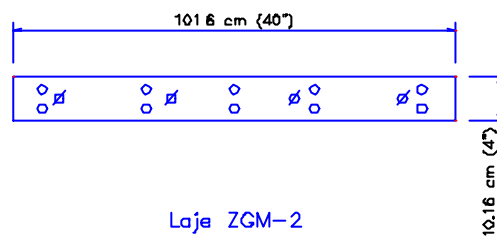
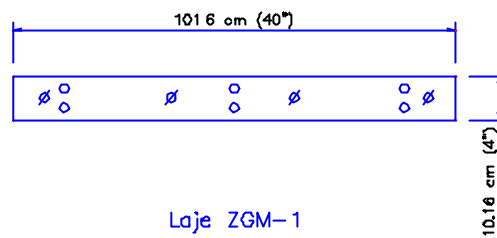
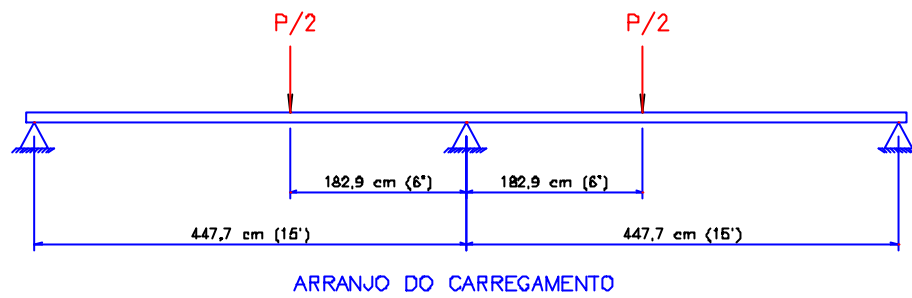
Conclusão:

Testes das Lajes I, II e III, em conjunto com os testes conduzidos em anos anteriores e descritos acima, verificaram procedimentos analíticos correntes e parâmetros de projeto para lajes planas protendidas, incluindo estas com cabos "concentrados" como mostrado na FIG. 3.15.

3.1.9 – Hemakom e Gerbre-Michael - 1970

Em 1970, cinco modelos de lajes “one-way” (uni-direcionais, lajes armadas em uma direção) com dois vãos contínuos foram testados na Universidade do Texas em Austin. As lajes tinham dois vãos iguais de 457 cm cada. Os exemplares tinham 101.6 mm de

espessura e 1016 mm. de largura. Os perfis dos cabos eram parabólicos. As dimensões das lajes do teste e detalhes de armadura para três das lajes estão mostrados na FIG. 3.17. Os níveis de P/A médio para estas lajes variaram de 2.41 a 4.91 kN/m² (substancialmente maior que níveis normais de projeto). As quantidades de armadura aderente também variaram amplamente e excederam as exigências do ACI 318-77. As relações vão/h das lajes foram todas de 45. A resistência do concreto para os exemplares variou de 35.8 a 42.0 MPa.



- ∅ Cordoalha de 7 fios e ϕ 12.5 mm
- o Barra de aço ϕ 12.5 mm
- Barra de aço ϕ 10 mm

FIGURA 3.17 – Teste de Laje One-Way – 1970

Observações do teste:

“a – Fissuras se formaram durante o carregamento e se fecharam quase completamente ao descarregar, até mesmo para cargas de aproximadamente 50 por cento da capacidade última.

b – Para um único vão carregado (o caso mais severo do ponto de vista de tensão nos cabos) os valores experimentais da tensão última nos cabos foram comparados aos valores obtidos da equação (18-4) do ACI 318-77. A tensão última nos cabos foi maior para vãos duplamente carregados.

c – A capacidade última de flexão observada foi maior que a capacidade de projeto requerida pelo ACI 318-77.

d – Os incrementos de tensão no aço nos cabos não aderentes aumentaram com incrementos percentuais de armadura aderente”.

3.1.10 – Vines e Charney - 1975

Em 1975, foram conduzidos testes em dois modelos de laje “one-way” (armadas em uma direção) com três vãos na Universidade do Texas em Austin. Estas lajes foram projetadas para níveis de protensão consistentes com a prática corrente de projeto e para tensões de tração com cargas em serviço de $15.7 \sqrt{f'c}$ e $23.6 \sqrt{f'c}$ respectivamente ($f'c$ em kN/m^2). A laje de teste projetada para tensões de tração de $15.7 \sqrt{f'c}$ está descrita abaixo como Laje A, e a laje de teste com tensões de tração de $23.6 \sqrt{f'c}$ está descrita como laje B.

3.1.10.1 – Laje A

A relação vão/espessura da laje foi de 41. A quantidade de armadura aderente não protendida provida foi de aproximadamente 60 por cento da quantidade requerida para lajes one-way na seção 18.9 do ACI 318-77. A compressão média P/A na laje modelo foi de

1.2 MPa. A resistência média aos 28 dias, $f'c$, dos cilindros de teste para laje A foi de 35.5 MPa.

As observações do teste e conclusões incluíram o seguinte:

“a – Para níveis de carga abaixo de cargas de fissuração, o comportamento de carga-deformação da laje foi elástico linear e flechas para cargas de serviço estavam bem dentro da relação vão/360. Observou-se cargas de fissuração de acordo com o previsto usando um modulo de ruptura de $19.7 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m^2) e assumindo comportamento elástico linear.

b – A quantidade providenciada de armadura aderente (0.12% da área total) embora consideravelmente menor que os 0.20% requeridos pelo ACI 318-77, satisfatoriamente controlou a formação e distribuição de fissuras.

c – A redistribuição de momentos aconteceu depois que as fissuras ficaram evidentes. Perto da ruptura a redistribuição estava essencialmente completa. A redistribuição de 15 por cento que aconteceu era aproximadamente a quantia permitida pelo ACI 318-77.

d – O aumento observado nas tensões no aço dos cabos protendidos foi de aproximadamente 90 por cento do previsto pela equação (18-4) do ACI 318-77 (18-4).

e – O modo de ruptura foi dúctil (44.4 mm de flecha em 305 cm de vão). Até mesmo maior ductibilidade seria esperada se a armadura aderente tivesse sido detalhada com trasparse suficiente entre as barras superiores e inferiores da laje.

f – A capacidade última da laje foi mais que adequada para prover a resistência de projeto de 1.4 DL + 1.7 LL (=9.67 kN/m^2 para $\Phi=0.9$). O teste de capacidade última da laje sobre condições de carregamentos diferentes variou de 9.86 a 10.82 kN/m^2 ”.

Comentário:

“Este teste mostrou que o desempenho da laje sobre carga foi totalmente satisfatório, e que a quantidade de armadura aderente adotada, embora só 60 por cento do requerido pelo ACI 318-77, controlou muito bem as fissuras. A O teste de capacidade última de carga excedeu a capacidade de projeto requerida, embora os aumentos observados em tensões nos cabos não aderentes em cargas de projeto terem sido de aproximadamente 90 por cento do valor previsto pela equação (18-4) do ACI 318-77”.

3.1.10.2 – Laje B

A laje B era uma estrutura contínua de 3 vãos iguais, com 305 cm cada, e uma relação de vão/espessura de 44. A resistência média aos 28 dias, $f'c$, para laje B foi de 32.7 MPa. A força de protensão produziu uma tensão de compressão média P/A no concreto de 0.95 MPa, e tensões de tração para cargas de serviço na zona de tensão de pré-compressão igual a $23.6 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m²) sobre a pior condição de carregamento. A laje continha 0.23% de armadura aderente que foi projetada para prover uma capacidade de DL + 0.25 LL com um $\phi = 1.0$, e para ajudar os cabos não aderentes a prover a resistência última requerida para cargas de projeto. O objetivo principal da investigação foi mostrar experimentalmente que o desempenho da estrutura não seria prejudicado pelas altas tensões de tração devido às cargas em serviço.

Observações e conclusões do teste da Laje B:

a – As respostas de carga-deformação medidas durante o teste mostraram que as flechas devidas a carga variável eram menores que o máximo permitido pelo item 9.5 do ACI 318-77.

b – A barra de armadura aderente de diâmetro de 6.3 mm foi efetiva, mantendo aberturas de fissuras a um mínimo e fazendo um trabalho excelente de distribuir as fissuras sobre uma porção significativa do comprimento do vão.

c – ACI 318-71 equação (18-6) é bastante adequada para a determinação da armadura aderente mínima para controle de fissuras quando cabos não aderentes forem usados;

porém, equação (18-5) que requer área de aço aderente baseado nas tensões de tração a $DL + 1.2 LL$ produz um projeto irreal quando tensões de tração para carga em serviço são tão altas quanto $23.6 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m^2) (Note que no ACI 318-83, os números da equação foram mudados, e esta seção de código inteira foi revisada.)

d – Flechas computadas baseadas no momento de inércia da seção fissurada, e em uma relação de momento-curvatura bilinear deram resultados os quais eram conservadores para o exemplar inicialmente não fissurado, mas ligeiramente não conservador para um exemplar inicialmente fissurado.

e – A capacidade última a flexão da laje observada variou de 8.81 a 10.72 kN/m^2 em vários testes enquanto que a exigência de projeto era de 8.71 kN/m^2 .

f – As tensões nos cabos não aderentes à carga última variaram de 79 a 84 por cento da quantia prevista pelo ACI 318-77, equação (18-4), deste modo, abaixando a resistência última comparativa do exemplar. (Note que a laje excedeu as exigências de resistência do Código).

g – Há uma relação linear entre aumento de tensão no cabo e deformação para qualquer determinada geometria inicial do cabo.

h – O comprimento de ancoragem (posição da extremidade) das barras na zona de tensão pode resultar em ruptura prematura. A resistência e a ductibilidade poderiam ter sido aumentadas com barras na superfície inferior com comprimentos maiores”.

Comentário:

“A serviceabilidade e a capacidade última deste exemplar projetado com uma tensão de tração de $23.6 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m^2) foram bastante satisfatórias embora o detalhamento de armadura aderente para momento positivo resultou na ruptura

prematura em um vão, e as tensões últimas no cabo foram menores que as previstas pela equação (18-4) do ACI 318-77”.

3.2 – Teste de Punção em Lajes Protendidas

3.2.1 – Scordelis, Lin e May - 1958

“Em 1958, Scordelis, Lin e May relataram teste em quinze exemplares de lajes/colunas usando o método lift slab; i.e., as lajes foram conectadas às colunas por meio de colarinhos de aço e eram livres para moverem-se verticalmente durante o processo de construção. As conexões não eram monolíticas e a capacidade de transferência de momento estava limitada. Os exemplares foram convencionalmente armados ou protendidos, sendo que os exemplares protendidos não continham nenhuma armadura passiva. Todos os exemplares estavam carregados centralmente. As variáveis principais eram a resistência do concreto, a protensão média na laje, o tamanho do colarinho de aço, a espessura da laje, e a quantidade de intervalos do colarinho.

Os autores propuseram a seguinte expressão empírica para prever a resistência de cisalhamento:

$$\frac{P_{shear}}{bdf'c} = 0.175 - 0.00000351f'c + 0.000114\frac{Fe}{S}$$

onde,

b é o perímetro à extremidade do colarinho da laje elevada.

Fe = força efetiva por cabo, em kN

f'c em kN/m²

S = espaçamento do cabo, em m”.

3.2.2 – Grow e Vanderbilt - 1967

“Em 1967, Grow e Vanderbilt testaram doze exemplares de laje de concreto leve com 76 mm de espessura apoiadas em colunas. Tudo estava centralmente carregado e não houve armadura de tração auxiliar. A variável foi a protensão na laje que variou de quase zero a 4.5 MPa. A expressão seguinte foi proposta para prever a resistência ao cisalhamento:

$$V_u = (360 + 0.3 f_{ec}) \cdot b d, \text{ em kN}, \quad V_u = [(360 + 0.3 f_{ec}(\text{em psi})) \cdot b d(\text{em pol})] \text{ em psi}$$

onde,

f_{ec} é a pré - compressão média, em kN/m²

b é o perímetro à face da coluna, em m

Nota-se a semelhança com as equações de V_{cw} (11-13 e 11-37) do ACI 318-83, embora V_{cw} seja aplicado a uma seção ou perímetro distante $d/2$ da face da coluna”.

3.2.3 – Burns e Gerber - 1971

“Em 1971 Burns e Gerber relataram os resultados de testes feitos em 1965, em modelos de lajes com 17.8 cm de espessura sobre colunas. Todos os modelos foram executados em concreto comum; seis modelos simularam construções “in loco” e quatro simularam “lift slabs”. Todos menos um tipo fundido “in loco” e todos menos dois tipos “lift slabs” continham armadura auxiliar (em alguns exemplares as barras foram colocadas na superfície inferior da laje). Em um dos modelos “lift slabs” que não continha nenhuma armadura auxiliar foi utilizado cabos grauteados. Os autores não propuseram uma expressão para prever a resistência de cisalhamento, mas o teste deles resultou na base principal para as recomendações do ACI 423 e para a equação (11-13) do ACI 318-77 usada para prever a resistência de cisalhamento de lajes “two way” protendidas”.

3.2.4 – Burns e Smith - 1973

“Começando em 1973, Burns na Universidade do Texas em Austin supervisionou o teste de exemplares de laje/colunas isolados preliminarmente para os testes de laje de múltiplos painéis descritos na seção 3.1.8. Os testes foram projetados para avaliar o efeito na resistência de cisalhamento para a zona de punção, devido a adição de aço aderente, de lajes protendidas com cabos não aderentes. A quantidade de aço derivada destes testes foi usada posteriormente em testes de múltiplos painéis e foi subsequenteiramente incorporada no ACI 318. A área de aço aderente mínima é expressa agora como:

$$A_s = 0.00075 h l$$

onde,

h é espessura da peça, em centímetros,

l é o vão médio em centímetros na direção de momento.

O trabalho original de Burns estava baseado em exemplares de teste quadrados. A equação anterior estende bem a área mínima básica para vãos retangulares localizando mais área de aço na direção mais longa que na direção mais curta. (NOTA: A equação do ACI 318-83 adaptada de resultados de pesquisa em painéis quadrados para consideração de vãos retangulares resulta em um aumento de 100 por cento na quantidade de armadura aderente requerida paralela à extremidade da laje a colunas exteriores. Por isto, uma revisão foi proposta ao ACI 318-83 para requerer determinada a quantidade de armadura aderente paralelo a borda da laje junto às colunas externas. L na equação anterior será considerado como a distância perpendicular da extremidade da laje à linha de centro do painel externo.)“.

3.2.5 – Hawkins e Trongtham - 1975

“Iniciando em 1975, Hawkins na Universidade de Washington começou umas séries de testes de transferência de momento. Pela primeira vez, os testes avaliaram o comportamento em cisalhamento e torção de lajes protendidas. Só um teste foi feito em

um exemplar de coluna externa, mas vários foram feitos em exemplares internos tal que as observações seguintes foram feitas:

“a – A resistência última pode ser avaliada usando os procedimentos das seções 11.12.2 e 13.3.4 do ACI 318-77. A tensão de cisalhamento V_u não deveria exceder o valor de V_{cw} dado pelas versões seguintes da equação (11 -13):

$$V_{cw} = 9.19 \sqrt{f'_c} + 0,3 f_{pc} + V_p / A_c, \text{ em kN/m}^2$$

Onde,

f_{pc} é a protensão na direção da transferência de momento, em kN/m²,

V_p é a soma das componentes verticais dos cabos de protensão que cruzam a seção crítica, e

A_c é a área da seção crítica a um $d/2$ de distância do perímetro de coluna.

b – Toda a armadura, aderente e não aderente, dentro das linhas de 1.5 vezes a espessura da laje para qualquer lado da coluna e situado nas faces superior e inferior da laje são efetivas para transferência para a coluna da porção de momento não transferido por cisalhamento.

c – A quantidade e distribuição de armadura aderente recomendada pelo ACI 318 (como discutido acima) é desejável embora fissuras e outros comportamentos de carga em serviço para conexões internas são adequados com 80 por cento daquela quantidade.

d – Armadura aderente detalhada de modo que possa agir como armadura a torção é recomendada quando o cisalhamento ascendente numa borda descontínua calculada conforme seção 11.12.2 do ACI 318-77 exceder $5.25 \sqrt{f'_c}$, f'_c em kN/m².

e – Para conexões de colunas internas, a armadura aderente na superfície inferior igual à quantidade requerida para retração e temperatura de acordo com seção 7.12 do ACI 318-77 deveria ser providenciada contínua passando pela coluna e pela seção crítica

quando a tensão de cisalhamento superior calculada conforme seção 11.12.2 de ACI 318-77 exceder $1.84 \sqrt{f'c}$, $f'c$ em kN/m^2 ”.

Além das recomendações anteriores, testes em exemplares internos indicam que conexões de laje/colunas protendidas são mais rígidas que as de lajes de concreto armado de igual resistência à flexão, e aquela ductilidade de lajes protendidas para carregamento unidirecional são comparáveis lajes reforçadas que contêm vigas integrantes armadas com estribos”.

3.2.6 – Sunidja, Foutch e Gamble - 1982

“Em 1982, foram publicados os resultados de quatro testes de lajes com colunas nas extremidades na Universidade de Illinois, Urban-Champaign. Os exemplares foram escolhidos de um modelo de laje com cabos concentrados. Dois exemplares (designados A) foram testados com cabos concentrados na direção de transferência de momento, e dois exemplares (designado B) foram testados com cabos uniformemente espaçados na direção de transferência de momento. O projeto do modelo estrutural especificou uma força de protensão média de cerca de 1.65 MPa. Porém, a efetiva força de protensão média nos exemplares foi mais alta (aproximadamente 5.03 MPa para o exemplar A, e 1.84 MPa para o exemplar B) porque só uma porção da largura do painel foi incluída no modelo.. O resultado do teste apóia o uso da equação de V_{cw} para calcular a capacidade de cisalhamento para as colunas de extremidade. A limitação da tensão de cisalhamento de $10.5 \sqrt{f'c}$ ($f'c$ em kN/m^2) para colunas de extremidade como especificado no ACI 318-83 provê capacidades de cisalhamento significativamente abaixo dos valores do teste. Os resultados de teste favoráveis teriam sido aumentados mais adiante se os exemplares que usaram o valor reduzido de f_{ps} tivessem sido projetados, para membros com relação de vão/espessura maior que 35 conforme equação (18-5) do ACI 318-83. Baseado nestes testes, o Comitê de Projeto Geral do International Conference of Building Officials aprovou o uso da equação (11-37) do ACI 318-83 para projeto de cisalhamento de conexões laje-coluna de extremidade. Esta revisão aparece na edição de 1985 do UBC (Uniform Building Code)”.

4

SISTEMAS ESTRUTURAIS

A grande variedade de esquemas estruturais adotados para lajes protendidas podem ser definidos de várias maneiras como por exemplo, pré-moldados ou moldados in-loco, lajes de um vão ou de múltiplos vãos, lajes com vigas ou lajes planas, etc.

Mas o tradicional projeto de lajes de concreto, utilizando o método dos pórticos equivalentes ou métodos similares requer que o sistema estrutural seja definido em duas categorias principais: como “one-way” (uni direcional) ou “two-way” (bi direcional), que serão subdividas em outros grupos conforme esquemas que são mostrados mais adiante. O conceito de sistema em uma ou duas direções pode ser definido a partir do caminho que deve ser percorrido por uma carga para chegar no apoio. O modo como a carga chega nos apoios depende da geometria da estrutura, disposição da armadura, protensão, distribuição e intensidade da carga. Um modo determinado de encaminhamento da carga para os apoios pode mudar com o surgimento de fissuras e mobilização da armadura. Além disso, o caminho natural da carga para os apoios pode ser diferente do modelo imaginado pelo engenheiro projetista. Podem existir vários padrões de encaminhamento das cargas para os apoios. Somente o modelo estrutural associado a um determinado padrão de carregamento pode determinar se um sistema em

estudo é uni ou bi direcional. Pode concluir-se que a classificação em uni ou bi direcional não é uma característica inerente a um determinado sistema estrutural. Pode acontecer que um determinado padrão de comportamento para uma mesma laje mude conforme se procede a um dimensionamento ou a uma verificação de um sistema existente. As FIG. 4.1 e 4.2 ilustram exemplos de sistemas estruturais unidirecionais e bidirecionais.

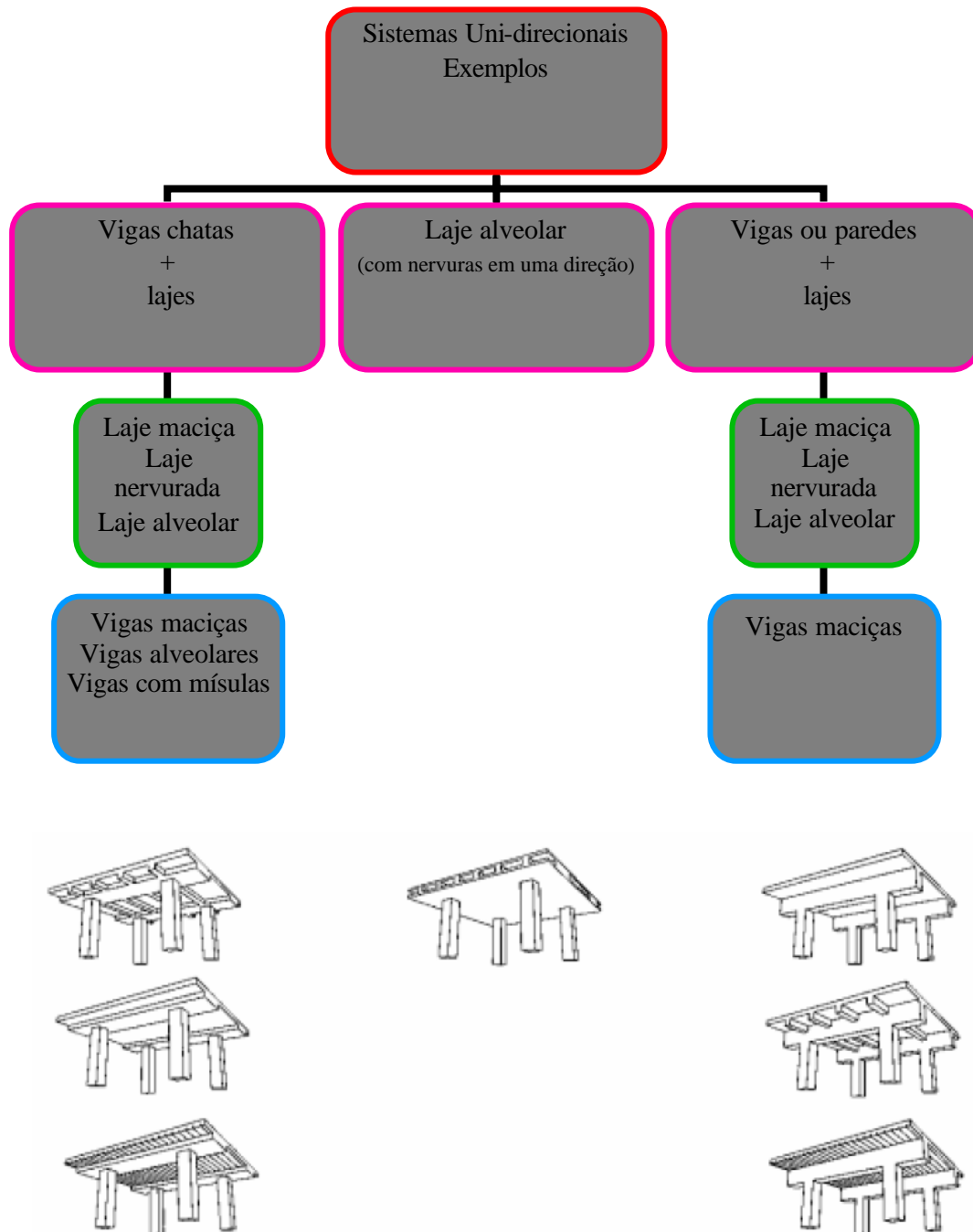


FIGURA 4.1 – Sistemas “One-way”

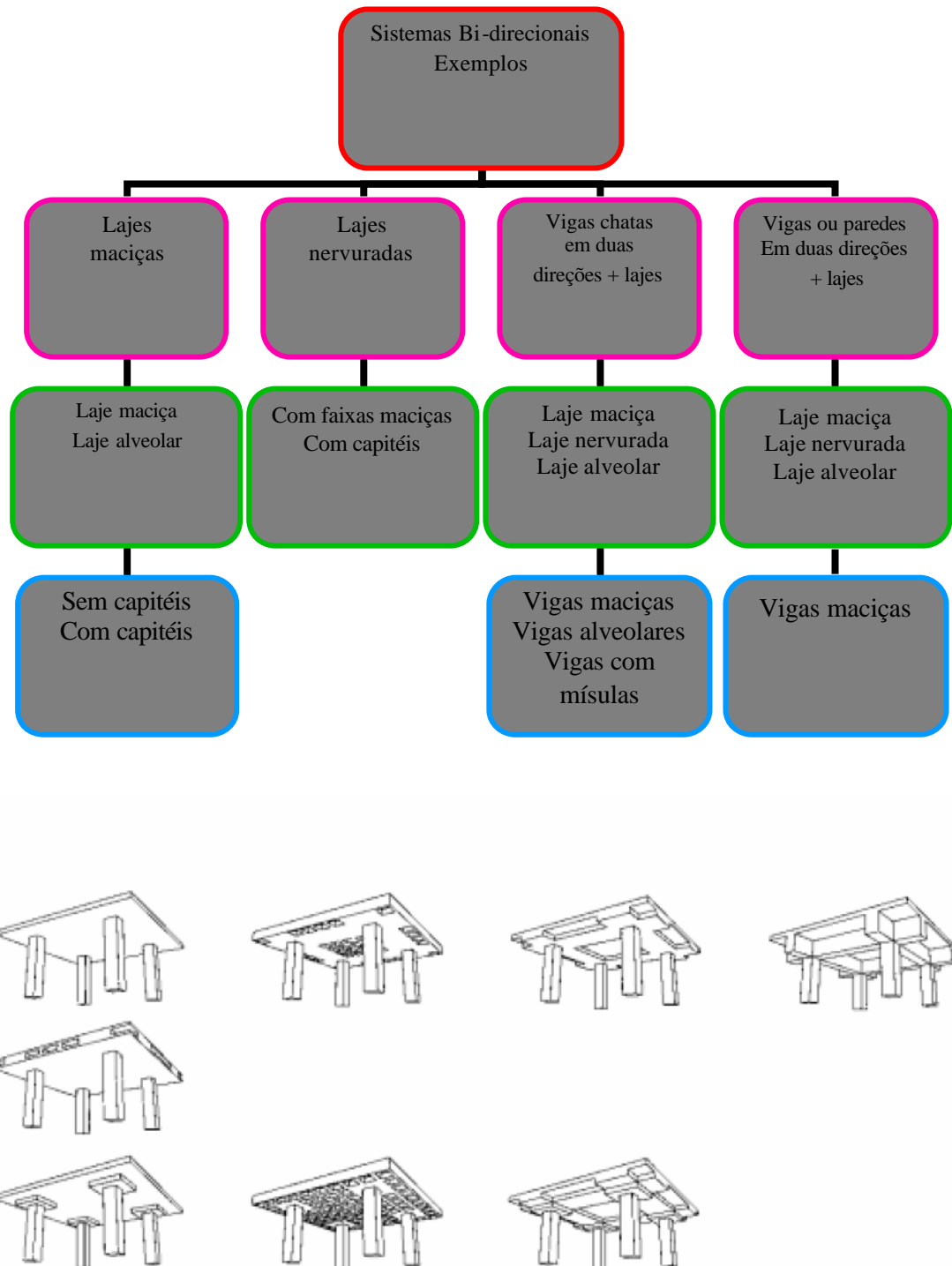


FIGURA 4.2 – Sistemas “Two-way”

4.1 - Sistemas estruturais e Arranjo Esquemático dos Cabos de Protensão

4.1.1 - Lajes Planas Maciças sem Capitéis (Lajes Lisas)

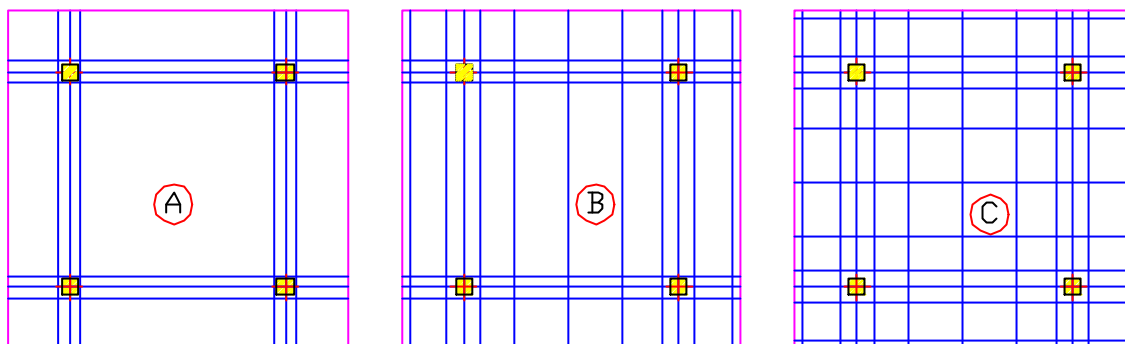


FIGURA 4.3 – Lajes Planas Maciças sem Capitéis (Lajes Lisas)

Sistema mais satisfatório para vãos de 7 a 10 m, e carregamento variando de leve a médio (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Como vantagens, esse sistema com lajes planas maciças sem capitéis apresentam um custo de formas mais baixo, flexibilidade na disposição das colunas, teto liso, grande flexibilidade, sobre o teto, para o layout das instalações (hidráulica, ar condicionado, etc). A disposição de cabos conforme A e B são mais fáceis de montar que a disposição C, sendo que as disposições B e C resultam num melhor balanceamento de cargas e num melhor controle de flechas. Como desvantagens, esse sistema de piso apresenta baixa capacidade resistente à punção, consumo excessivo de concreto para painéis com vãos longos em determinada direção (vãos bem diferentes nas direções x e y, que conseqüentemente acabam tendo a espessura determinada em função do vão maior) e apresenta maiores flechas que os outros sistemas de piso.

4.1.2 - Lajes Planas Maciças com Capitéis ou com “Drop Panels”

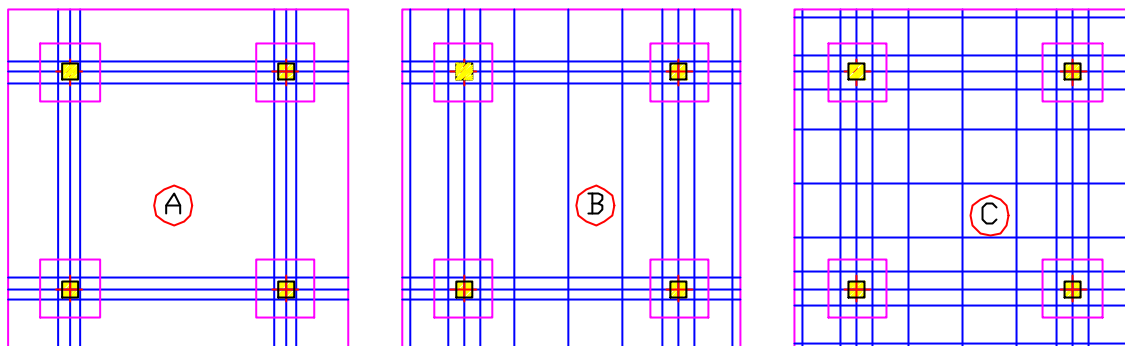


FIGURA 4.4 – Lajes Planas Maciças com Capitéis ou com “Drop Panels”

Sistema mais satisfatório para vãos de 8 a 13 m, e carregamento variando de leve a médio (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Comparado com o sistema de piso anterior (sem capitéis), o sistema de lajes planas maciças com capitéis apresenta melhor capacidade resistente à punção, menor consumo de concreto para painéis com vãos desiguais ou maiores carregamentos. Apresenta também, menor congestionamento de armadura sobre as colunas.

Com relação à disposição dos cabos, as mesmas observações feitas para o sistema de lajes planas maciças sem capitéis continuam válidas.

4.1.3 - Lajes Planas Alveolares

(A - Com nervuras em uma direção, e B – com nervuras nas duas direções)

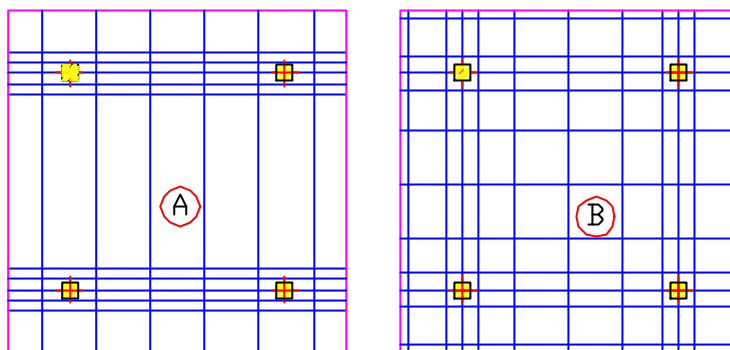


FIGURA 4.5 – Lajes Planas Alveolares

Sistema de piso mais satisfatório para vãos de 7 a 12 m, e carregamento variando de leve a médio (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Esse sistema de piso apresenta todas as vantagens do sistema de piso (4.1.1) possuindo menor peso (menor peso é importante em regiões sísmicas e também para possibilitar vãos maiores). Para mesmo peso, mesmo carregamento e mesmos vãos, esse sistema de piso apresenta melhor capacidade resistente à punção e melhor controle de flechas que o sistema de piso do item 4.1.1.

Os cabos dispostos conforme o tipo A são de execução mais fácil que os dispostos conforme B.

Como desvantagens desse sistema tem-se o controle, a colocação e o custo dos moldes para se conseguir os vazios.

4.1.4 – Lajes Unidirecionais + Vigas (Vigas Chatas Ou Convencionais)

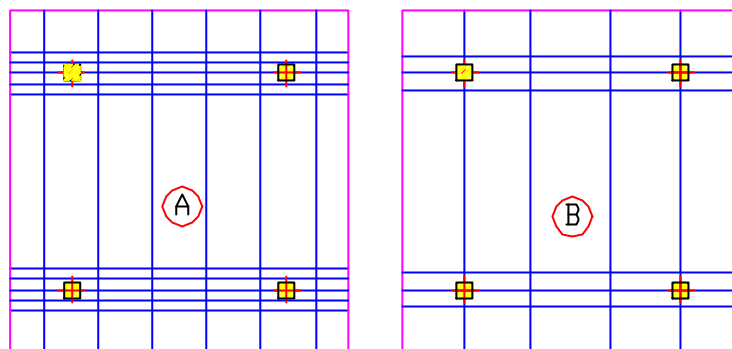


FIGURA 4.6 – Lajes Unidirecionais + Vigas (Vigas Chatas Ou Convencionais)

Sistema de piso mais satisfatório para vigas com vãos de 8 a 16 m, lajes de 7 a 12 m (ou 9 a 14 m quando lajes com nervuras em uma direção) e carregamento variando de leve a médio (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Como o sistema 4.1.2, possibilita vão longos em uma direção, e com lajes nervuradas em uma direção possibilita pisos leves e lajes com vãos longos. A montagem dos cabos é fácil, e estes são muito eficientes no balanceamento de carga. Como desvantagem, esse sistema de piso apresenta custo de formas maior que os sistemas 4.1.1 e 4.1.2, assim como também apresenta menor flexibilidade para o layout das instalações de serviço.

4.1.5 – Lajes Unidirecionais com “Steel Deck” + Vigas

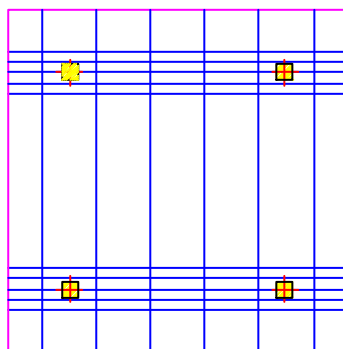


FIGURA 4.7 – Lajes Unidirecionais com “Steel Deck” + Vigas

Sistema de piso mais satisfatório para vigas com vãos de 8 a 16 m, lajes de 7 a 12 m e carregamento variando de leve a médio (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Esse sistema apresenta menor custo na montagem da forma, além da não retirada desta. Esse sistema também apresenta as mesmas vantagens do sistema 4.1.4. Como desvantagem tem-se menor resistência ao fogo, menor flexibilidade para o layout das instalações de serviço que os sistemas 4.1.1 e 4.1.2.

4.1.6 – Lajes Maciças Bidirecionais + Vigas

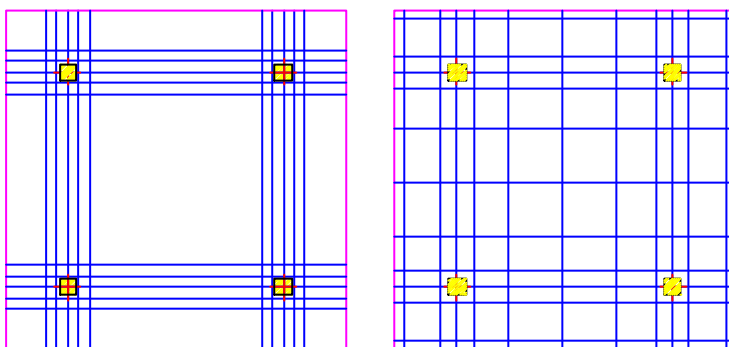


FIGURA 4.8 – Lajes Maciças Bidirecionais + Vigas

Sistema de piso mais satisfatório para vãos de 8 a 16 m e carregamento variando de médio a pesado (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Esse sistema possibilita vãos grandes em ambas as direções e carregamento pesado, possibilita cargas concentradas e flechas pequenas. Como desvantagem tem-se o custo maior da forma e a possibilidade de interferência das instalações de serviço com as vigas.

4.1.7 – Lajes Nervuradas Bidirecionais + Vigas ou Capitéis

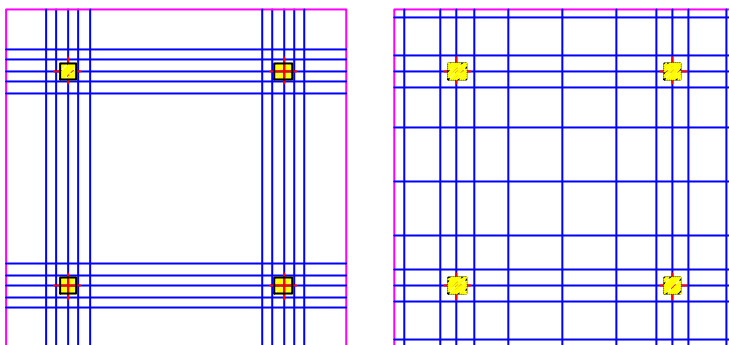


FIGURA4.9 – Lajes Nervuradas Bidirecionais + Vigas ou Capitéis

Sistema de piso mais satisfatório para vãos de 10 a 20 m e carregamento variando de médio a pesado (leve: 2 a 5 kN/m²; médio: 5 a 10 kN/m²; pesado: maior que 10 kN/m²).

Esse sistema de piso apresenta peso menor que o sistema anterior (4.1.6) para mesmos vãos e carregamentos, e no caso de vigas ou maciços da mesma espessura das lajes, apresentam grande flexibilidade para o layout das instalações de serviço. Como desvantagem, apresentam maior espessura que o sistema anterior, resultando em pé direito mais elevado ou menor espaço livre entre lajes.

TABELA 4.1 – Relação Vão/Espessura Recomendados Pelo PTI (Post- Tensioning Institute)

	Vãos Contínuos		Vão Simples	
	Teto	Piso	Teto	Piso
Lajes maciças unidirecionais	50	45	45	40
Lajes maciças bidirecionais (apoioadas diretamente em colunas)	45-48	40-45	-	-
Lajes nervuradas bidirecionais (nervuras a cada 1 m)	40	35	35	30
Vigas	35	30	30	26
Nervuras unidirecionais	42	38	38	35

5

CARREGAMENTOS

5.1 – Peso Próprio

O peso próprio é computado como o volume do sistema de piso multiplicado pelo peso específico do concreto usado. O peso específico do concreto usado deve conter a armadura passiva e ativa.

Valores comuns para o peso específico do concreto :

Peso específico do concreto:

24 kN/m³ a 25 kN/m³

Peso específico do concreto semileve:

17,5 kN/m³ a 22,4 kN/m³

Peso específico do concreto leve:

15,2 kN/m³ a 17,5 kN/m³

5.2 - Protensão

Em muitos dos métodos de análise de estruturas protendidas e particularmente no método das cargas balanceadas, a protensão é vista como um carregamento aplicado. O carregamento aplicado, devido a protensão, é formado por uma componente que produz flexão e outra que produz pré-compressão. É assumido que os efeitos desses dois grupos de ações são desacoplados. A componente do carregamento devido à protensão que causa flexão no sistema de piso determina os momentos e cortantes normais ao plano da laje. A pré-compressão devido a protensão é então superimposta às tensões obtidas da análise de flexão.

5.3 – Carregamento Acidental

5.3.1 – Cargas Acidentais de Serviço

O carregamento acidental em serviço é usado para verificar as flechas, tensões e fissuração, e é o carregamento associado ao funcionamento do piso sobre condições normais. Ventos e terremotos, como outros cenários transientes, não são incluídos nas verificações de flechas e tensões, em condições de serviço. Os carregamentos transientes são incluídos nas combinações para verificação da resistência no estado limite último.

5.3.2 – Cargas Acidentais Transientes

Em alguns pisos, como pisos superiores de estruturas de garagens ou lajes que avançam ao nível da calçada, o piso pode ser requerido em situações de emergência a resistir a um carregamento concentrado de alta intensidade, como a presença de um caminhão de bombeiros por exemplo. Do ponto de vista de projeto, o carregamento emergencial é visto da mesma maneira que o carregamento de vento ou terremoto.

6

DIRETRIZES DE PROJETO PARA PISOS DE CONCRETO PROTENDIDO

A seguir são apresentadas as diretrizes, segundo AALAMI e JURGENS (2003), que auxiliarão na seleção de vários dos parâmetros de projeto, baseando-se nos códigos e especificações praticadas nos EUA . A escolha adequada dos vários parâmetros de projeto é particularmente importante quando se usa o Método dos Elementos Finitos, porque o atual estágio da tecnologia de Elementos Finitos requer que o engenheiro posicione os cabos, incluindo a forma e a força, antes que uma solução possa ser obtida.

As diretrizes a seguir aplicam-se a edifícios típicos comerciais, residenciais e a edifícios garagens. Condições especiais de carregamento ou geometria podem requerer valores de parâmetros diferentes dos aqui especificados. Além disso, a prática local, a disponibilidade de materiais e equipamentos e a habilidade do contratante podem fazer com que outras alternativas sejam mais econômicas ou eficientes.

As relações vão/espessura indicadas para lajes e vão/altura para vigas são fornecidas pelo PTI (Post-Tensioned Institute) e estão ilustradas na TAB.4.1.

O cobrimento é determinado pelas exigências de proteção contra corrosão, proteção ao fogo e desgaste. O ACI 362 e o ACI 423.6 fornecem as recomendações e exigências para sistemas de protensão para uso em ambientes agressivos. O IBC, ACI 318-02 e o ACI 423.3 fornecem informações sobre as exigências de cobrimento para corrosão e proteção ao fogo. Cobrimento adicional para desgaste é arbitrário, sendo, às vezes, especificados para estruturas como edifícios garagem, onde a abrasão pode resultar em desgaste excessivo.

6.1 – Sistemas de Pós-Tensão

Nos EUA e Canadá, os edifícios convencionais e os de garagem são construídos tipicamente com monocordalhas de sete fios, 12.7 mm de diâmetro e não aderentes. Estes cabos, que são engraxados e plastificados, apresentam uma resistência típica de 1860 MPa. Uma das razões para o uso difundido da cordoalha de 12,7 mm é a exigência do Código (ACI) de que o espaçamento dos cabos não seja maior que 8 vezes a espessura da laje. Além disso, o uso de cordalhas de 12.7 mm (1860 MPa) permite que lajes de 110 e 125 mm tenham a pré-compressão mínima de 0.85 MPa e o espaçamento máximo entre cabos. Além disso, os cabos e os equipamentos para a sua protensão são leves o suficiente para que trabalhadores os controlem eficazmente no local. Cordalhas com diâmetro maior (15.3 mm) são usadas principalmente em pré-tensão e em pontes. Aços de resistência mais elevada e cordalhas de diâmetros menores também estão disponíveis mas geralmente não são usadas em construções novas.

6.2 – Modelagem Estrutural

A primeira distinção a ser feita é entre as lajes armadas em uma direção (one-way slabs), que suportam as cargas somente numa direção e as lajes armadas em duas direções (two-way slabs), que têm a capacidade de transferir as cargas até os apoios em duas direções. Estes dois modelos estruturais são tratados de forma distinta pelas normas. As

normas inglesas e americanas estabelecem critérios para a consideração das lajes em duas direções:

Deve haver uma pré-compressão mínima de 0,85 MPa em cada direção, para que a laje, com fissuração moderada, funcione como uma placa elástica homogênea com o seu inerente comportamento em duas direções.

Para lajes lisas, apoiadas em linhas ortogonais de pilares, a relação entre o maior e o menor vão não deve ser maior que 2, segundo a norma inglesa e 2,5 pelas normas americanas

Estes pré-requisitos não foram incluídos na Nova NBR-6118/2003.

Embora as flechas e as tensões em serviço devam ser verificadas e o problema de vibração considerado, as espessuras das lajes são, fundamentalmente, determinadas pela punção em volta dos apoios. Quando se deseja vencer vãos maiores e evitar o uso de armaduras de combate a punção, recorre-se ao uso de capitéis sobre os apoios.

Existem, também, espessuras mínimas a serem consideradas em função do tempo requerido de resistência ao fogo (TRRF).

Em ambos os sistemas, lajes armadas em uma ou duas direções, especificar o modelo estrutural inclui definir as faixas de projeto a serem analisadas, independente da análise ser feita por elementos finitos ou pórticos equivalentes.

Outra definição importante é o tipo de ligação das conexões. Em alguns exemplos, como colunas de canto em lajes planas, a suposição de engaste não conduz a um projeto satisfatório. Para análise estrutural, tais conexões podem ser definidas como engastadas parcialmente ou podem ser assumidas como conexões rotuladas. Conexões assumidas rotuladas devem ser detalhadas em projeto permitindo rotação, enquanto mantendo a integridade da junta, limitando abertura de fissuras e transferência de força axial e de cisalhamento pela junta.

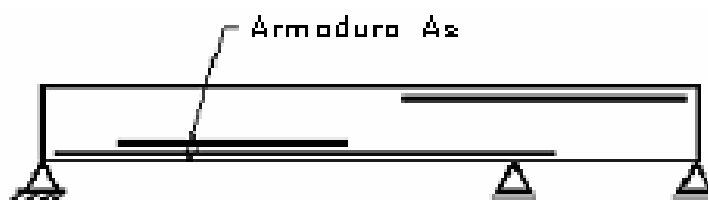
6.3 – Decisões Iniciais

Há uma diferença principal entre o projeto de uma peça de concreto protendido e o projeto de uma peça de concreto armado. Uma vez a geometria, carregamento, condições de apoio, e propriedades dos materiais de uma peça convencionalmente armada (FIG. 6.1(a)) estejam definidas, a armadura A_s pode univocamente ser determinada. Para uma peça protendida (FIG. 6.1(b)), porém, há vários projetos aceitáveis de armadura, porque há vários parâmetros adicionais que devem ser especificados pelo engenheiro. Estes parâmetros podem ser agrupados como se segue:

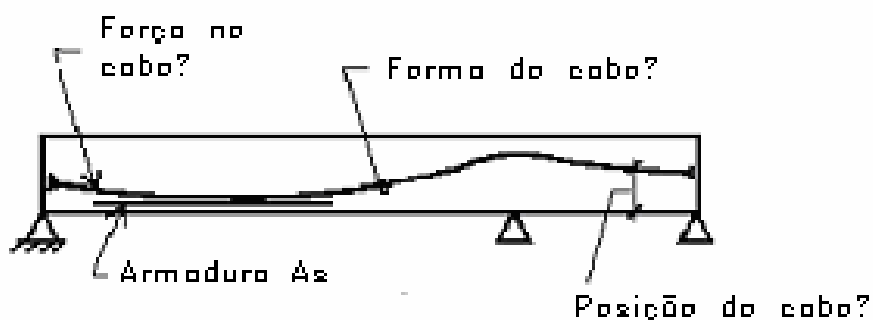
Pré-compressão média (força de protensão);

Porcentagem de carga a balancear ; e

Perfil do cabo (forma e posição).



(a) Viga não protendida



(b) Viga protendida

FIGURA 6.1 – Comparação Esquemática de Uma Peça de Concreto Armado e Uma Peça de Concreto Protendido. Note os parâmetros requeridos para a peça protendida

Das muitas possíveis soluções de projeto para uma peça protendida, a que satisfaz as exigências de normas para funcionalidade e resistência e apresenta o menor custo para

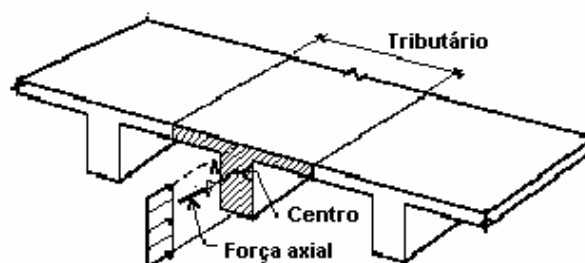
execução normalmente é a solução adotada. Geralmente, para uma determinada dimensão de laje, carregamento, e método de construção, menor consumo de materiais leva a um projeto mais econômico. Há um único valor de momento de projeto, M_u , para a viga convencionalmente armada mostrada na FIG. 6.1(a) que conduz a um único valor para área de aço exigida, A_s . Para a alternativa protendida mostrada na FIG. 6.1(b), o momento de projeto inclui os efeitos secundários (hiperestáticos) e é assim uma função da protensão. Devem ser estabelecidos valores para os três parâmetros previamente listados antes que o valor exigido de protensão possa ser determinado. A quantidade de armadura suplementar, A_s , necessária para garantir a resistência de projeto da peça é determinada em função da armadura de protensão adotada e de seu perfil.

6.4 – Pré-compressão Média

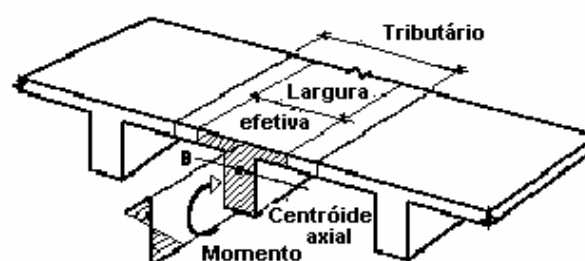
A pré-compressão média é a força de protensão total dividida pela área da seção transversal normal à força. O ACI 318-02 requer um mínimo de 0.85 MPa de pré-compressão efetiva (pré-compressão depois de todas as perdas de protensão).

Em geral, 0.85 MPa deveria ser usado para a pré-compressão média inicial. Para cobertura e estruturas de garagem, deve-se usar 1.0 a 1.4 MPa se infiltrações ou fissuras forem uma preocupação. Porém, deve-se ter em mente que um aumento na pré-compressão não garante a eliminação das infiltrações e das fissuras por completo. Para evitar infiltrações, o aumento da protensão deve ser acompanhado de outras medidas, como impermeabilização. Em estruturas formadas por lajes armadas em uma direção e vigas, por exemplo, deve-se usar a área da seção transversal inteira da peça ao computar a pré-compressão média, e não apenas a largura efetiva das vigas.

A FIG. 6.2(a) mostra o tributário para carregamento axial. Isto é explicado mais adiante na seção “locação de ancoragem”. (Em lajes armadas em uma direção e em vigas, a peça está definida como a viga e sua área de laje tributária.) A pré-compressão máxima deveria ser 2.0 MPa para lajes e 2.50 MPa para vigas; embora o limite do ACI para tensão de compressão máxima seja muito mais alto, valores mais alto que estes usualmente tornam o projeto menos econômico.



(a) Tributário para carregamento axial



(b) Tributário para momento

FIGURA 6.2 – Tributários Empregados Quando Computada Pré-compressão Média na Origem de Peças Tencionadas

6.5 – Porcentagem de Carga a Equilibrar

A protensão pode ser encarada como um sistema de cargas que contraria a carga permanente da estrutura. Isto é expresso pela relação (porcentagem) da carga permanente que é equilibrada. Para lajes, é habitual se equilibrar entre 60 e 80% da carga permanente. Para vigas, este valor é aumentado normalmente para entre 80 e 110%. Uma razão para porcentagens equilibradas mais altas para as vigas é que as flechas de vigas são mais críticas em serviço. Para determinar a força de protensão exigida, comece com o vão crítico - geralmente, este é o vão mais longo (na FIG. 6.3, este seria o primeiro vão). Usando a máxima excentricidade do cabo permissível neste vão como um critério limitante, e a pré-compressão mínima o outro, determina-se a força de protensão para equilibrar a porcentagem desejada da carga permanente.

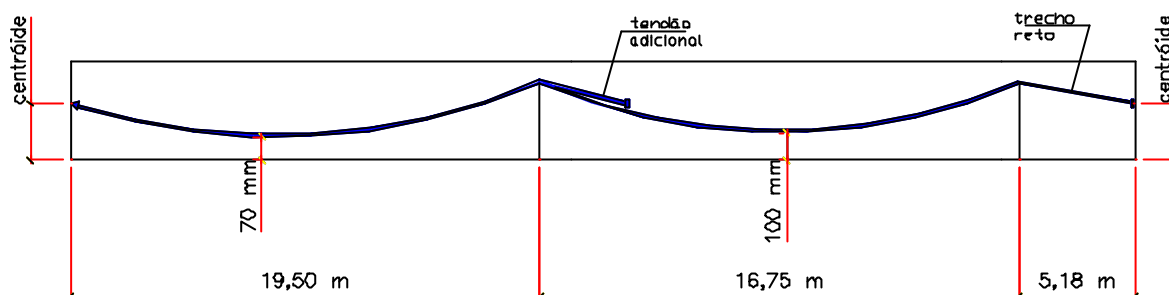
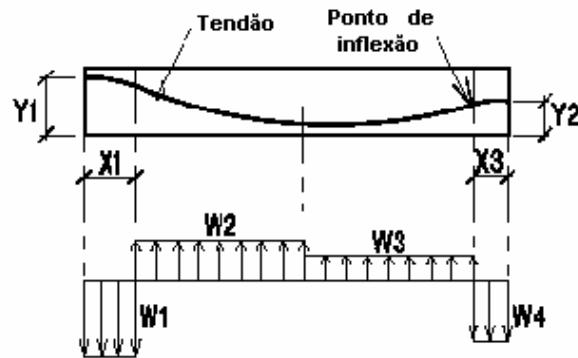


FIGURA 6.3 – Exemplo de Um Perfil de Um Cabo Protendido e Uma Peça com Vãos de Comprimentos Desiguais

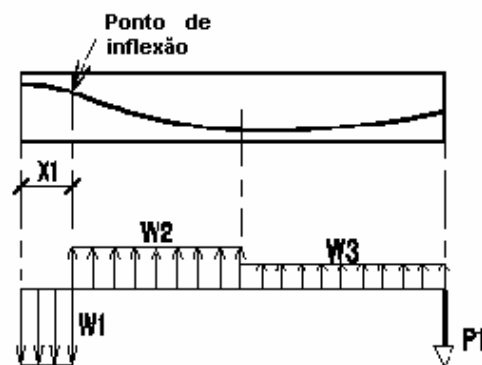
Para os vãos adjacentes ao vão crítico, geralmente deve ser equilibrada uma porcentagem menor da carga permanente porque menos força de alívio em um vão adjacente ajuda a reduzir os valores de projeto do vão crítico. Os meios mais comuns de realizar isto são manter o perfil do cabo em sua excentricidade máxima e reduzir a (menor quantidade de cabos neste vão) protensão neste vão. Se isto não for prático, para reduzir a protensão, a excentricidade pode ser reduzida (mudança da posição do cabo), reduzindo assim a protensão (reduzindo a carga aliviada). Para a viga mostrada na FIG. 6.3, um projeto econômico foi obtido equilibrando 60% da carga permanente no primeiro vão e reduzindo a protensão para equilibrar somente 50% da carga permanente no segundo vão. O cabo é direto (não tem nenhuma curvatura) no terceiro vão, assim sendo não equilibra nenhuma carga permanente. O projeto poderia ter sido melhorado de fato por um perfil de cabo que exercesse uma força descendente no terceiro vão porque a carga permanente da estrutura tende a erguer este vão. Em resumo, geralmente não é econômico equilibrar em todos os vãos a mesma porcentagem de carga permanente.

Na prática, os perfis dos cabos são parábolas reversas; sendo mostrados dois exemplos na FIG. 6.4. Cabos assim exercem força para cima e para baixo no mesmo vão. Em tais

casos e para a finalidade de projeto, a porcentagem de carga permanente equilibrada é considerada como a soma das forças de alívio (para cima) divididas pela carga permanente total (DL) no vão. Para os exemplos mostrados na FIG. 6.4, isto se torna: % de DL equilibrada = $100 [(W2+W3)/DL]$



(a) Parábola reversa com dois pontos de inflexão



(b) Parábola reversa com um ponto de inflexão

FIGURA 6.4 – Dois Exemplos de Perfil de Cabo (Tendão) Protendido, Formando Uma Parábola Invertida. Com Tal Perfil, são Mostrados Ambos os Cabos (Tendões), Um Ascendente e Um Descendente na Mesma Laje

6.6 – Perfil dos Cabos: Geometria (Forma)

Para cabos de vigas e cabos de lajes na direção distribuída, um perfil de cabo com a forma de parábola reversa com pontos de inflexão a um décimo do comprimento do vão (FIG. 6.5) é usual. Para a direção concentrada, uma parábola parcial (FIG. 6.6) com um comprimento reto de aproximadamente 1.2 m sobre os apoios é o mais prático para o perfil do cabo. Isto se assemelha com a forma com que os cabos concentrados são colocados sobre as colunas; os cabos têm um perfil bastante plano sobre as barras passivas de topo na direção ortogonal.

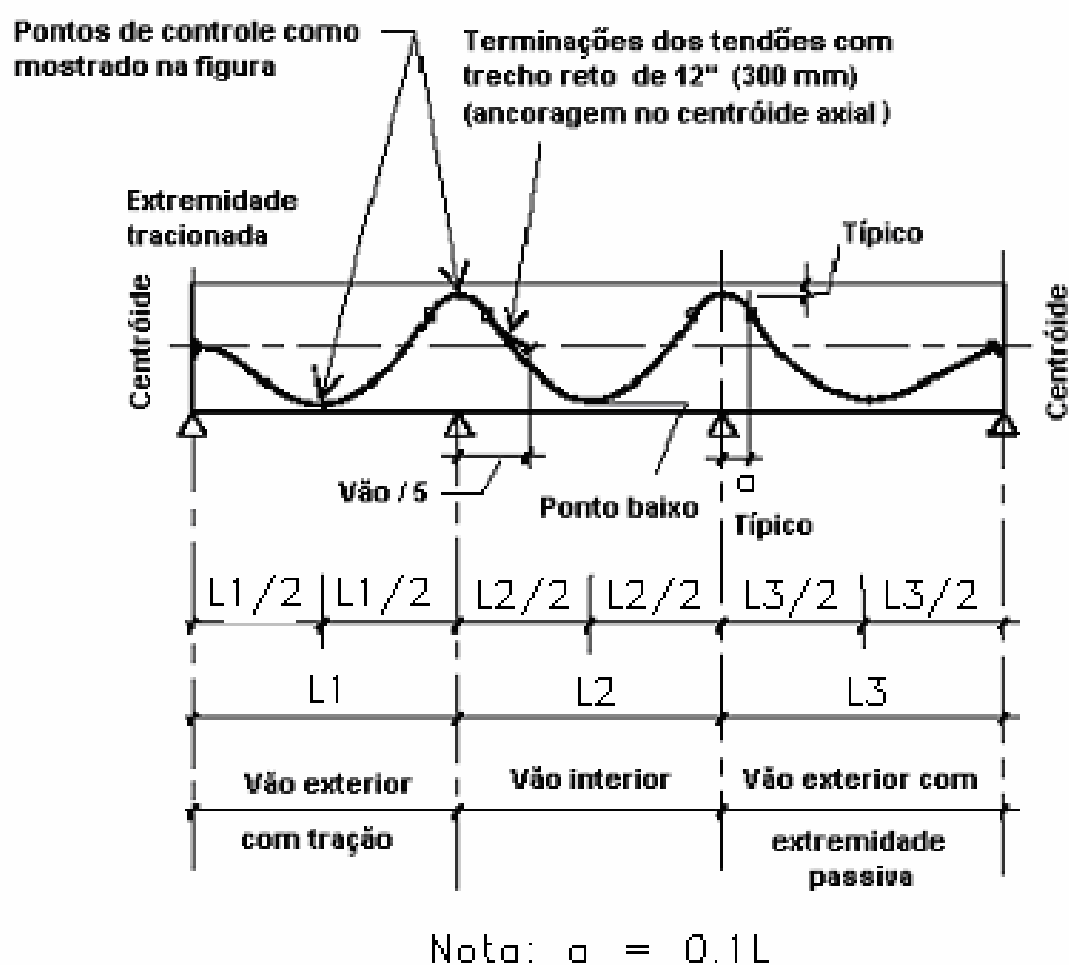
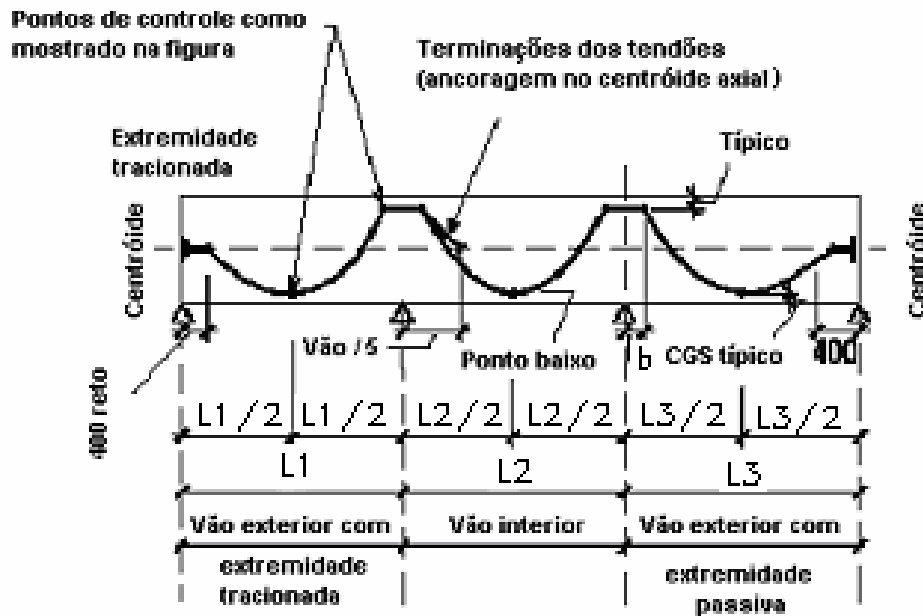


FIGURA 6.5 – Cabos de Vigas e Lajes na Direção em que são Distribuídos.
Localização dos Pontos de Inflexão



Nota: $b = 600$ mm

FIGURA 6.6 – Na Direção Concentrada, o Perfil do Tendão é Uma Parábola Parcial Com Um Comprimento Reto de Cerca de 4 Ft (1.2 M) Sobre os Apoios

Pontos baixos dos perfis são tipicamente fixados no meio do vão para vãos internos e externos porque este perfil de cabo facilita a montagem. Em termos de eficiência de força de protensão, porém, é preferível que o ponto mais baixo nos vãos externos seja mais próximo à extremidade do edifício (aproximadamente 40% do comprimento de vão $[0.4L]$). Isto porque, para um vão externo, o cabo está à meia espessura da laje na extremidade e o seu ponto alto (tipicamente um pouco mais alto que meia altura) na outra extremidade. Movendo-se o ponto baixo do tendão a $0.4L$ resulta em uma elevação mais uniforme sobre o vão exterior, mas a diferença é normalmente pequena. Além disto, o ponto de momento máximo localiza-se mais próximo do apoio externo da laje.

6.7 – Perfil do Cabo (Tendão): Posição

O ponto alto do perfil do cabo deve ser colocado tão perto da superfície superior da peça quanto possível, permitindo folga para a armadura passiva na direção ortogonal, se necessário. Para o ponto baixo do perfil, é melhor colocar os cabos tão perto da superfície inferior da peça quanto permissível, para aproveitar toda a vantagem que uma maior excentricidade do cabo pode prover. Este arranjo é possível para os vãos críticos em uma peça contínua, mas pode precisar ser ajustado para os outros vãos. Como previamente sugerido, se usar a excentricidade máxima resultar em levantamento excessivo em um vão diferente do vão crítico, a primeira escolha deveria ser reduzir a força de protensão. Se isto não for prático, elevar o cabo no meio do vão para reduzir a excentricidade (segundo vão da FIG. 6.3). Ao selecionar alturas de cabo, usar intervalos de 5 mm para propósitos construtivos. Mantendo o ponto alto do cabo fixado conforme a colocação de armadura passiva à altura máxima sobre os apoios.

Cabos ao longo de e sobre as paredes internas devem ser colocados fora destas, retos (sem perfil), e o mais próximo possível da superfície superior (FIG. 6.7). Apoios de paredes (pilares parede) contínuas eliminam a necessidade de ondulações nos perfis para balanceamento de carga nos cabos. Colocar o cabo no ponto alto melhora a resistência a momentos negativos típicos sobre os apoios de parede.

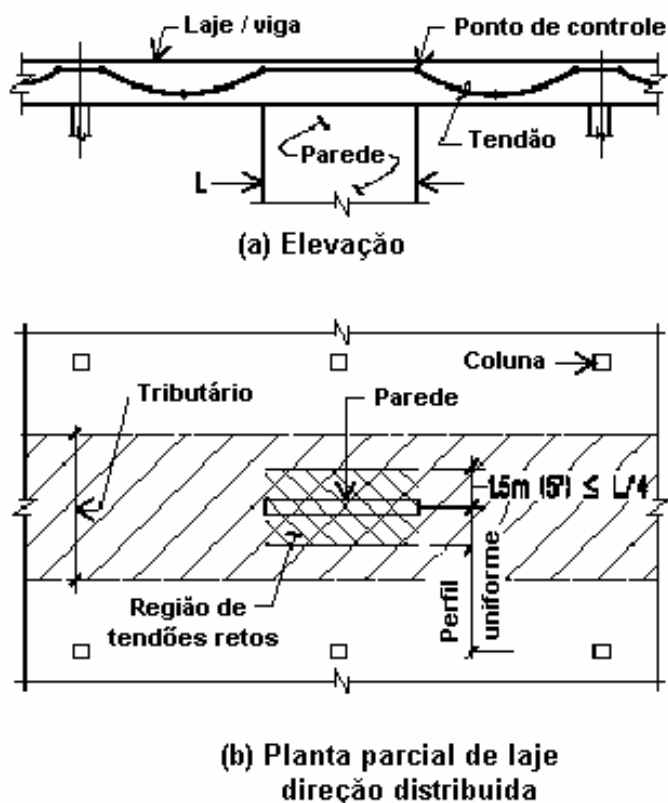
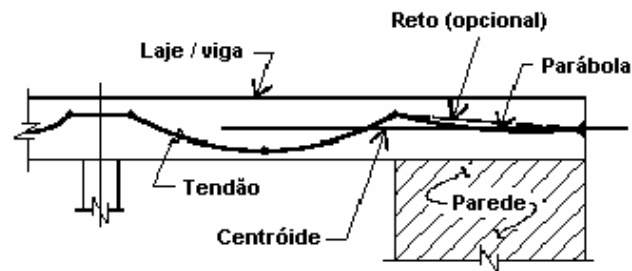
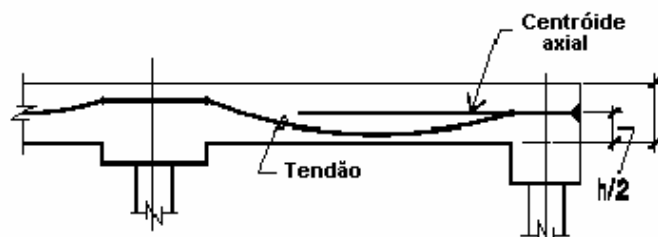


FIGURA 6.7 – Cabos (Tendões) ao Longo ou Sobre Paredes Internas Devem Ser Colocados Planos (Retos, Sem Perfil) ao Ponto Alto Destes

Igualmente, cabos ao longo de paredes externas devem ser colocados retos e devem ser ancorados no centróide da laje no primeiro vão (ver na FIG. 6.8(a)). Os cabos devem sempre ser ancorados no centróide da laje, mesmo se houver uma viga transversal ou capitel à laje (FIG. 6.8(b)). Cabos ancorados excêntricos ao centróide de uma peça aplicam, além de uma pré-compressão, um momento. A opção de ancoragem excêntrica quando for usada deve ter o seu momento resultante somado ao do projeto.



(a) Laje / viga no vão exterior



(b) Ancoragem no apoio exterior

FIGURA 6.8 – Cabos (Tendões) devem ser Colocados Planos ao Longo de Paredes Externas e devem ser Ancorados no Centróide da Laje no Primeiro Vão

Semelhantemente, cabos concentrados ao longo de uma parede interna podem ser todos colocados no mesmo plano e no ponto alto destas, ou em cima de ou adjacente à parede. Cabos distribuídos paralelos a uma parede interna devem ser colocados retos e no ponto alto destas numa fração do tributário como indicado na FIG. 6.7(b).

O restante dos cabos distribuídos podem sofrer uma transição por modificação gradual do ponto baixo destas seguindo o projeto do perfil dos tributários adjacentes. Geralmente são selecionados cabos ao longo de paredes externas contínuas para prover uma pré-compressão nominal sobre a faixa tributária desta parede igual ao usado para o resto da laje. A função da protensão neste caso é proporcionar uma pré-compressão compatível com o resto do sistema de piso melhorando o seu desempenho em serviço.

6.8 – Locação de Ancoragens

Cabos em vigas isoladas (vigas não ligadas monoliticamente com a laje) devem ser ancorados no centróide das mesmas. Cabos em vigas com mesas, como em lajes armadas em uma direção e estruturas de vigas, devem ser ancorados no centróide do conjunto formado pela viga e seu tributário (FIG. 6.2a). O tributário de uma viga não tem largura igual à largura efetiva para flexão. Considere a viga com mesa mostrada na FIG. 6.9(a). Na análise de carga balanceada tradicional usada pela maioria dos projetistas, a força nos cabos geralmente considerada constante, é representada por uma força axial, P , em um local que resulta em "pré-compressão uniforme" (FIG. 6.9(b) e FIG. 6.3(a)) e outros componentes de força que causam flexão da peça (FIG. 6.10(c)). Independente da forma da seção transversal, se uma força estiver agindo no centróide da peça, ela dispersará em uma compressão uniforme a uma distância suficiente do ponto de aplicação da força (neste caso, as extremidades da peça). Vigas com mesas não são exceção a este fenômeno.

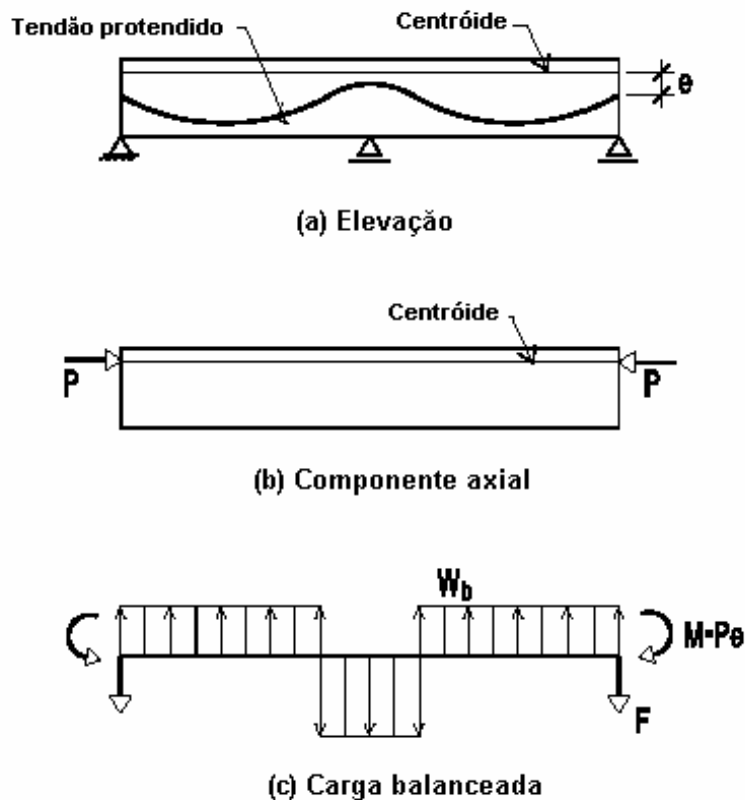


FIGURA 6.9 – Vigas com Mesas sobre Pré-compressão Uniforme de Uma Força Axial P e Carregamento Balanceado

Para dimensões típicas usadas em edifícios, por exemplo, uma laje armada em uma direção e edifícios garagem com vigas, a dispersão da força do cabo em uma compressão uniforme pelo tributário inteiro da peça acontece a uma distância aproximadamente igual ao espaçamento entre as vigas (a força dispersa aproximadamente a um ângulo de 45 graus) (FIG. 6.10). Então, a uma distância igual ao espaçamento entre as vigas, a partir da extremidade, a força por todo o tributário é uniforme. Em outras palavras, cabos colocados em uma viga criam uma força uniforme na seção transversal do conjunto viga-laje. Na porção superior da FIG. 6.10, a pré-compressão é mostrada em duas seções: uma próxima à extremidade da viga (picos altos) e uma no meio do vão. A distribuição no meio do vão é uniforme. Na porção inferior da FIG. 6.10 temos o contorno da pré-compressão na direção das vigas. A dispersão da pré-compressão em uma distribuição uniforme é comprovada pela região única de contorno no interior da laje.

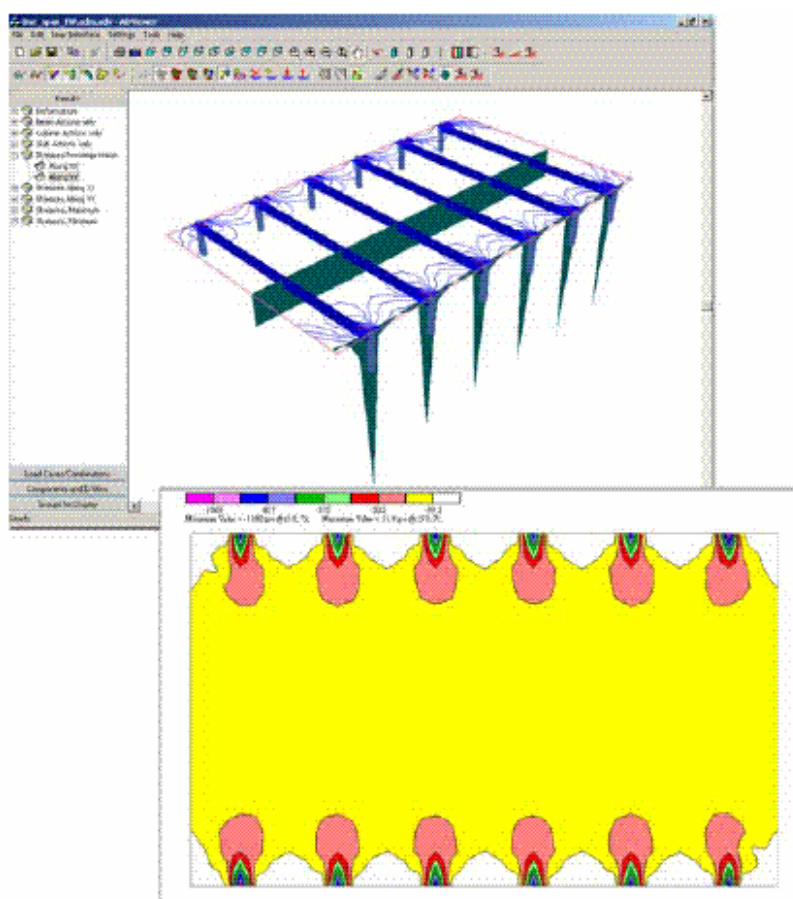


FIGURA 6.10 - Dispersão da força de protensão em uma laje. Nota-se que a tensão em na seção transversal torna-se praticamente uniformemente distribuída à uma distância d da face da laje igual à distância entre as forças aplicadas

Outra observação notável da FIG. 6.10 é que a componente axial e seu impacto (pré-compressão uniforme) são independentes do perfil do cabo e da posição das ancoragens nas extremidades das vigas. É o carregamento equilibrado (FIG. 6.10(c)) e, por conseguinte os efeitos do momento que dependem do perfil do cabo e da posição de suas ancoragens.

Observe que a discussão anterior não se aplica a vigas pré-fabricadas pretendidas que receberão lajes. Em vigas pretendidas, toda a força está no corpo da viga. A pequena difusão da pretensão na laje, devido à deformação lenta, geralmente não é considerada.

6.9 – Considerações Adicionais

6.9.1 – Cobrimento para Resistência ao Fogo

Ao determinar avaliações ao fogo, os projetistas consideram tipicamente os vãos extremos em estruturas apoiadas em colunas como não restringidos.. Para conseguir a mesma resistência ao fogo que nos vãos internos, providencia-se um cobrimento maior para o ponto baixo dos cabos nos vãos externos a menos que o apoio de extremidade seja uma parede ou viga de extremidade transversal. Só os primeiros e últimos vãos de cabos ao longo de uma extremidade de laje são considerados como "vãos de extremidade". O IBC fornece o cobrimento mínimo para as várias categorias de fogo.

6.9.2 – Geometria dos Cabos

O esquema dos cabos preferido para lajes armadas em duas direções é concentrar os cabos em cima dos apoios em uma direção (cabos concentrados) e distribuir uniformemente na outra direção (cabos distribuídos). Usualmente coloca-se os cabos concentrados na direção mais longa da laje. Isto minimiza o número de regiões sem protensão entre as faixas onde reforço adicional será necessário devido a pré-compressão insuficiente. Porém, se os apoios na direção menor não forem alinhados, deve-se colocar os cabos concentrados nesta direção. Os cabos distribuídos na direção

ortogonal, devem ser colocados paralelos uns aos outros, e fazendo com que no mínimo dois deles passem em cima de cada apoio como requerido pelo ACI 318-02.

6.9.3 – Cabos Tracionados

A maioria dos engenheiros da América do Norte projeta com forças efetivas finais – as forças de protensão após todas as perdas. A força de protensão exigida no projeto determina o número de cabos para prover tal força, baseando na força efetiva de um cabo. A força efetiva de um cabo é função de vários parâmetros, incluindo o seu perfil, certas propriedades do concreto, e o ambiente. Para projetos típicos, porém, uma força constante de 120 kN pode ser assumida para cabos de 12.7 mm não aderentes, contanto que as seguintes condições sejam atendidas:

Comprimento do cabo (comprimento entre ancoragens) seja menor que 72 m;

Cabos menores que 36 m serão tracionados em uma extremidade; e

Cabos maiores que 36 m mas menores que 72 m serão tracionados em ambas as extremidades.

Podem ser usados cabos que não satisfaçam à estas condições, contanto que a força efetiva adotada seja reduzida para responder pelas perdas de atrito mais altas.

6.9.4 – Seleção de Armadura Não Protendida (Armadura Passiva): Tamanho das Barras

Para tirar proveito do braço de alavanca máximo para armadura passiva em ambas direções, os diâmetros das barras de topo devem emparelhar com os cabos adjacentes. Assim, é razoável usar barras de 16 mm sobre os apoios – um cordoalha engraxada e plastificada de 12.7 mm de diâmetro é ligeiramente maior que uma barra de 16 mm. Para as barras de fundo (superfície inferior) é melhor usar barras menores, como barras de 12 mm, para a direção dos cabos distribuídos porque estas serão distribuídas

uniformemente entre os cabos, e barras maiores para a direção dos cabos concentrados porque estas barras serão agrupadas nesta direção, sendo colocadas dentro da largura da faixa dos cabos concentrados.

6.9.5 – Mobilidade dos Apoios

Nos edifícios em geral, os elementos horizontais são ligados monoliticamente aos apoios, os quais tendem a impedir parcialmente o encurtamento, causado pela protensão, desses elementos horizontais. O impedimento, segundo Ref.[18], é maior ou menor em função da rigidez e localização desses elementos de apoio. Essa parcela da força de protensão que é retida pelos apoios resulta em esforços nesses elementos, enquanto que a pré-compressão desejada para o sistema estrutural fica deficiente. Uma das primeiras medidas que se deve tomar, para que a retenção seja mínima, diz respeito à concepção estrutural. Uma conveniente disposição construtiva e alguns detalhes executivos podem minimizar consideravelmente essas retenções de protensão.

6.10 – Observações Finais

Para uma peça com determinada geometria, condições de apoio, e carregamento, o projeto de protensão depende de três parâmetros que precisam ser estabelecidos pelo engenheiro projetista: a pré-compressão média, a porcentagem de carga a equilibrar, e o perfil do cabo. Este texto apresenta um conjunto de diretrizes para ajudar os projetistas a selecionarem valores para estes parâmetros.

7

PROGRAMAS USADOS NOS EXEMPLOS

7.1 – ADAPT-PT

Dimensionamento de vigas e lajes com protensão - Windows, NT

ADAPT-PT é um software utilizado intensamente pela indústria de protensão para o detalhamento de vigas e sistemas de lajes com protensão aderente ou não aderente. Para lajes lisas armadas nas duas direções, é dada a opção para o usuário de usar ou o MPE (método dos Pórtico Equivalentes) ou o MPS (Método dos Pórticos Simples). Ainda para o dimensionamento da protensão, o usuário pode escolher entre um processo de Força Constante ou Variável. No caso de Força Variável o programa calcula e considera as perdas de atrito e perdas lentas para as armaduras ativas ao longo do comprimento da estrutura em estudo. ADAPT-PT suporta ainda o dimensionamento e análise de lajes com ou sem capitéis, degraus na face superior ou inferior, vigas na direção normal à direção de cálculo e ainda seções não prismáticas. O peso próprio é automático para as dimensões da estrutura introduzidas e características do material utilizado. Além das quantidades e perfis dos cabos de protensão, o programa fornece também a quantidade de armadura passiva necessária. A solução é apresentada de forma clara em forma de

tabelas ou em forma gráfica, tanto no vídeo como impressa em papel. A flexibilidade de entrada de dados de seção reta da estrutura torna este programa ideal para a análise e dimensionamento de vigas caixão e em L além das estruturas com seções usuais de edifícios para todos os tipos de utilização. O programa aceita unidades Americanas, SI ou MKS, procedendo ao dimensionamento pelas normas ACI, Canadá CAN3-A23.3, Inglaterra BS8110, ou França BPEL91. ADAPT-PT é rápido, fácil de operar e tem sido a escolha de engenheiros consultores e da indústria de protensão em 55 países no mundo.

7.2 – ADAPT-PT Ptsun

Ptsun é um pós-processador para o ADAPT-PT. Este programa emite um relatório em uma única página dos resultados da análise efetuada pelo ADAPT-PT. Este relatório pode ser colocado nos desenhos ou incluída na memória de cálculo. O relatório emitido economiza muito tempo na análise dos resultados e evita erros na avaliação dos valores nas seções críticas da estrutura. Esse relatório contém o seguinte:

Esquema em corte da estrutura com o perfil do cabo;

Perfil dos cabos com a definição dos pontos principais e a força/número de cordoalhas.

Locação, comprimento e quantidade da armadura passiva necessária ao longo da estrutura;

Resultados da análise de cisalhamento ou punção nas lajes em duas direções;

Comentários do projetista;

Saída em DXF.

7.3 – ADAPT-Floor

Programa de elementos finitos tri dimensional para análise e dimensionamento de sistemas de laje e radiers - Windows

ADAPT-Floor é um programa especialmente desenvolvido para a análise e dimensionamento de lajes e radiers, com ou sem pretensão. Ao contrário do ADAPT-PT, no ADAPT-Floor a laje inteira incluindo aberturas, vigas, paredes e pilares e capitéis é fielmente considerada na análise como um todo. Perfis de cabos na laje ou em vigas existentes podem ser introduzidos com qualquer configuração geométrica e em qualquer lugar. No caso de radiers, o solo é modelado a partir da introdução de molas. Os efeitos de encurtamento elástico e dispersão de tensões devida á protensão são considerados automaticamente na análise. Este programa produz resultados incluindo flechas, momentos e cortantes, protensão e momentos hiperestáticos. Podem ainda obter-se os integrais de momentos e cortantes para seções determinadas pelo usuário para efeito de dimensionamento. ADAPT-Floor é totalmente gráfico na geração do modelo e na saída dos resultados. Estes podem ainda ser impressos em forma de tabelas. ADAPT-Floor pode ainda ler e gravar em formato DXF. Este programa é particularmente útil para lajes de forma irregular, radiers ou lajes apoiadas em meio elástico e ainda para todos os casos onde se pretende obter resultados mais precisos de flechas e distribuição de esforços. O módulo básico do ADAPT-Floor permite a modelagem da estrutura e o cálculo de esforços para as cargas definidas pelo usuário em toda a área da estrutura. Com este módulo podem-se ainda obter resultados para combinações paramétricas de carregamentos. A capacidade do módulo básico pode ser implementada com a adição de outros módulos descritos em seguida:

7.4 – ADAPT-Floor Módulo de Dimensionamento

O Módulo de Dimensionamento permite aplicar as normas ACI-318, BS9110 ou CAN3-A23 para os esforços calculados para verificar a viabilidade da estrutura em estudo. Está sendo trabalhada a implementação para o Eurocode. Nas seções solicitadas são feitas verificações de tensões. A resistência das seções é verificada para as cargas de cálculo. Onde necessário o programa calcula e emite relatório sobre a armadura passiva necessária. Esta armadura será calculada também como armadura adicional nos casos

onde for usada protensão. As quantidades mínimas de armaduras são respeitadas para as diferentes normas contempladas.

7.5 – ADAPT-Floor Módulo PT

O Módulo PT permite ao usuário definir a localização e quantidade de protensão em uma laje (incluindo as vigas existentes) emitindo relatórios com as tensões e esforços devidos á protensão. O programa procede á análise da estrutura com emissão de relatórios com flechas, esforços e tensões devidos á protensão. Os esforços hiperestáticos são calculados e combinados com os esforços devidos ás cargas externas especificadas pelo usuário. As saídas gráficas com a localização das armaduras de protensão são essenciais para a apreciação dos resultados pelos projetistas, minimizando-se os possíveis erros de projeto.

7.6 – ADAPT-Floor Módulo Dxf

O Módulo DXF permite a importação de desenhos gerados em AutoCad ou outros programas de desenho que suportam o modo DXF. Uma vez o desenho importando para o ADAPT-Floor, o usuário pode desenhar as lajes, vigas, pilares e outros elementos estruturais importantes para que o ADAPT-Floor possa proceder à sua análise. Este módulo também permite a exportação dos desenhos gerados pela análise em formato DXF.

8

EXEMPLOS

8.1 – Introdução

Os resultados da análise realizada pelo MPE e pelo MEF visam realçar as diferenças entre os resultados quando aplicados em uma laje regular (exemplo 01) e quando aplicados em uma laje irregular (exemplo 02). Vale ressaltar que a quantidade, a disposição e a geometria da armadura de protensão são as mesmas para os dois métodos de análise, variando apenas a armadura passiva. Uma laje protendida pode apresentar vários projetos aceitáveis diferentes. Para fazer uma comparação significativa, a quantidade, geometria e arranjo dos cabos foram determinados através de análise pelo MPE e então foram usados para modelar a laje para análise pelo MEF.

A comparação dos resultados foi feita através da comparação dos momentos de projeto, comparação das tensões em serviço, comparação das flechas em serviço e comparação da quantidade de armadura passiva requerida.

8.1.1 – Considerações de Projeto

O sistema estrutural, de ambos os exemplos, consiste de uma laje lisa, protendida, armada em duas direções e apoiada em colunas. A laje é protendida em ambas as direções, com cabos agrupados em faixas em uma direção e distribuídas na direção perpendicular às faixas. Considerou-se que os apoios não impõem nenhuma restrição à deformação horizontal da laje, sendo capazes de resistir a momentos fletores.

8.1.2 – Normas Consideradas

Os requisitos e recomendações do ACI 318-02, UBC 1997 e ACI 423 são considerados onde aplicáveis.

8.1.3 – Projeto

As lajes em questão serão analisadas e calculadas, inicialmente, através do MPE (método de pórticos equivalentes), usando o programa ADAPT-PT, versão 6.18. A análise e cálculo resultarão na determinação do número total de cabos e sua localização, assim como o seu perfil e armadura aderente (armadura passiva) requerida pelos códigos considerados.

Em seguida, a mesma laje de cada exemplo será analisada pelo MEF (método de elementos finitos), através do programa ADAPT-Floor Pro, versão 1.11, considerando os cabos (quantidade e perfis) determinados através da análise pelo MPE.

Então, serão comparados os momentos de cálculo e as tensões em serviço de ambos os métodos de análise, sendo também realizada uma comparação entre as flechas.

8.1.4 – Diretrizes Do Projeto

As seguintes diretrizes serão seguidas durante o projeto:

- a – Porcentagem de carga a balancear entre 60% e 80% da carga permanente;
- b – Pré-compressão média mínima de 0,85 MPa e máxima de 2 MPa;
- c – Tensões finais: tensões nas fibras extremas, no concreto, depois das perdas dependentes do tempo serão calculadas usando as propriedades da seção geométrica (total).

d – Estas tensões estão limitadas por

$$1 - \text{Máxima tração} = 0,5 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

$$2 - \text{Máxima compressão} = 0,45x f_{ck}$$

e – No programa ADAPT-PT será utilizada a opção de seleção de cabos (tendões), mas será admitida como perda 276 MPa, equivalente a aproximadamente 15% de f_{pu} . Também será assumido que as perdas por atrito e perdas parasitárias serão zero. Como consequência do assumido acima, teremos que a opção “seleção de cabos” se converterá num método de força efetiva, com a diferença que será selecionado o número de cordoalhas ao invés da força. Conseqüentemente, a tensão efetiva em cada cordoalha será de 1212 MPa. Cada cordoalha proverá uma força = $99 \text{ mm}^2 \times 1212 \text{ MPa} = 120000 \text{ N}$ / cordoalha. Então, para provermos uma pré-compressão de 1 MPa, em uma laje de 190 mm, deveremos ter uma cordoalha a cada 63 cm.

f – Ao aplicarmos o MPE ao projeto de uma estrutura real, o método de força variável ao longo do cabo deve ser usado para levar em consideração as perdas por atrito e as perdas a longo prazo. Porém, como o objetivo desse projeto é comparar a solução obtida com o MPE e a solução obtida com o MEF, estas suposições para a força no cabo foram

feitas para “compensar” as limitações do software de elementos finitos utilizado, que considera a força constante ao longo do cabo;

g – Nenhuma redistribuição de momentos será utilizada nos exemplos. Normalmente momentos computados elasticamente são redistribuídos dentro de certos limites para responder por plastificações e economizar armadura. Esta opção que está disponível no software de pórtico equivalente também não será utilizada, já que o software de elementos finitos utilizado não dispõe desta opção. Em projetos reais, normalmente os momentos são reduzidos à face dos apoios;

h - Centróide dos cabos a uma distância mínima de 35 mm das faces superior e inferior da laje.

8.1.5 – Deslocamentos (flechas)

As flechas serão calculadas assumindo as propriedades da seção plena.

As flechas a longo prazo serão estimadas usando um coeficiente de fluência igual a 2.

8.1.6 – Geometria dos Cabos (Tendões)

a – Cabos distribuídos: os cabos distribuídos terão a geometria de uma parábola reversa com o seu ponto mais baixo no meio do vão. Os pontos de inflexão para as parábolas reversas estarão localizados a um décimo do comprimento do vão.

b – Cabos concentrados: os cabos concentrados terão a geometria de uma parábola parcial, consistindo de uma parábola simples no interior dos vãos e trechos retos, sobre os apoios.

Os cabos serão ancorados ou tencionadas no centróide da laje.

8.1.7 – Materiais

8.1.7.1 – Concreto

a – Resistência à compressão aos 28 dias de $f_{ck} = 30$ MPa, para lajes e colunas,

b – Peso específico = 25 kN / m³;

c – Módulo de elasticidade = $4700 \sqrt{30} = 25742,96$ MPa;

d – Coeficiente fluência = 2.

8.1.7.2 – Protensão

a – Sistema → não aderente;

b – Diâmetro da cordoalha → 12.7 mm;

c – Área da cordoalha → 99 mm²;

d – Módulo de elasticidade → 202000 MPa

e – f_{pu} → 1860 MPa (Resistência última da cordoalha);

g – f_{se} → 1200 MPa (Tensão efetiva na cordoalha após todas as perdas);

h – Cobrimento mínimo para lajes:

h.1 – 20 mm para vãos internos;

h.2 – 40 mm para vãos externos.

8.1.7.3 – Armadura Passiva

a – $f_y = 500$ MPa;

b – Cobrimento mínimo = 25 mm;

c – Módulo de elasticidade = 210000 MPa

8.1.8 – Carregamentos Considerados

8.1.8.1 – DL (dead load) – Carga permanente

a - Peso próprio da laje = 4,75 kN/m² para o exemplo 01
3,75 kN/m² para o exemplo 02;

b – Divisórias em dry-wall e revestimento + contra-piso = 2,00 kN/m²
para ambos os exemplos;

c – Alvenaria nas bordas = 5,00 kN/m para o exemplo 01
0,00 kN/m para o exemplo 02;

8.1.8.2 – LL (live load) – Carga acidental

a – Carga acidental = 2,00 kN/m² para ambos os exemplos.

8.1.9 – Casos de Carregamentos e Critérios de Projeto

a – Redução e combinações de cargas acidentais:

Para lajes planas, o carregamento acidental pode ser reduzido de acordo com o UBC para áreas onde a intensidade do carregamento é menor que 5 kN/m². Neste exemplo, o carregamento acidental não será reduzido.

b – Resistência última

Os requisitos da resistência última da laje são estabelecidos usando a seguinte combinação de carregamentos fatorados:

$$U = 1,40 DL + 1,70 LL + 1,00 HYP$$

onde,

DL (dead local) = carga permanente;

LL (live local) = carga acidental;

E os HYP consistem das reações, cortantes e momentos hiperestáticos devidos a protensão.

c – Condição de serviço:

$$DL + LL + PT$$

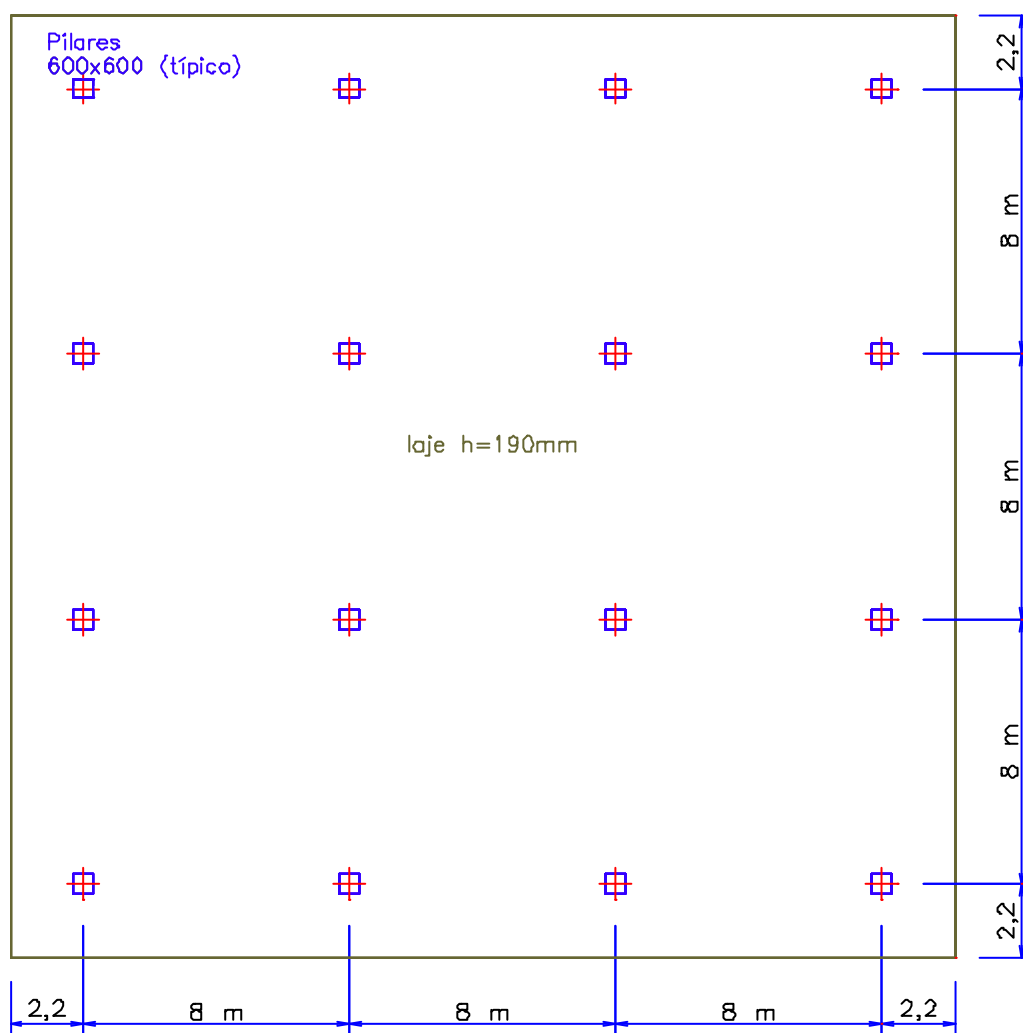
Onde,

PT = esforços primários devidos à protensão

8.2 – Exemplo 01

8.2.1 – Definição

O exemplo 01 consiste de uma laje plana, com espessura constante, apoiada em colunas com geometria mostrada na FIG. 8.1.



Espessura da laje = 190 mm

Colunas de $600 \times 600\text{ mm}$, estendendo abaixo e acima da laje.

FIGURA 8.1 – Geometria do Exemplo 01

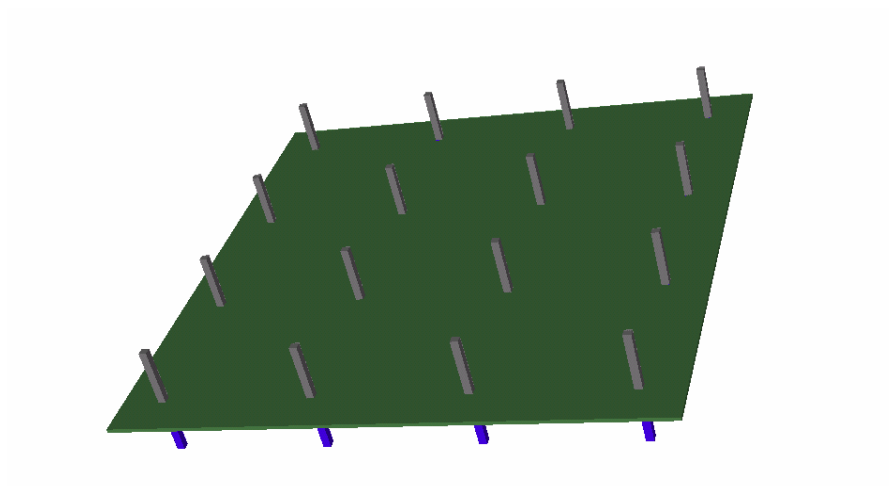


FIGURA 8.2 – Vista Tridimensional da Estrutural do Exemplo 1

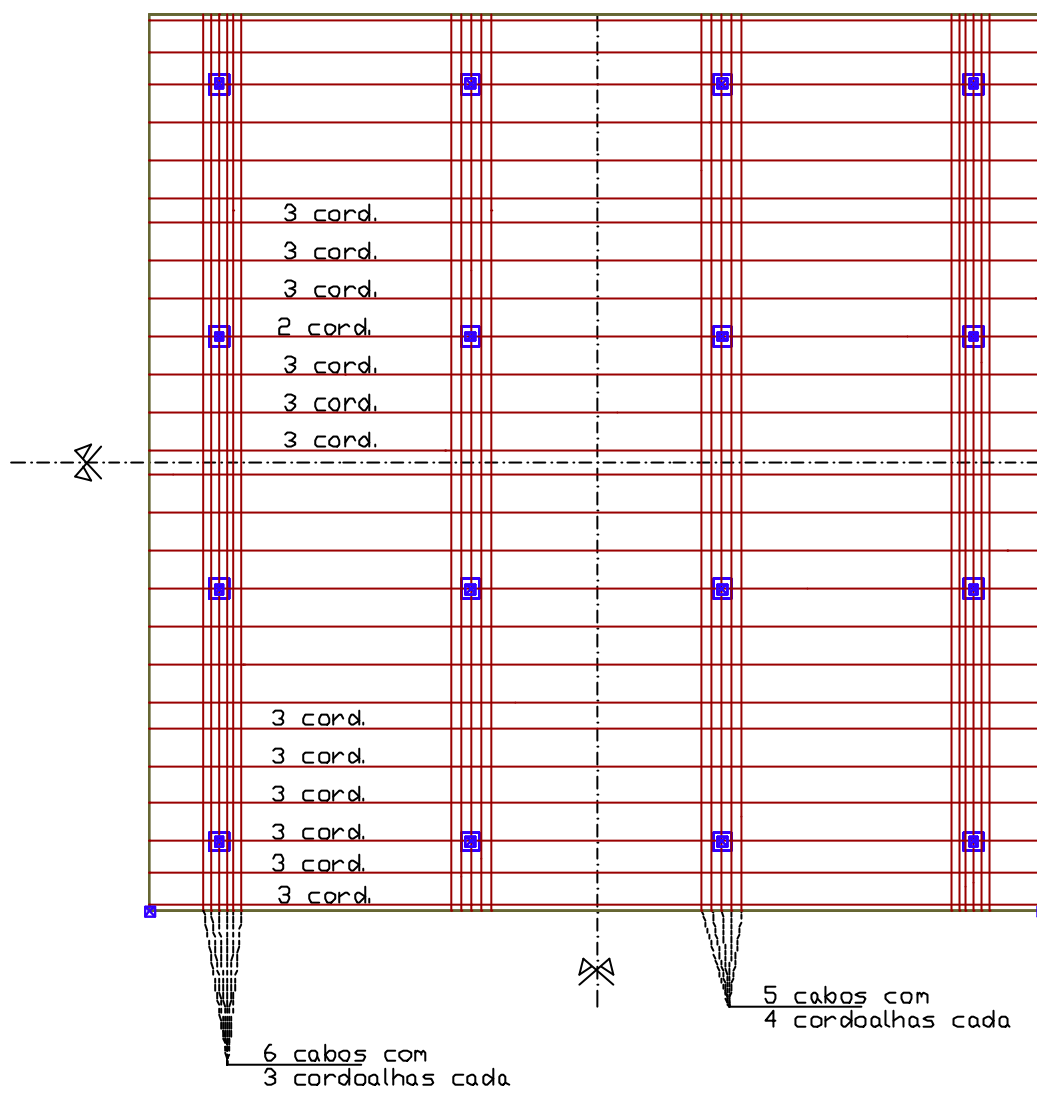


FIGURA 8.3 – Vista em Planta da Disposição dos Cabos

8.2.2 – Resumo dos Resultados Usando o Método dos Pórticos Equivalentes

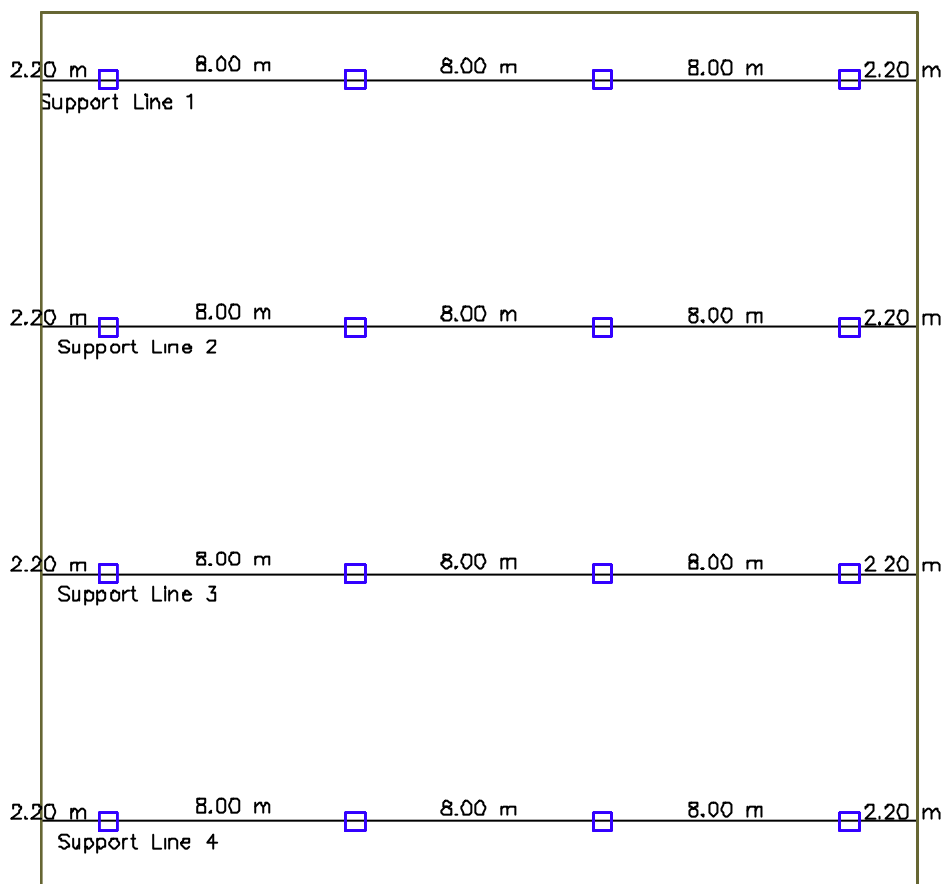


FIGURA 8.4 – Linhas de Apoio na Direção X

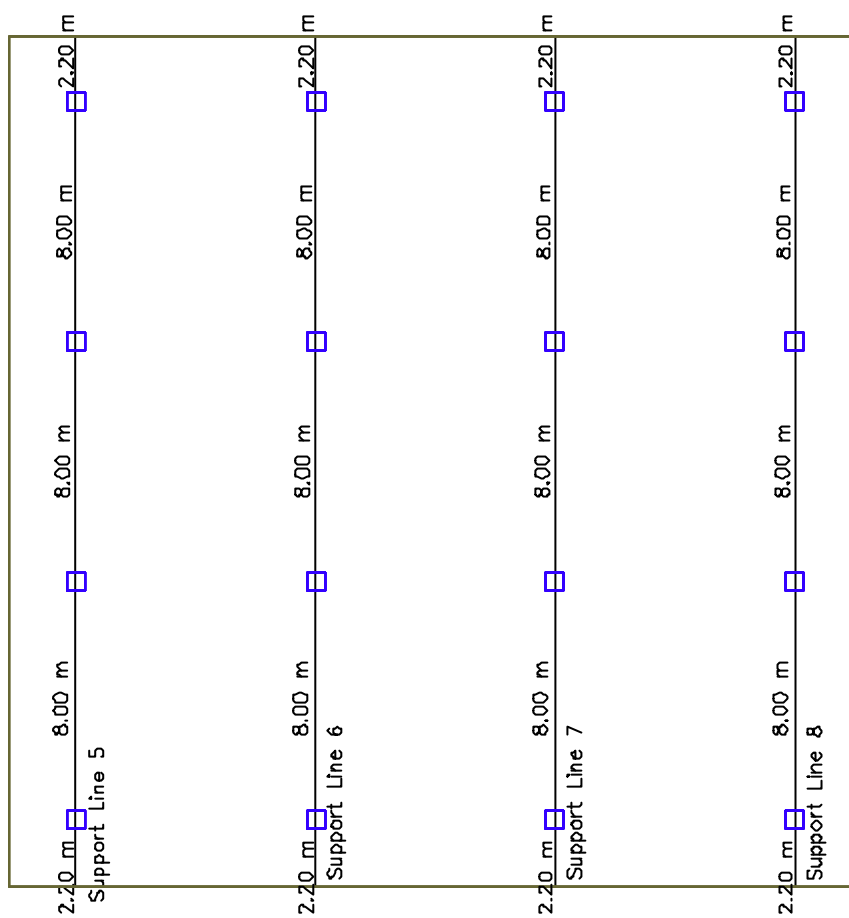


FIGURA 8.5 – Linhas de Apoio na Direção Y

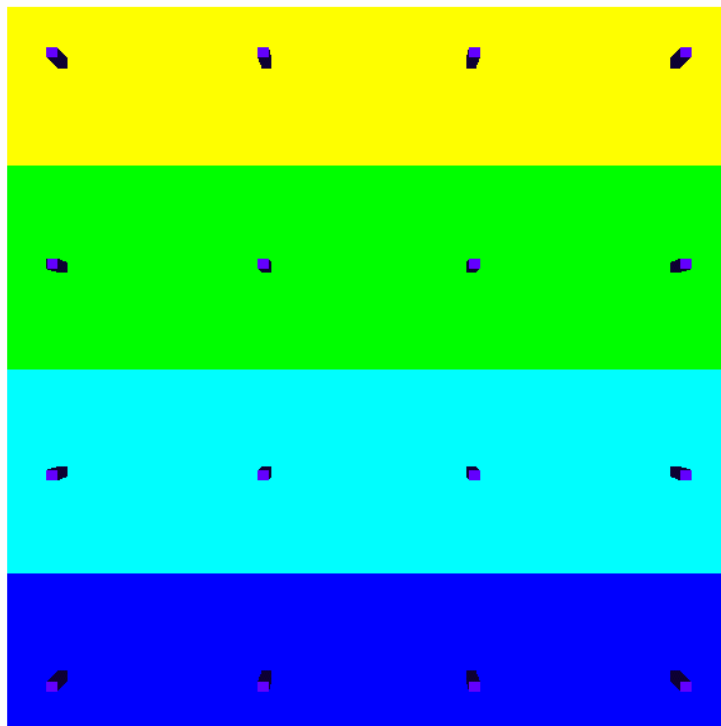


FIGURA 8.6 – Pórticos na Direção X

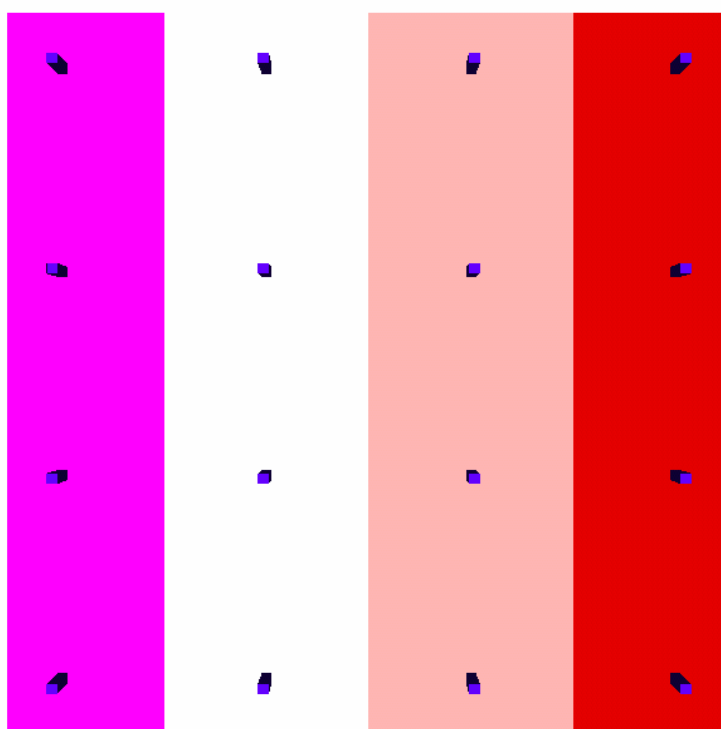


FIGURA 8.7 – Pórticos na Direção Y

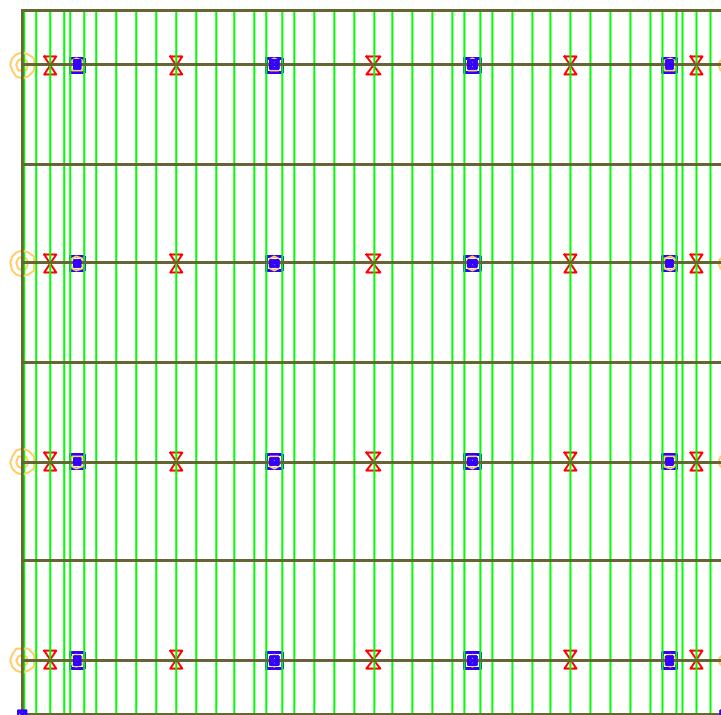


FIGURA 8.8 – Seções para Verificação das Tensões na Direção X

Linhas tracejadas, se existirem indicam locais onde as tensões excederam os valores permissíveis.

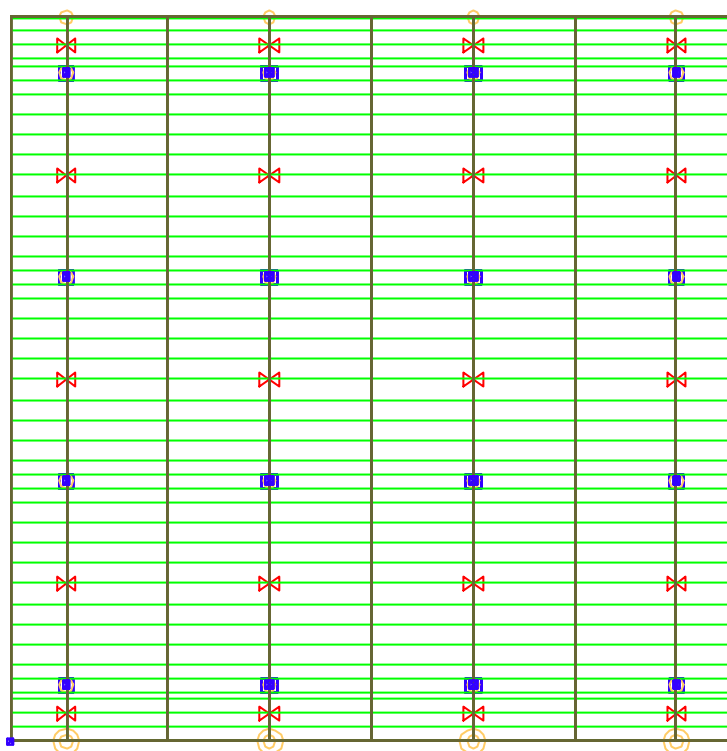


FIGURA 8.9 – Seções para Verificação das Tensões na Direção Y

Linhas tracejadas, se existirem indicam locais onde as tensões excederam os valores permissíveis.

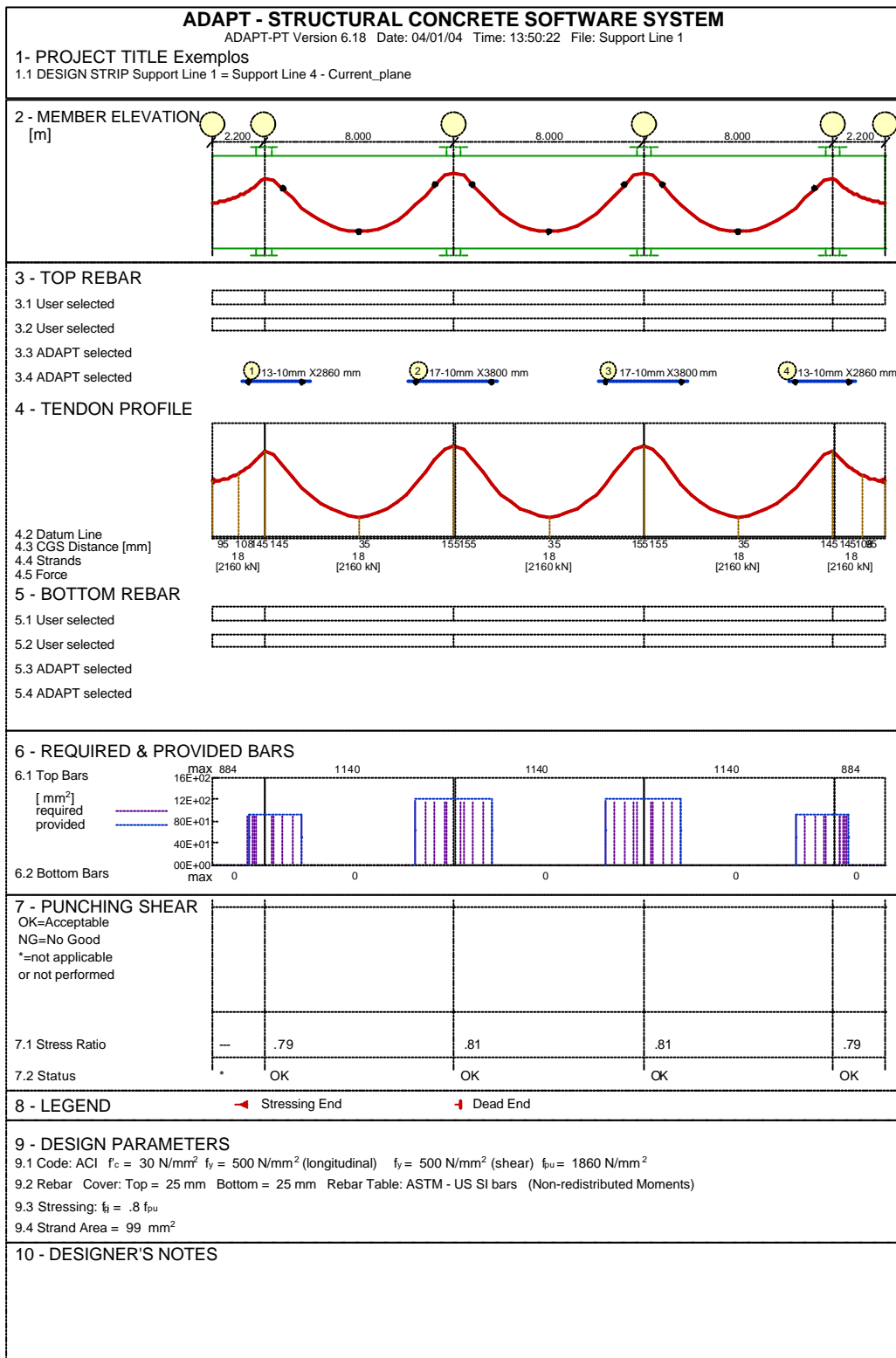


FIGURA 8.10 – Resumo dos Pórticos “Support Line 1 Support Line 4”

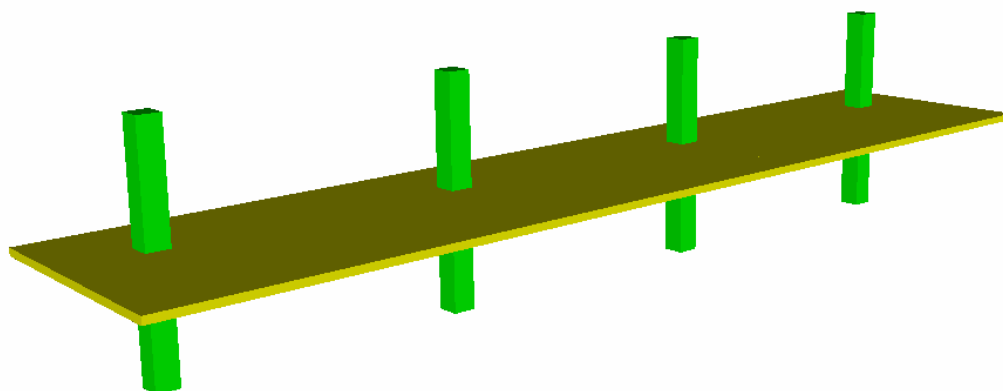


FIGURA 8.11 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 1 e 4”

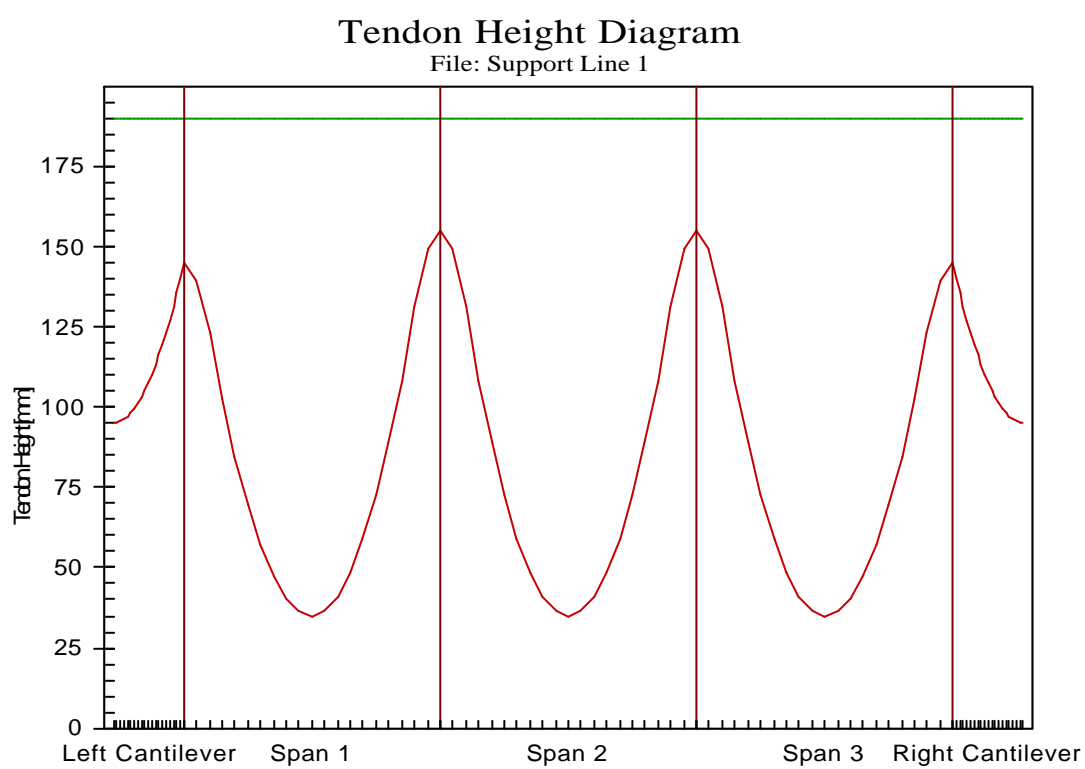


FIGURA 8.12 – Perfil dos Cabos para “Support Lines 1 e 4”

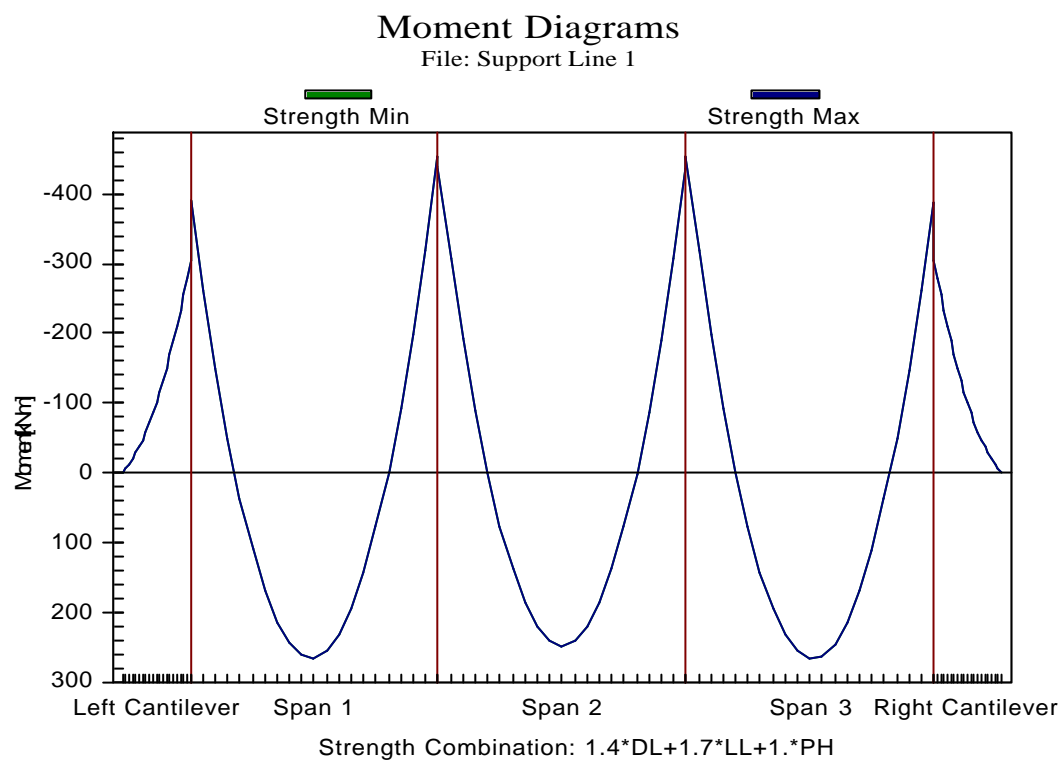


FIGURA 8.13 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 1 e 4”

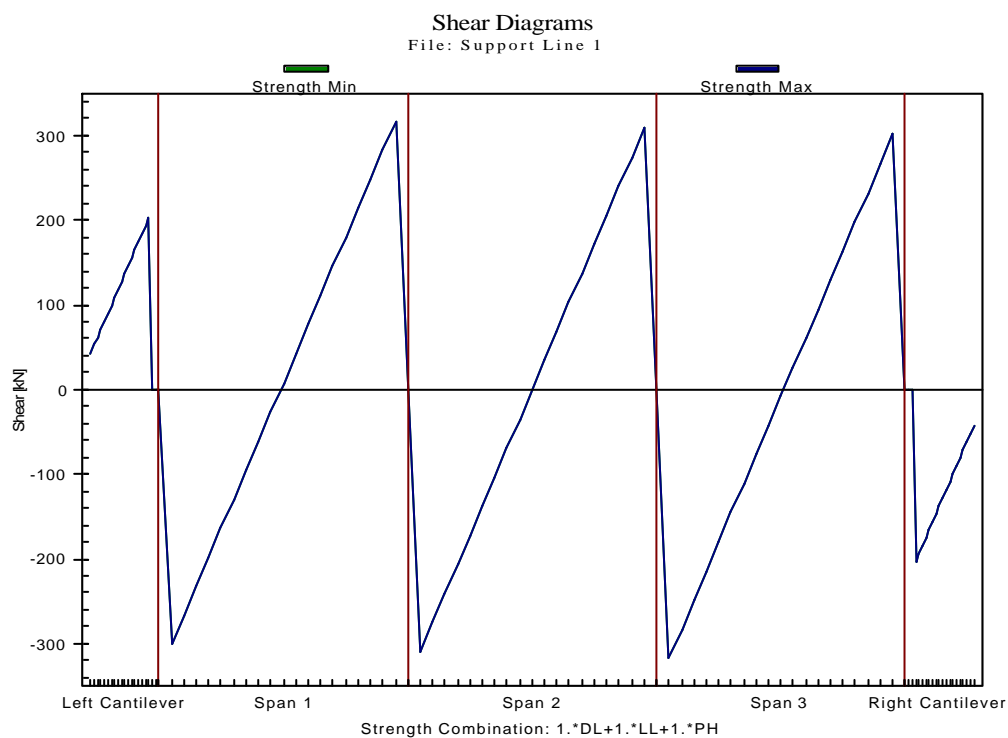


FIGURA 8.14 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 1 e 4”

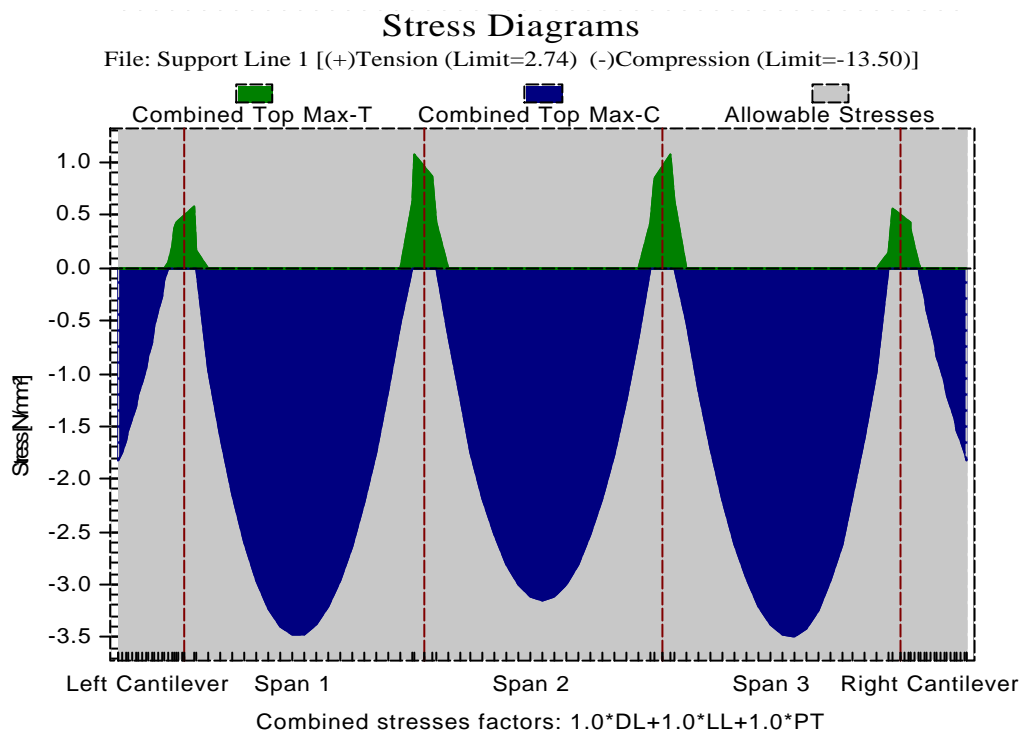


FIGURA 8.15 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”

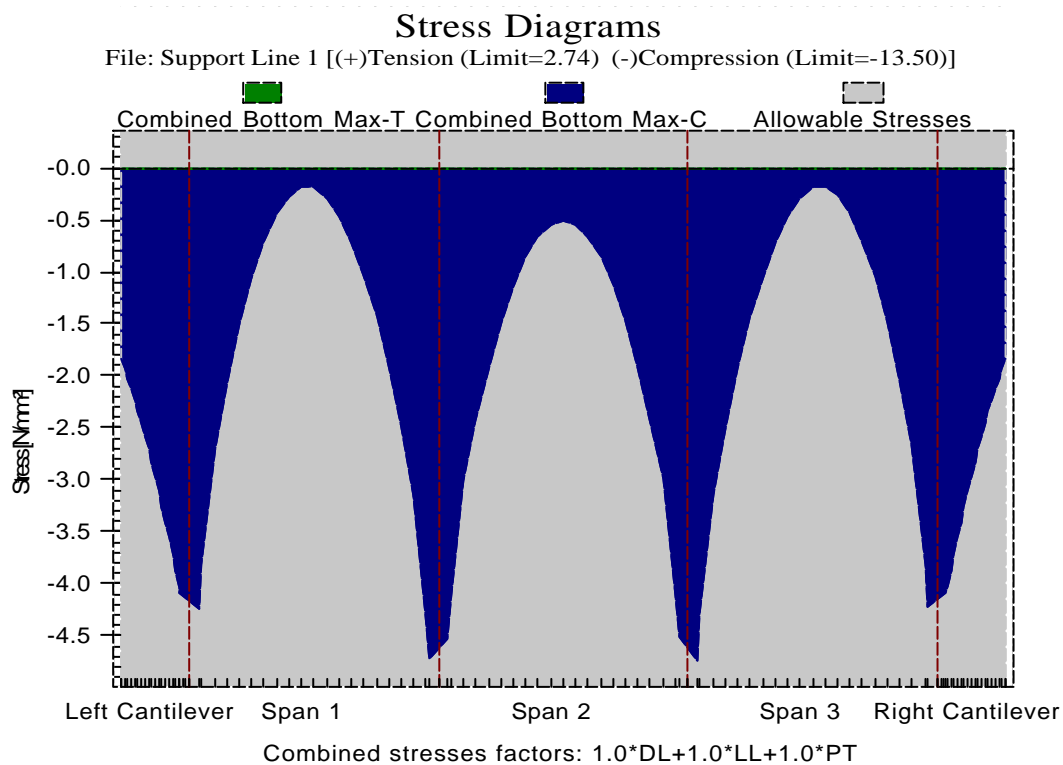


FIGURA 8.16 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”

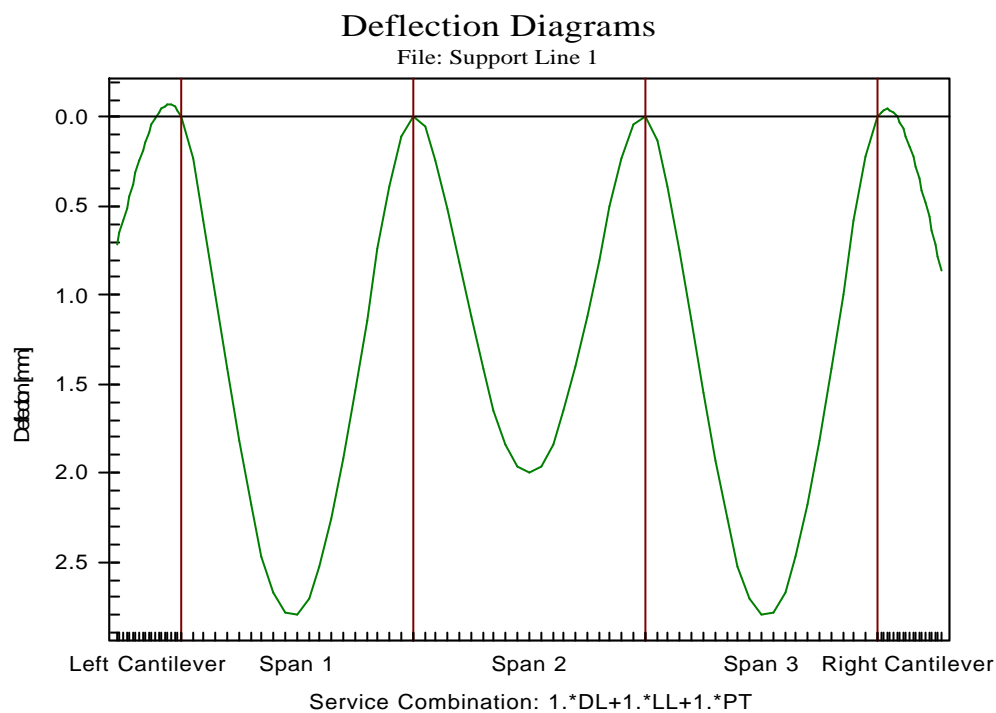


FIGURA 8.17 - Flechas em Condições de Serviço

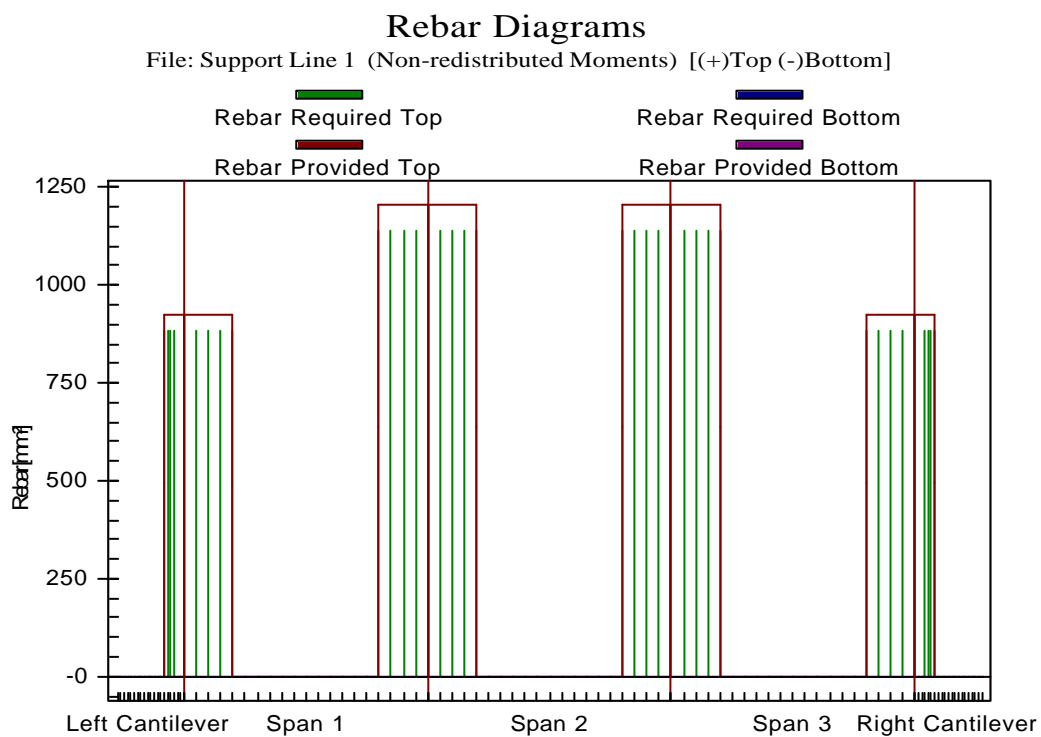


FIGURA 8.18 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 1 e 4”

Post-Tensioning Diagrams

File: Support Line 1

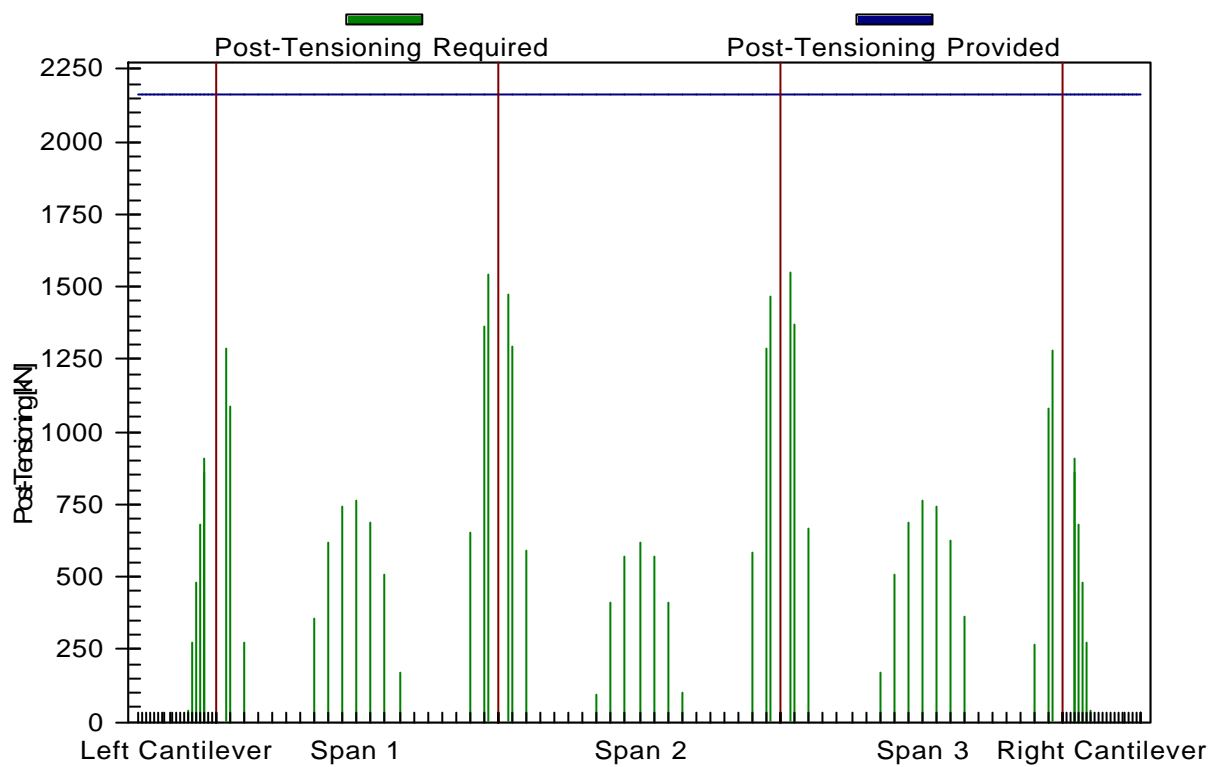


FIGURA 8.19 – Protensão Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
“Support Lines 1 e 4”

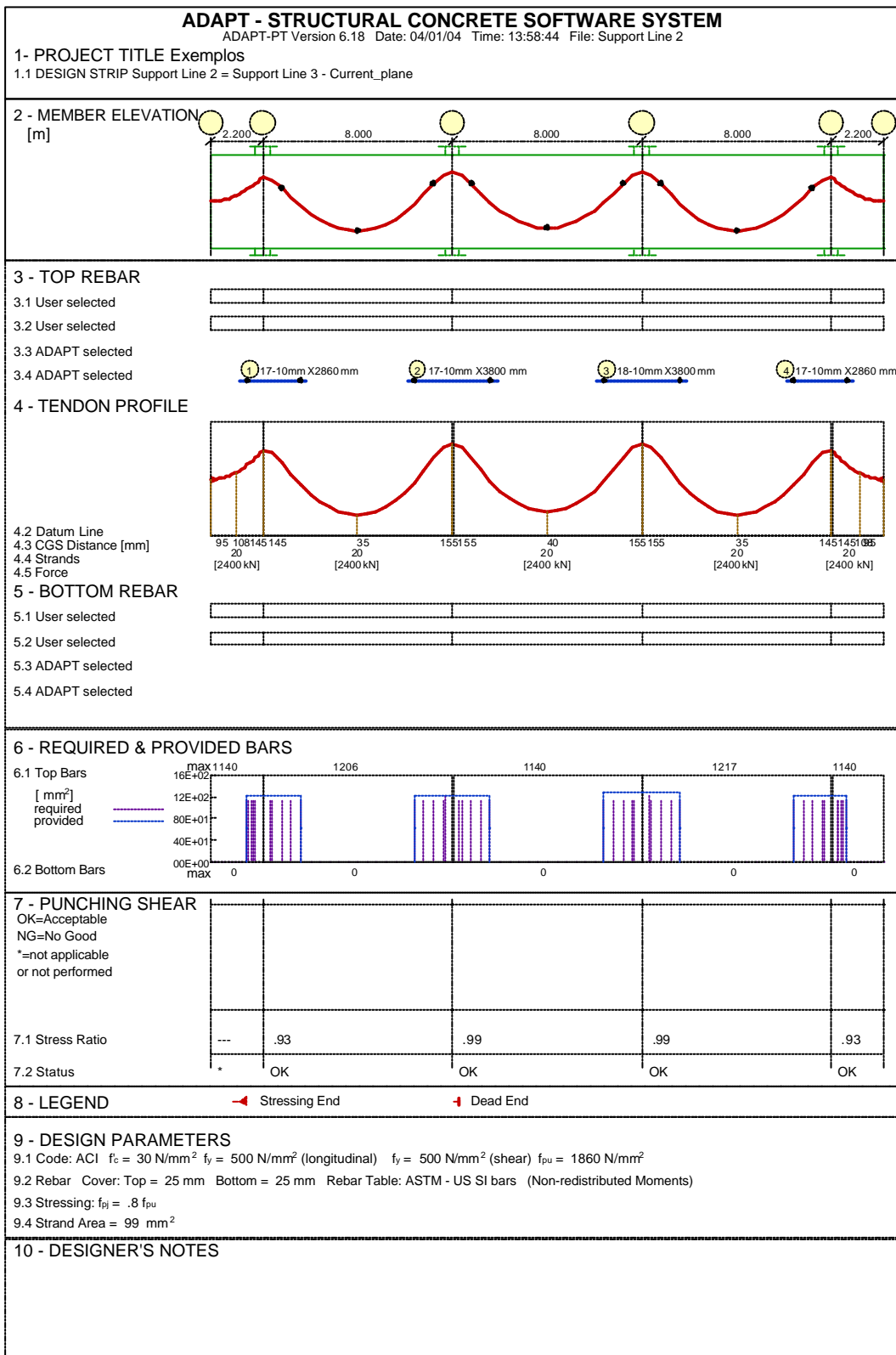


FIGURA 8.20 – Resumo dos Pórticos “Support Line 2 e Support Line 3”

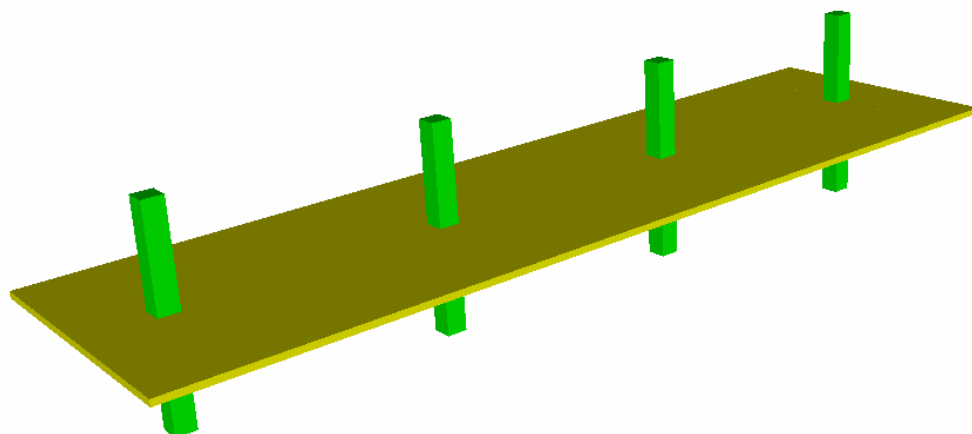


FIGURA 8.21 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 2 e 3”

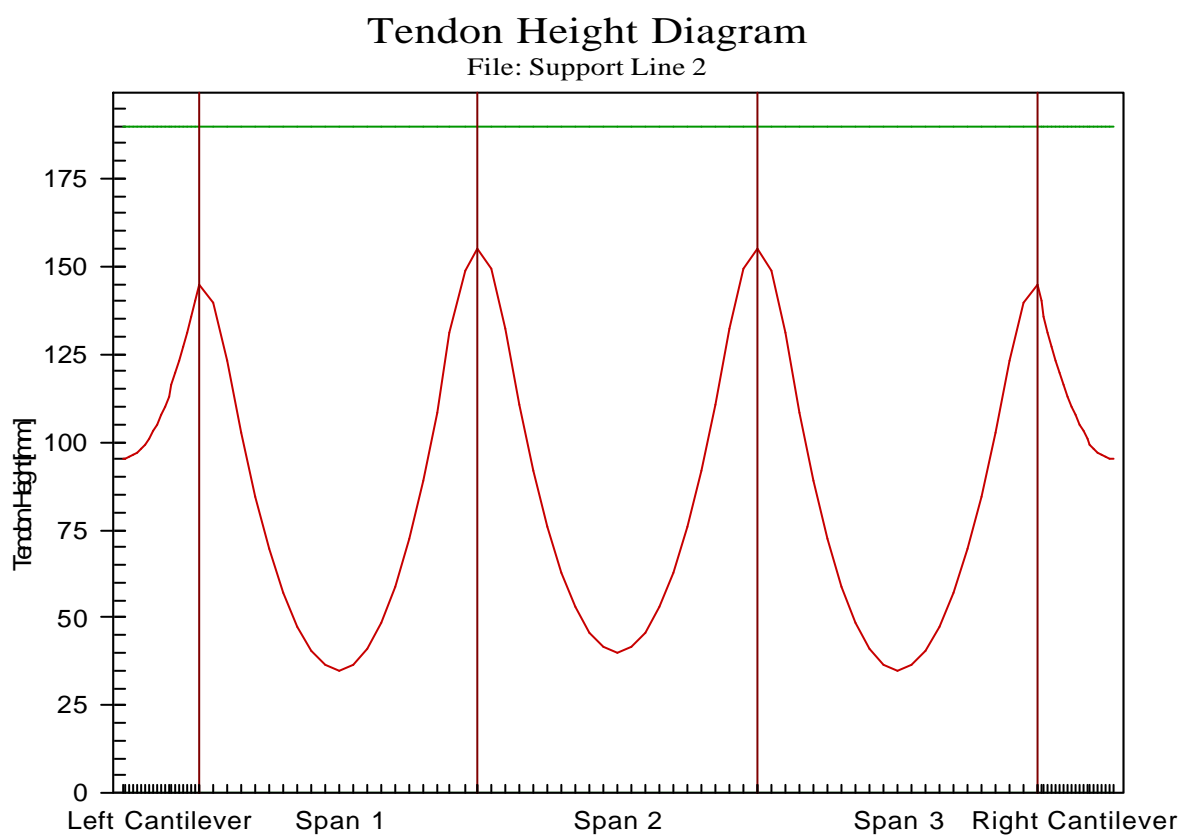


FIGURA 8.22 – Perfil dos Cabos para “Support Lines 2 e 3”

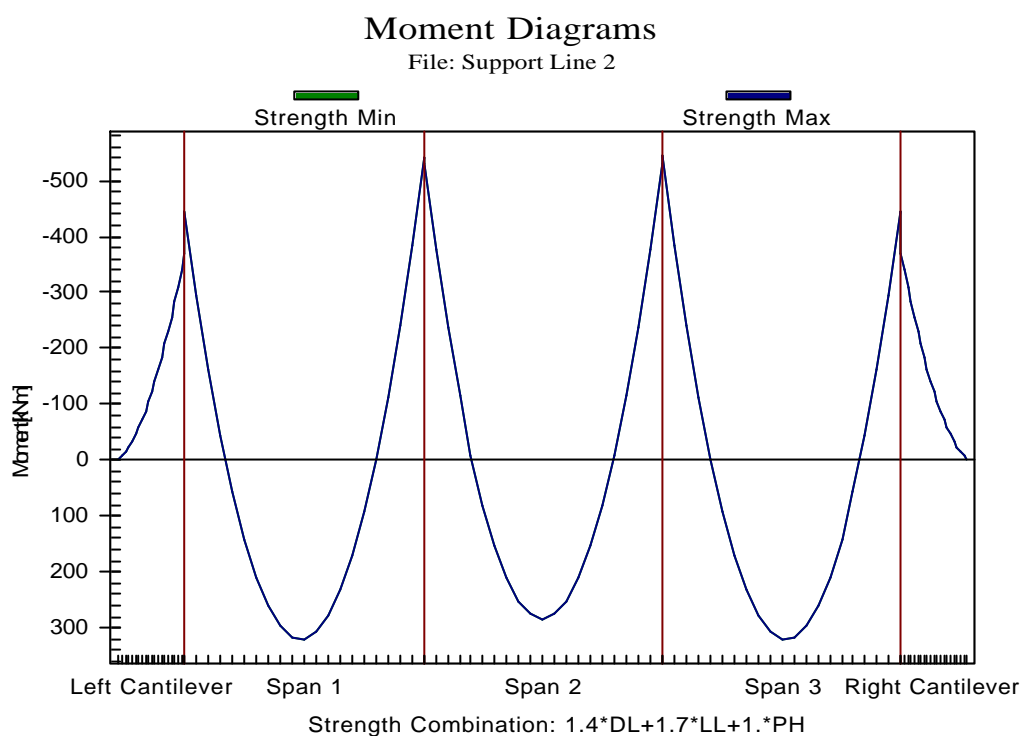


FIGURA 8.23 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 2 e 3”

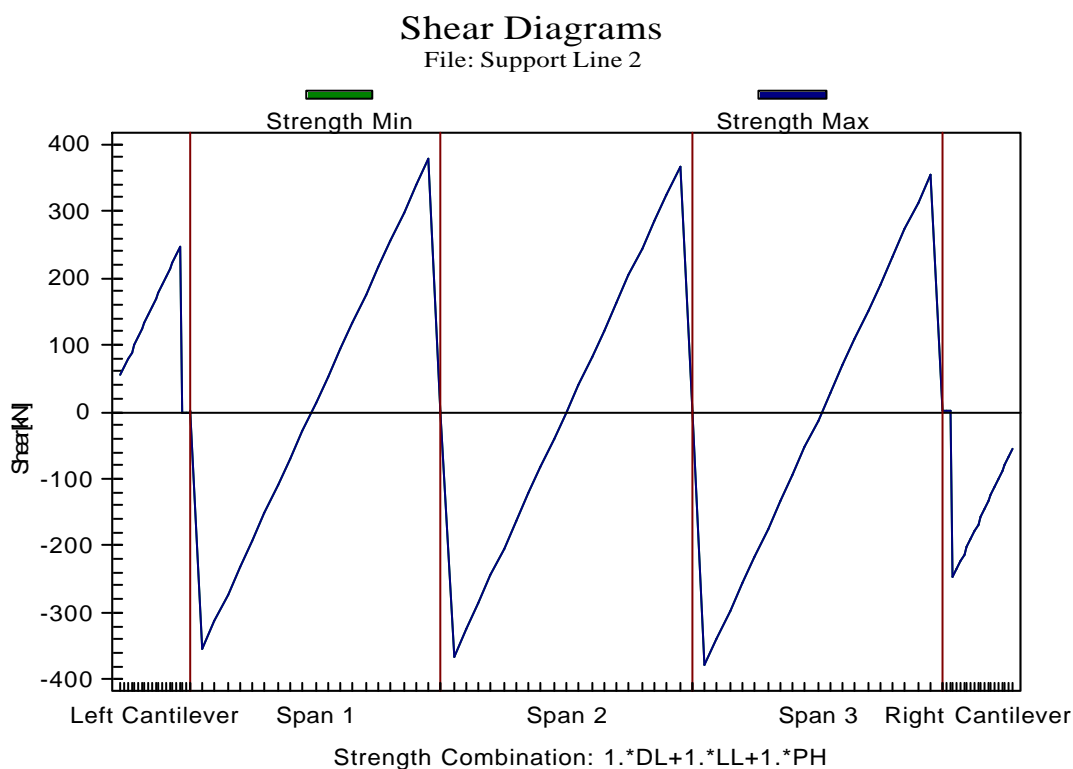


FIGURA 8.24 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support
Lines 2 e 3”

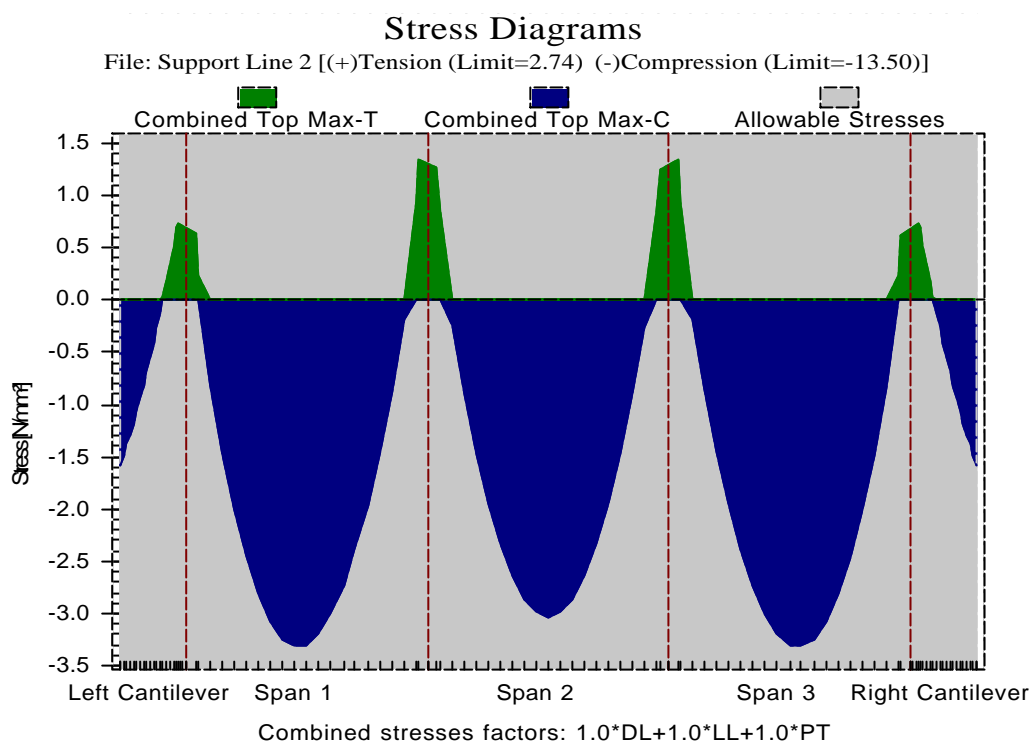


FIGURA 8.25 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”

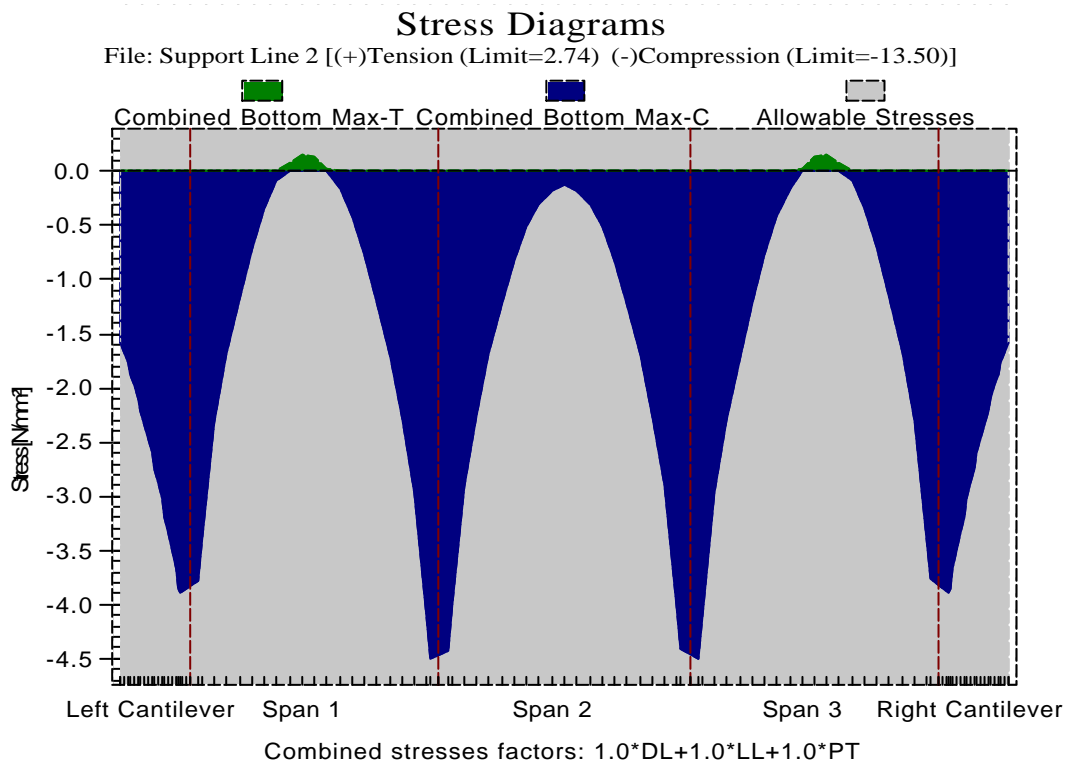


FIGURA 8.26 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”

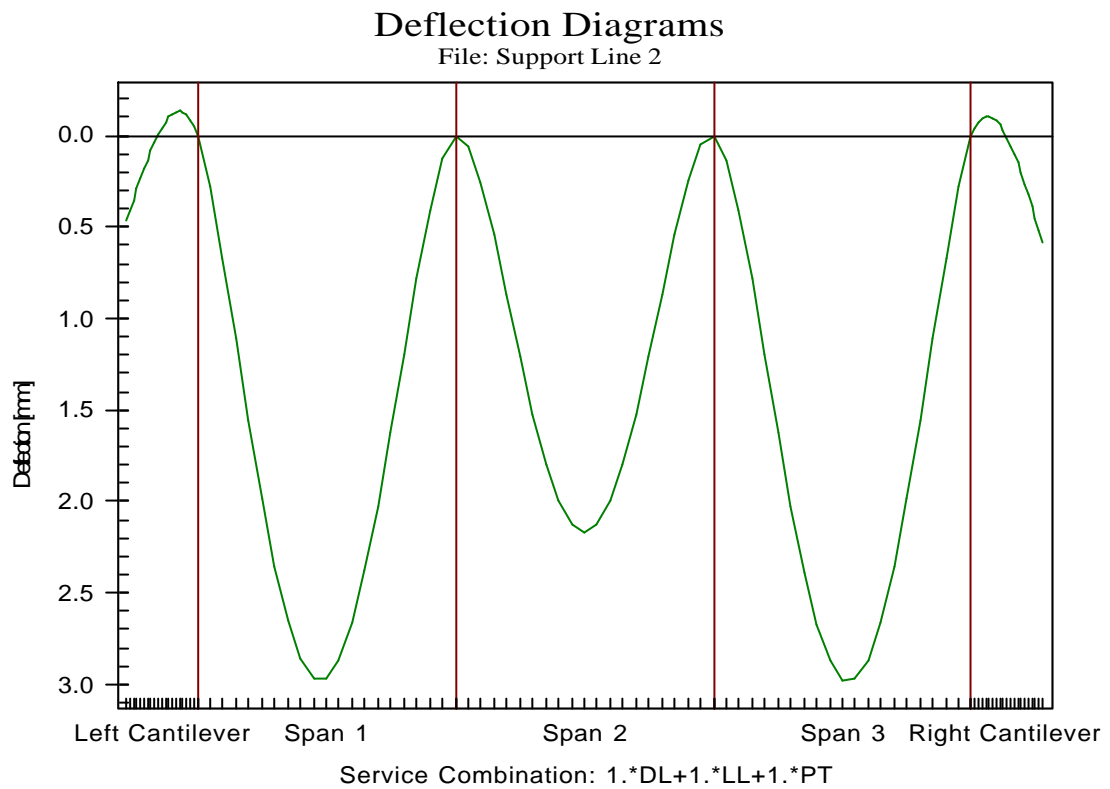


FIGURA 8.27 – Flechas em Condições de Serviço

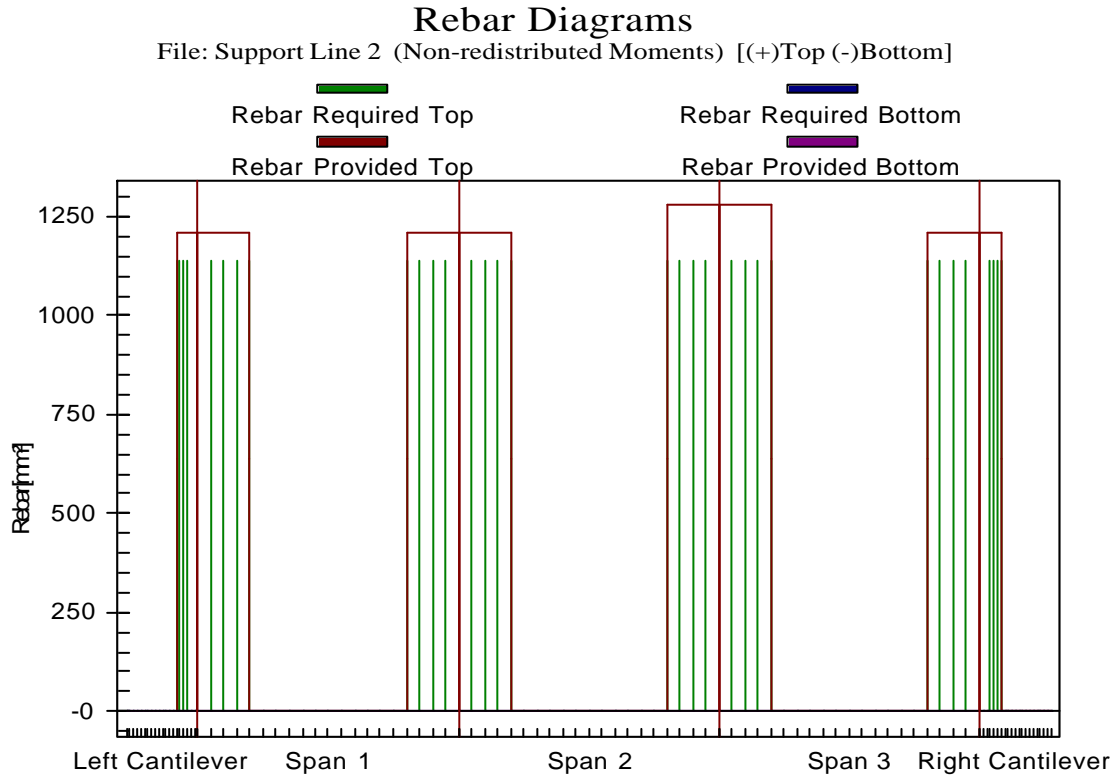


FIGURA 8.28 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 2 e 3”

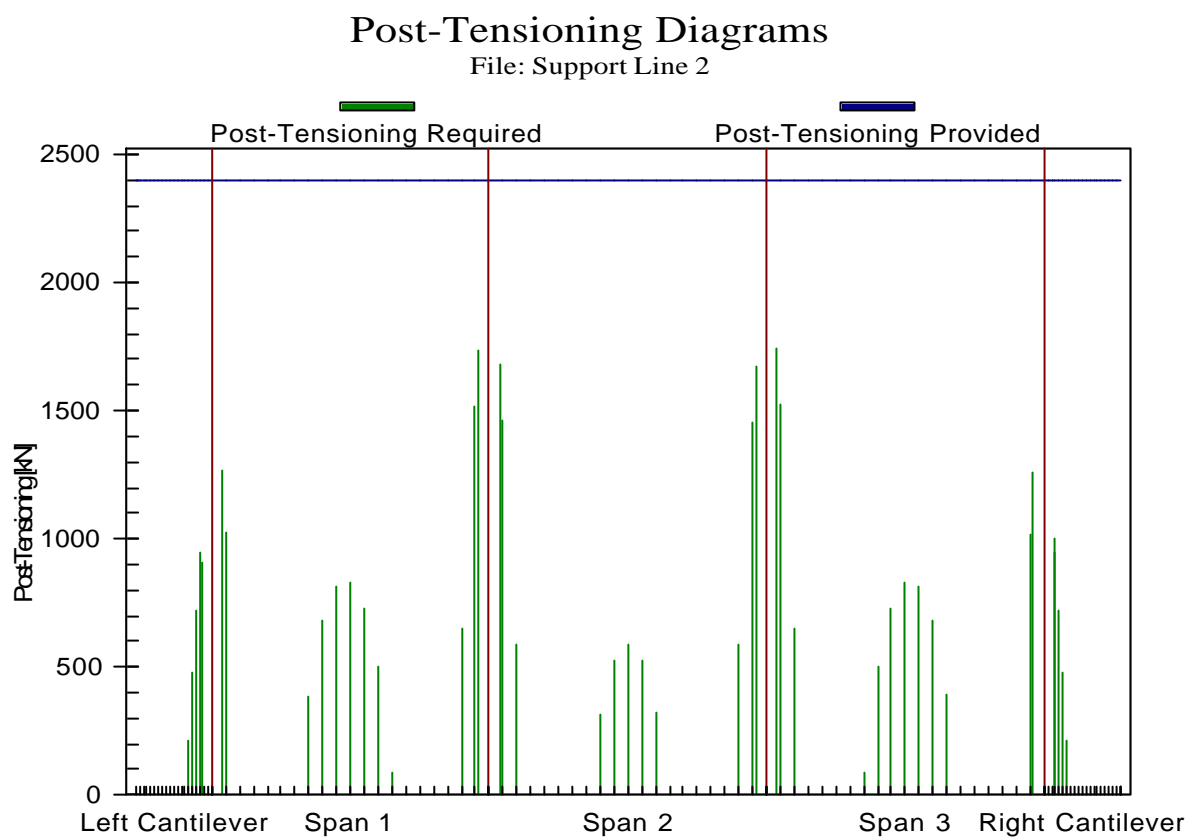


FIGURA 8.29 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

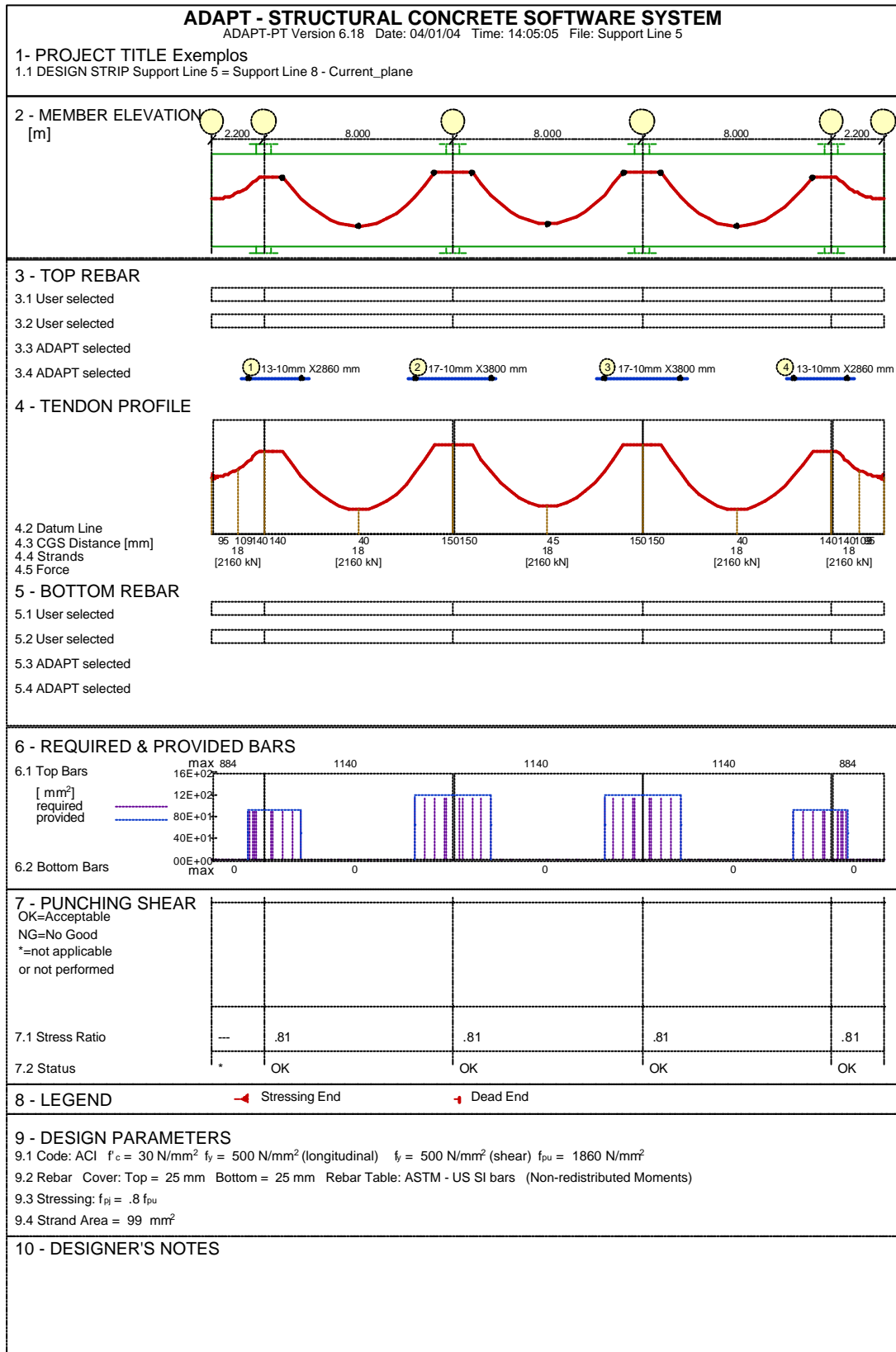


FIGURA 8.30 – Resumo dos Pórticos “Support Line 5 e Support Line 8”

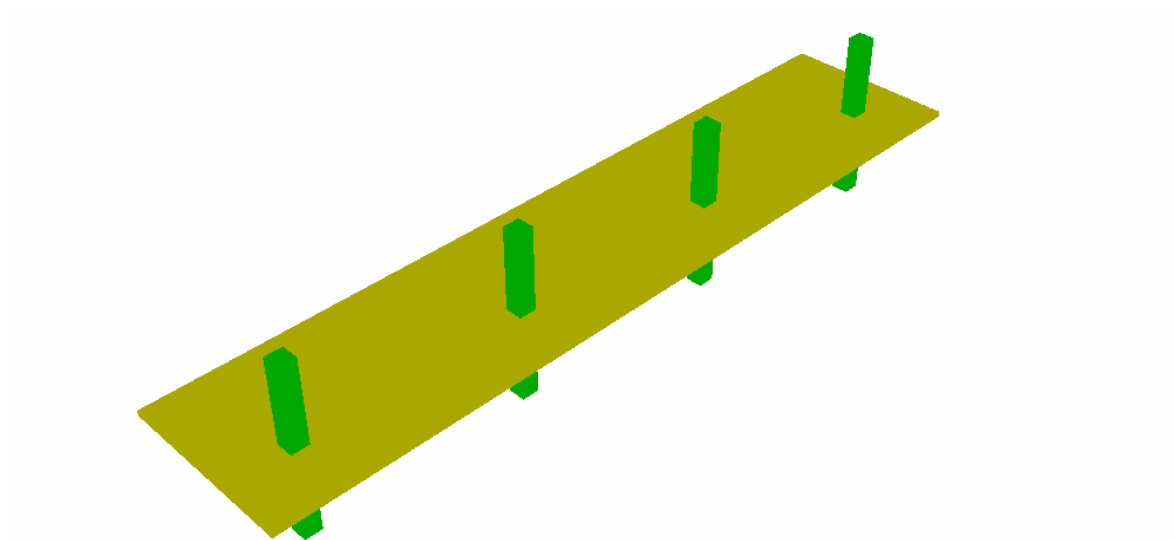


FIGURA 8.31 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 5 e 8”

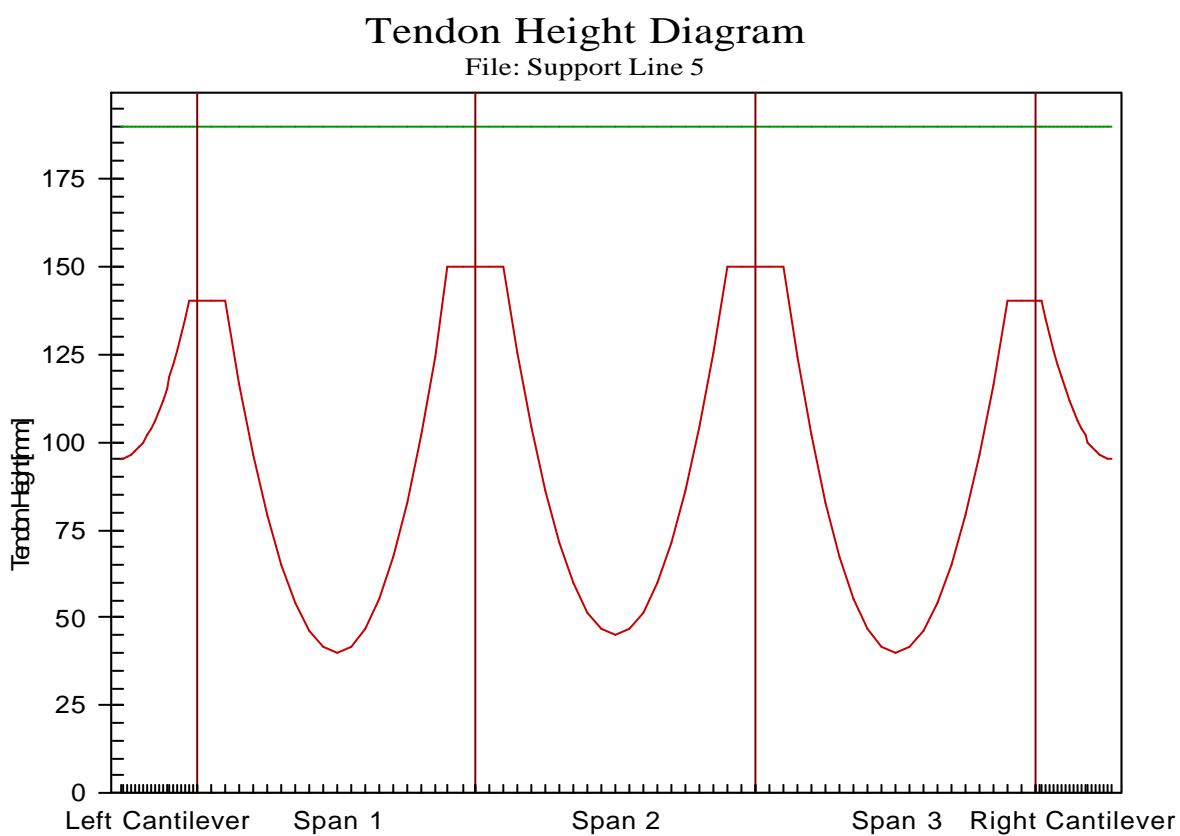


FIGURA 8.32 – Perfil dos Cabos para “Support Lines 5 e 8”

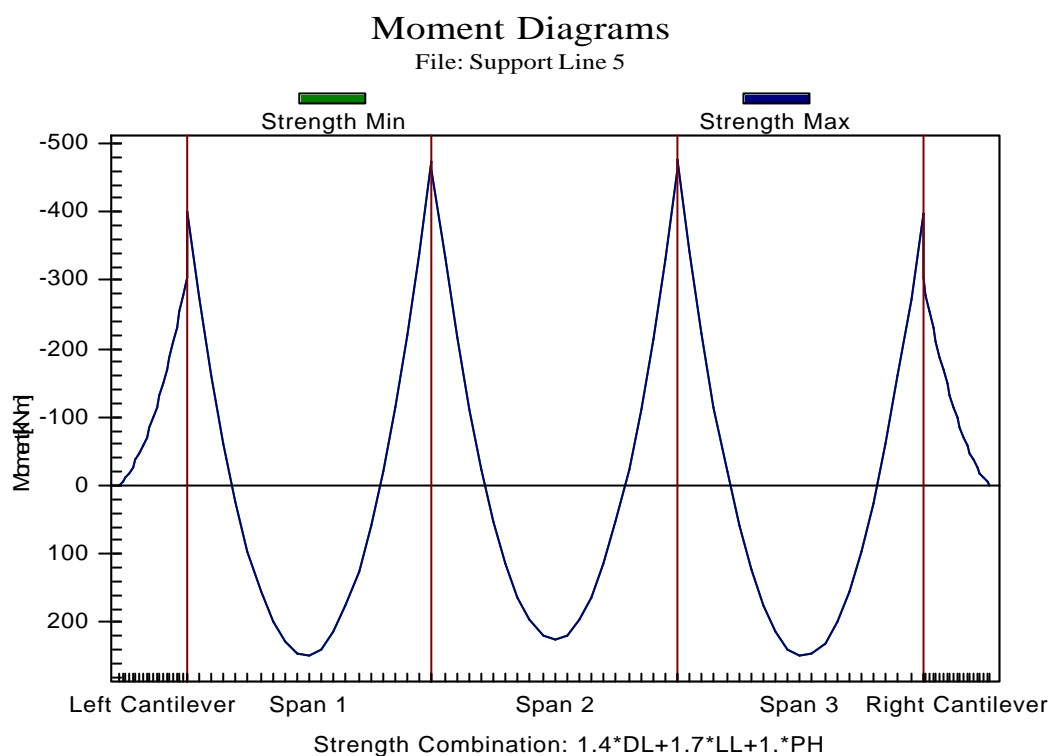


FIGURA 8.33 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 5 e 8”

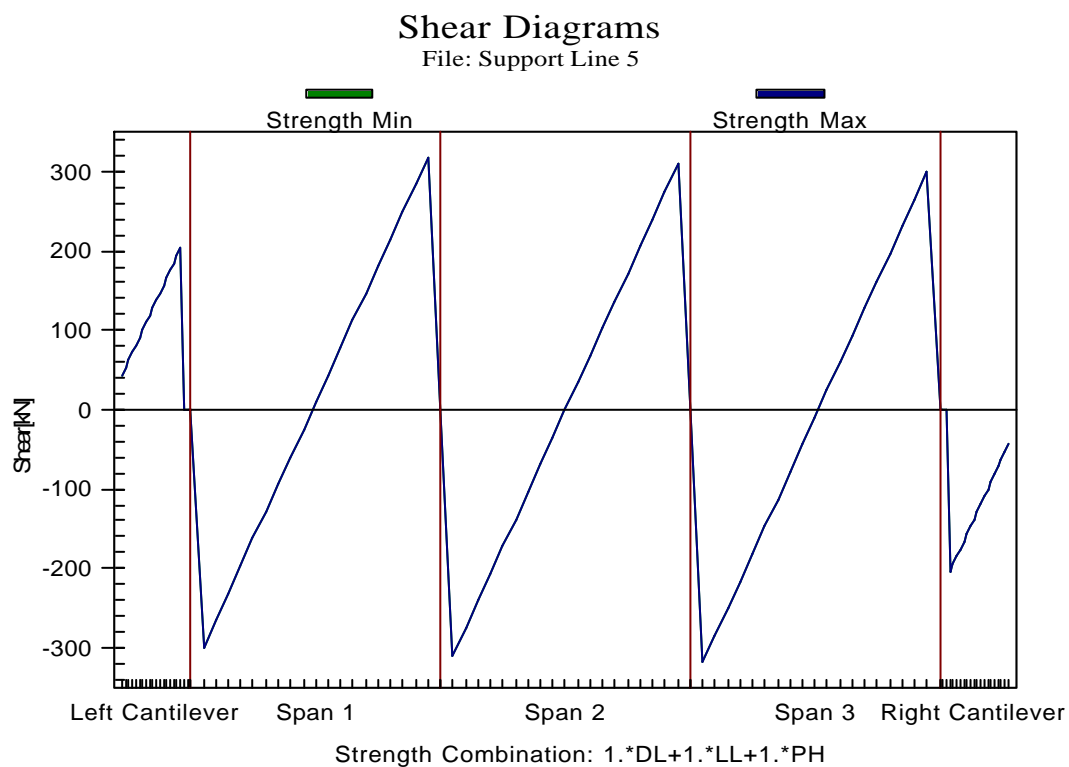


FIGURA 8.34 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 5 e 8”

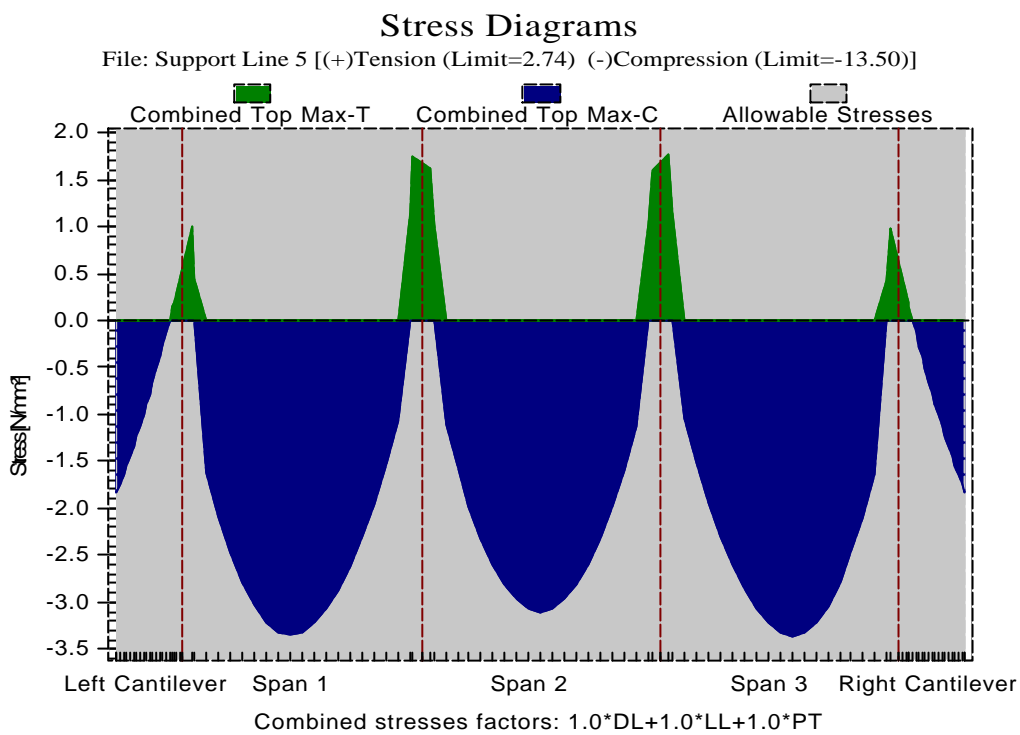


FIGURA 8.35 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”

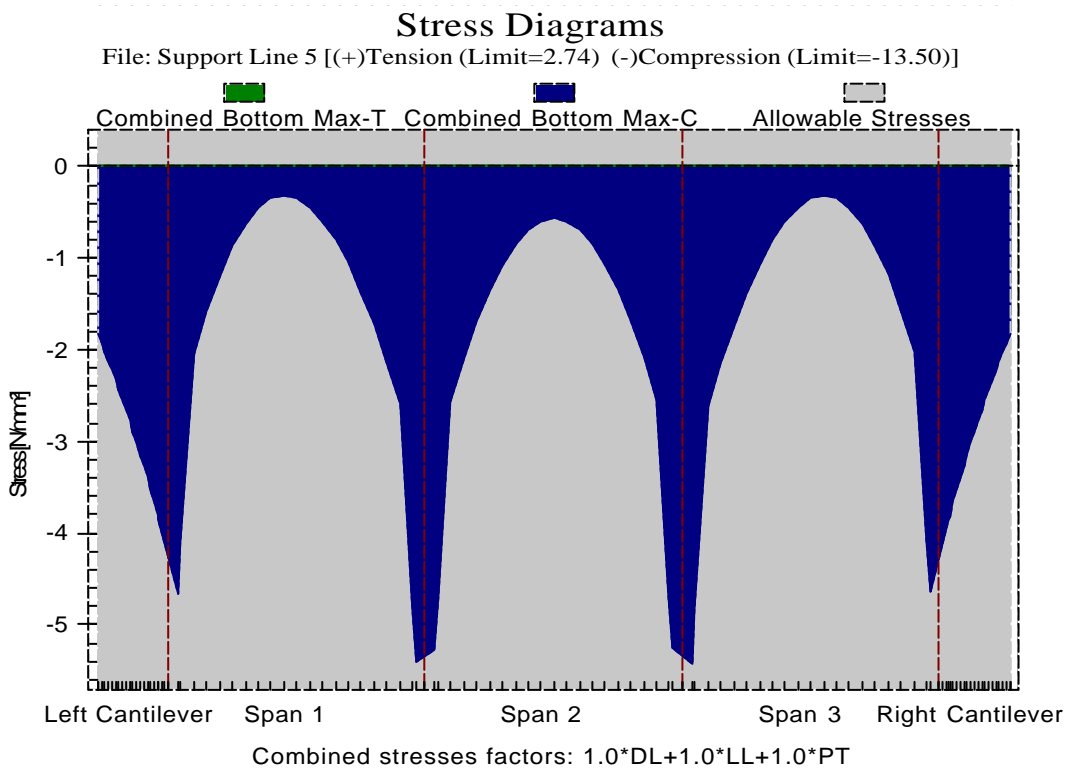


FIGURA 8.36 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”

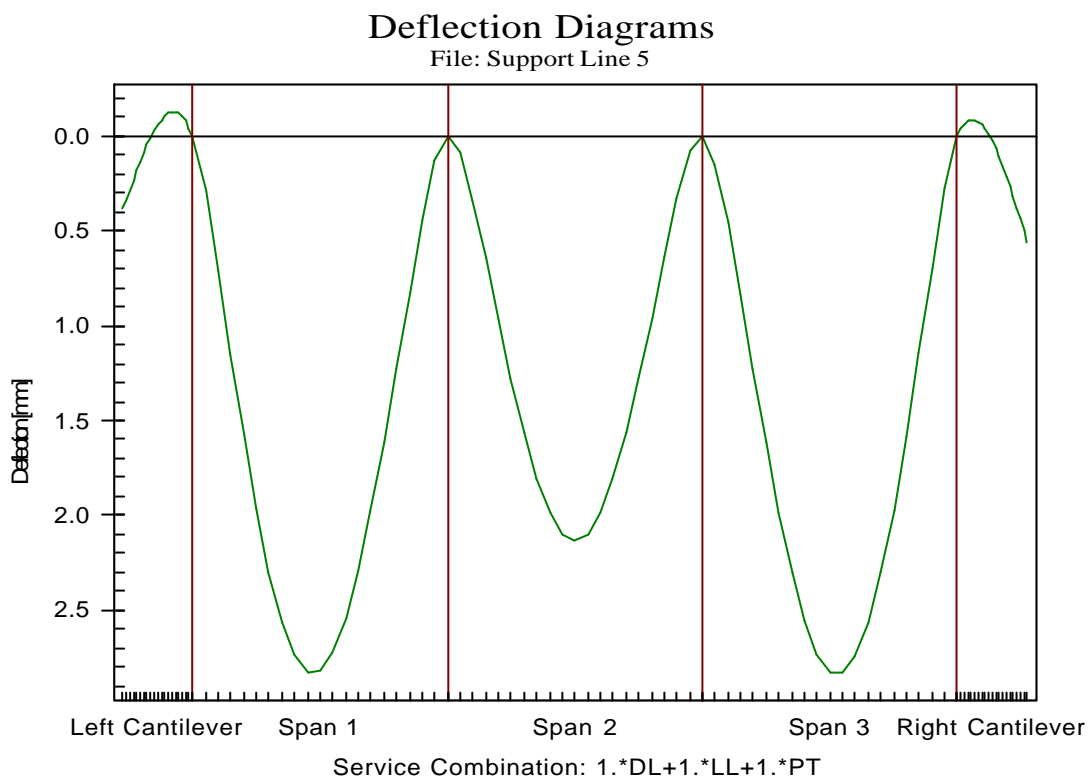


FIGURA 8.37 – Flechas em Condições de Serviço

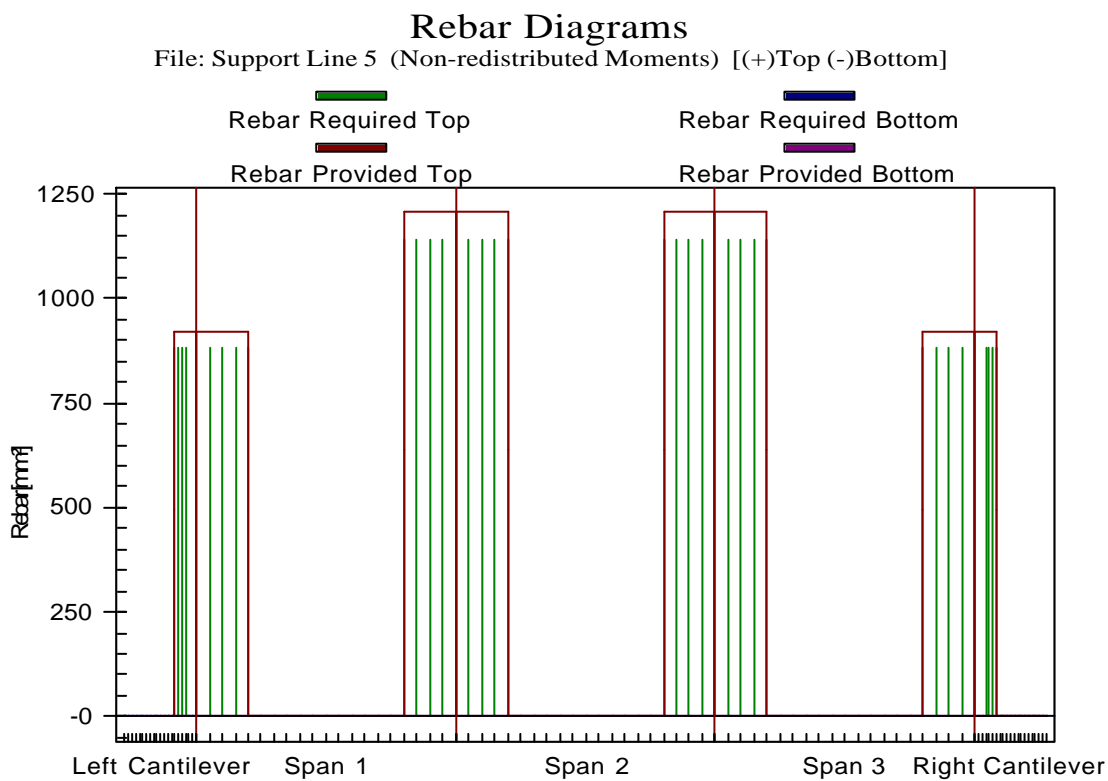


FIGURA 8.38 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
“Support Lines 5 e 8”

Post-Tensioning Diagrams

File: Support Line 5

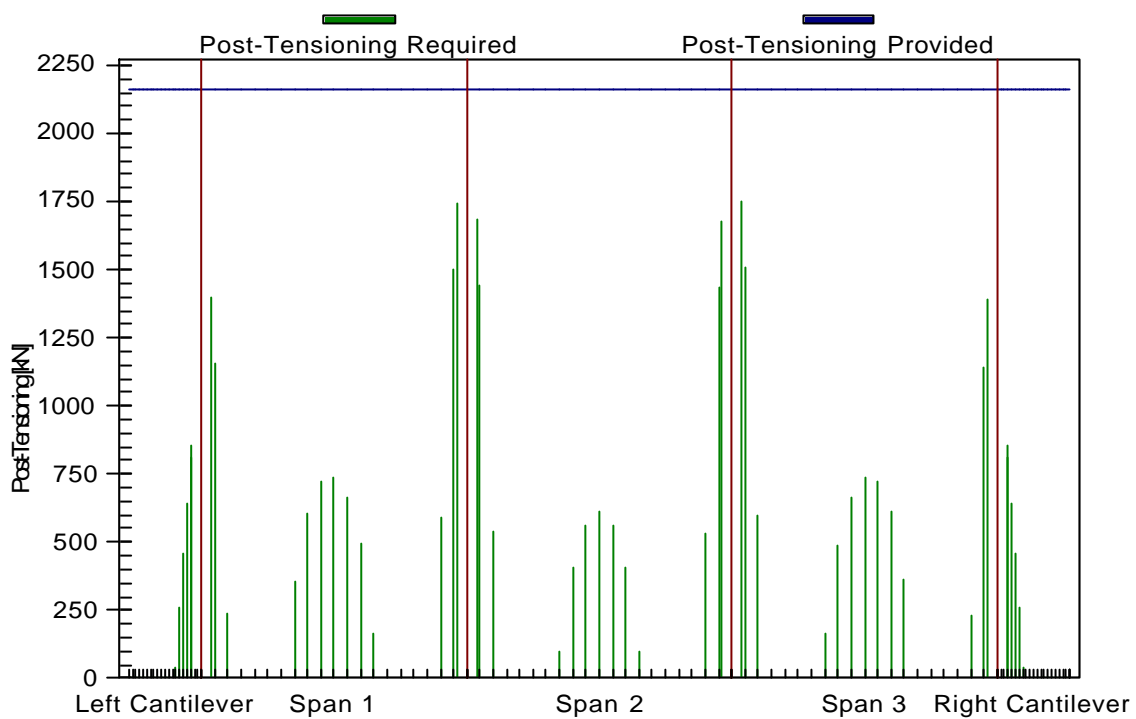


FIGURA 8.39 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

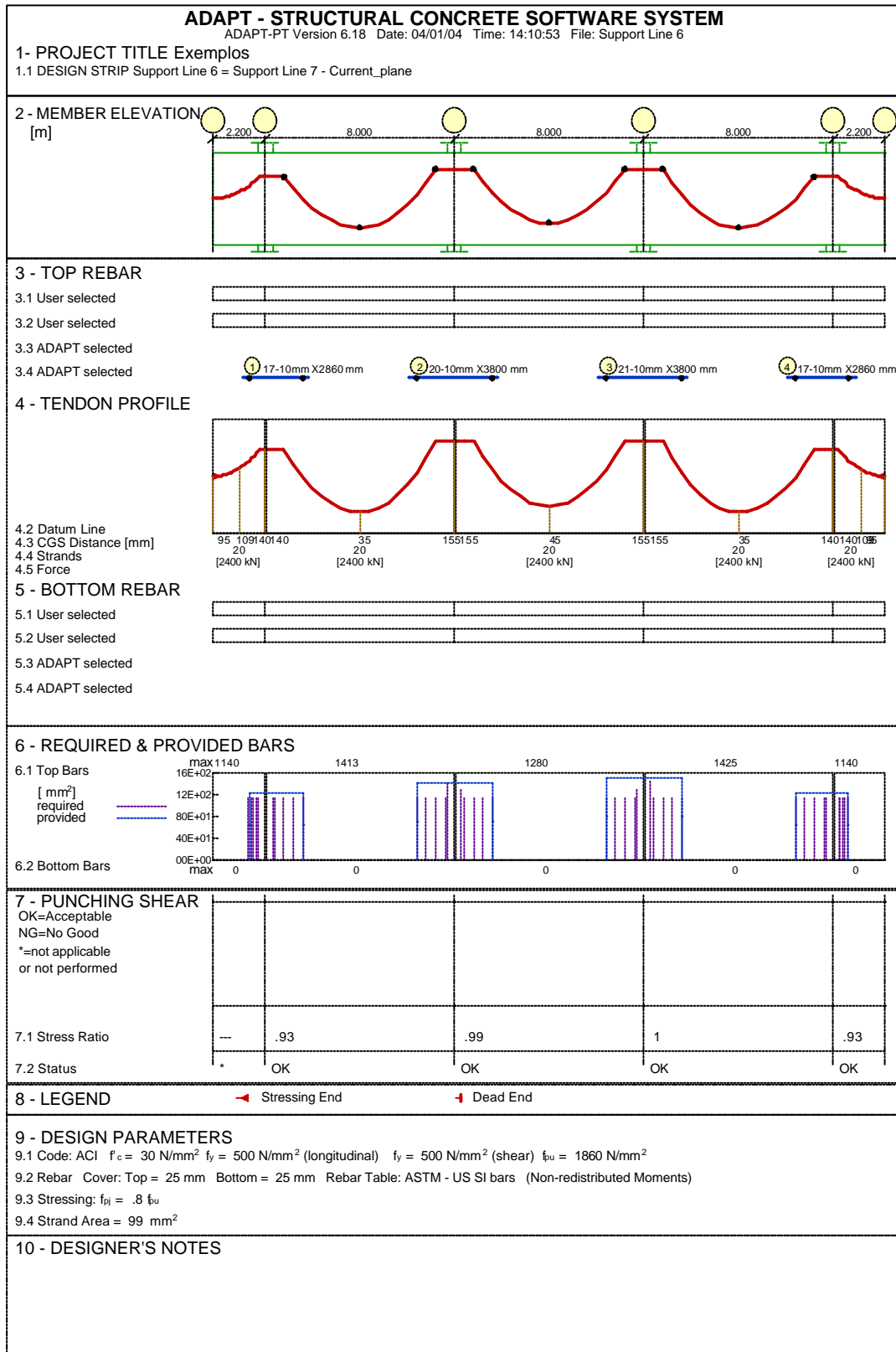


FIGURA 8.40 – Resumo dos Pórticos “Support Line 6 e Support Line 7”

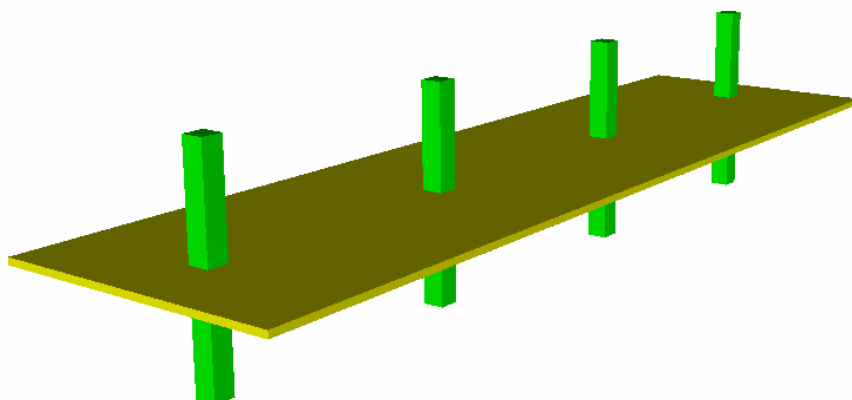


FIGURA 8.41 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente às “Support Lines 6 e 7”

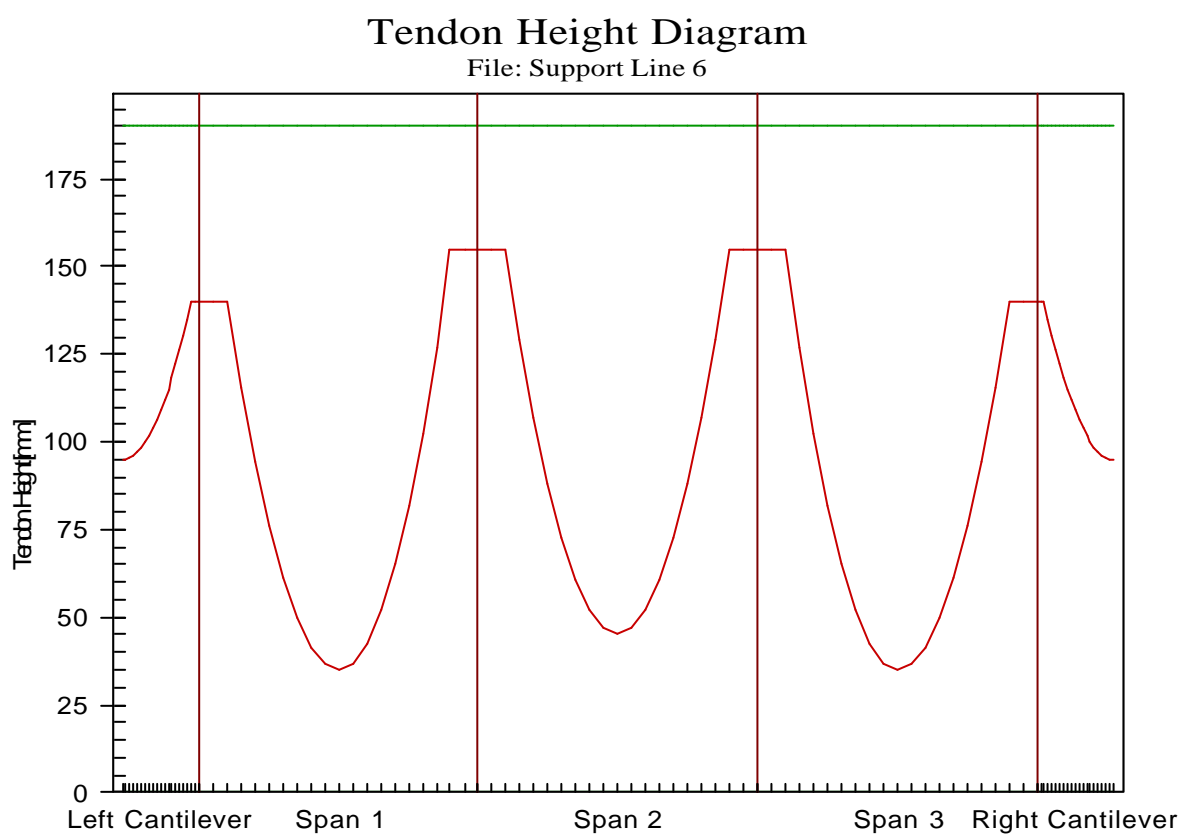


FIGURA 8.42 – Perfil dos Cabos para “Support Lines 6 e 7”

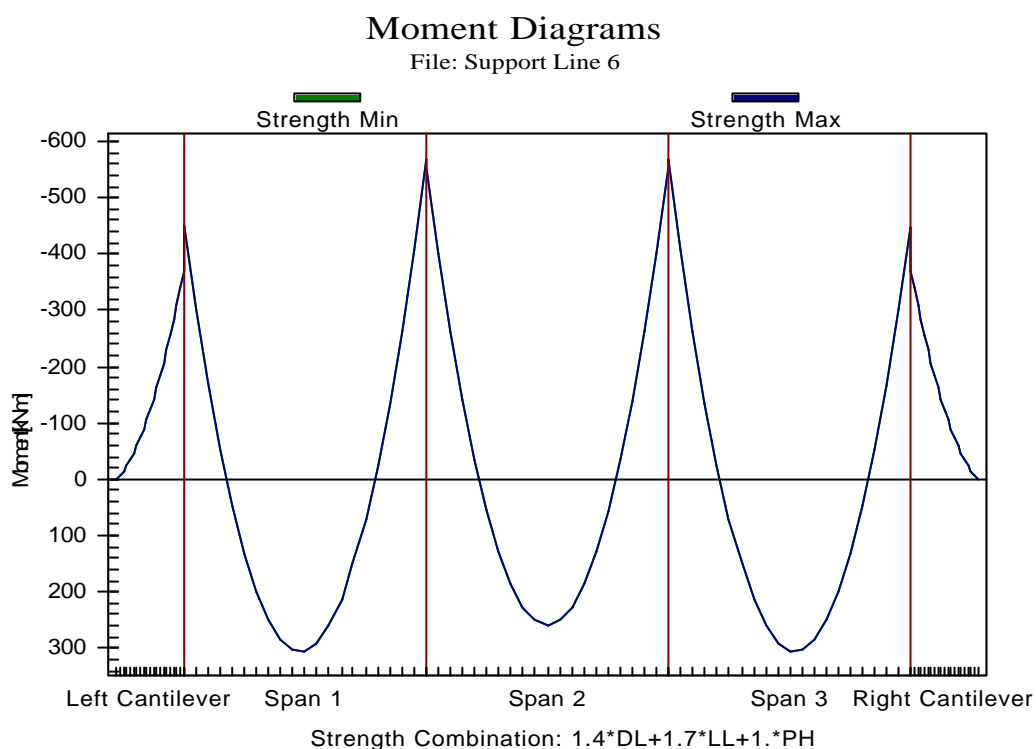


FIGURA 8.43 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 6 e 7”

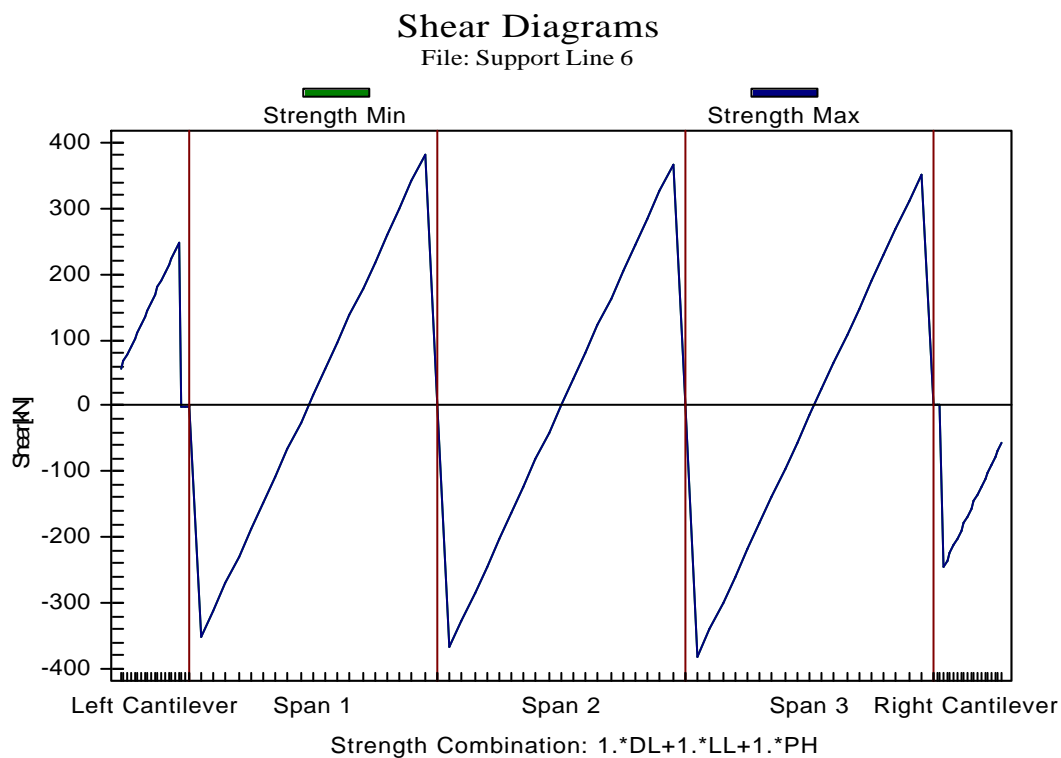


FIGURA 8.44 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto “Support
Lines 6 e 7”

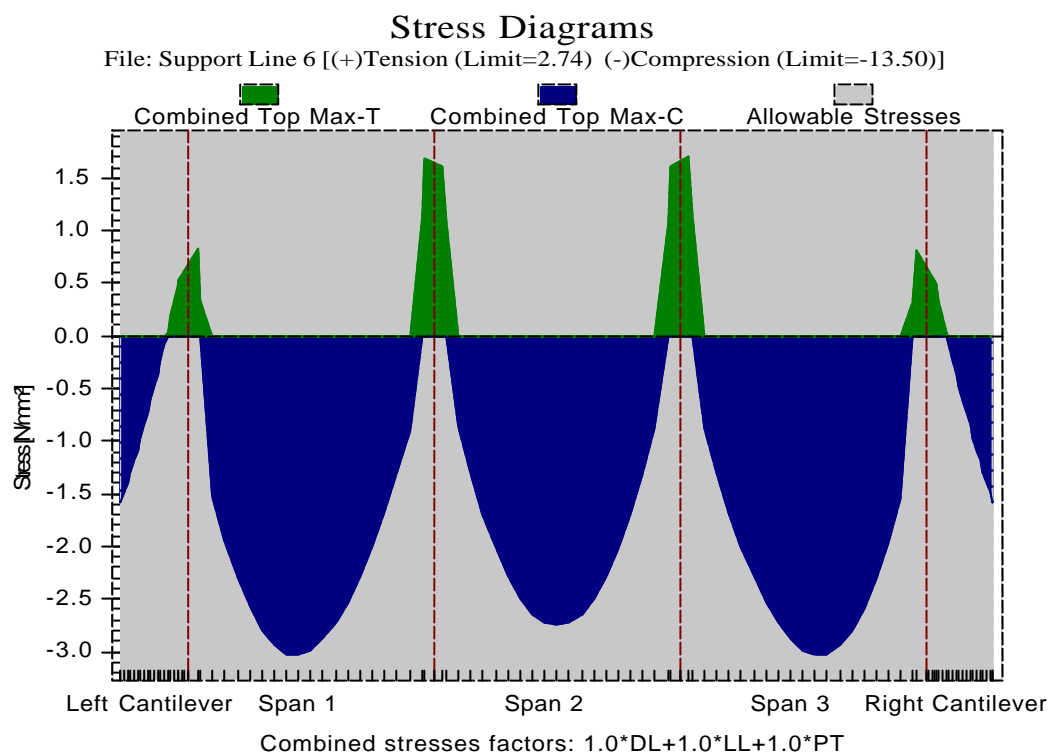


FIGURA 8.45 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 6 e 7”

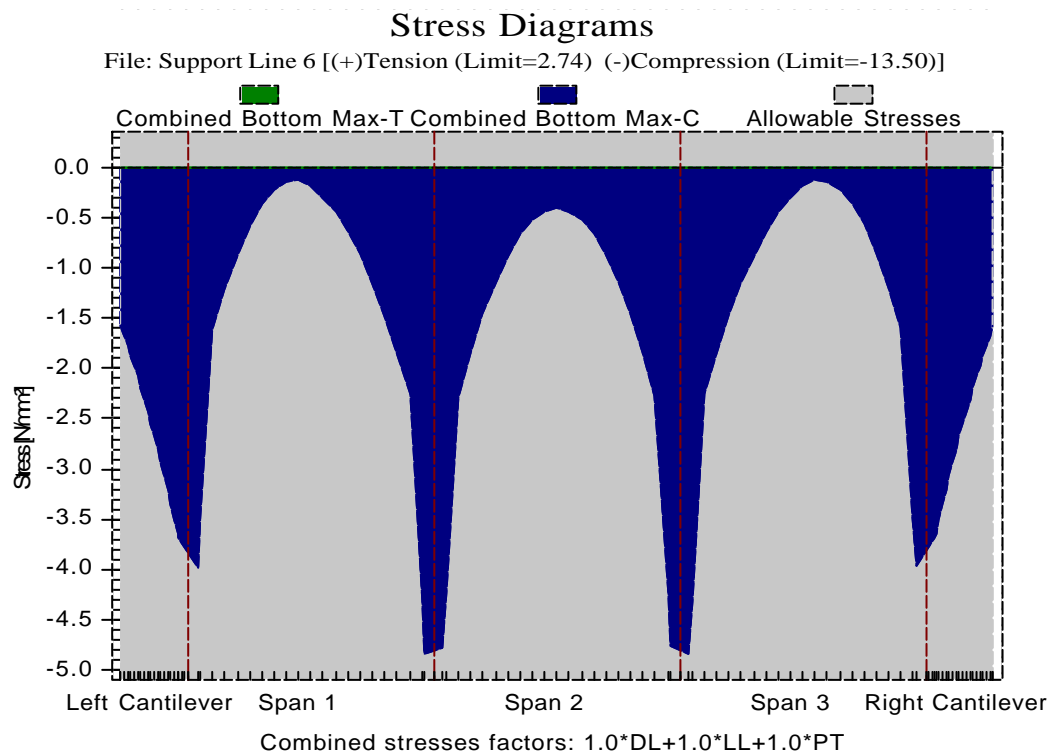


FIGURA 8.46 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 6 e 7”

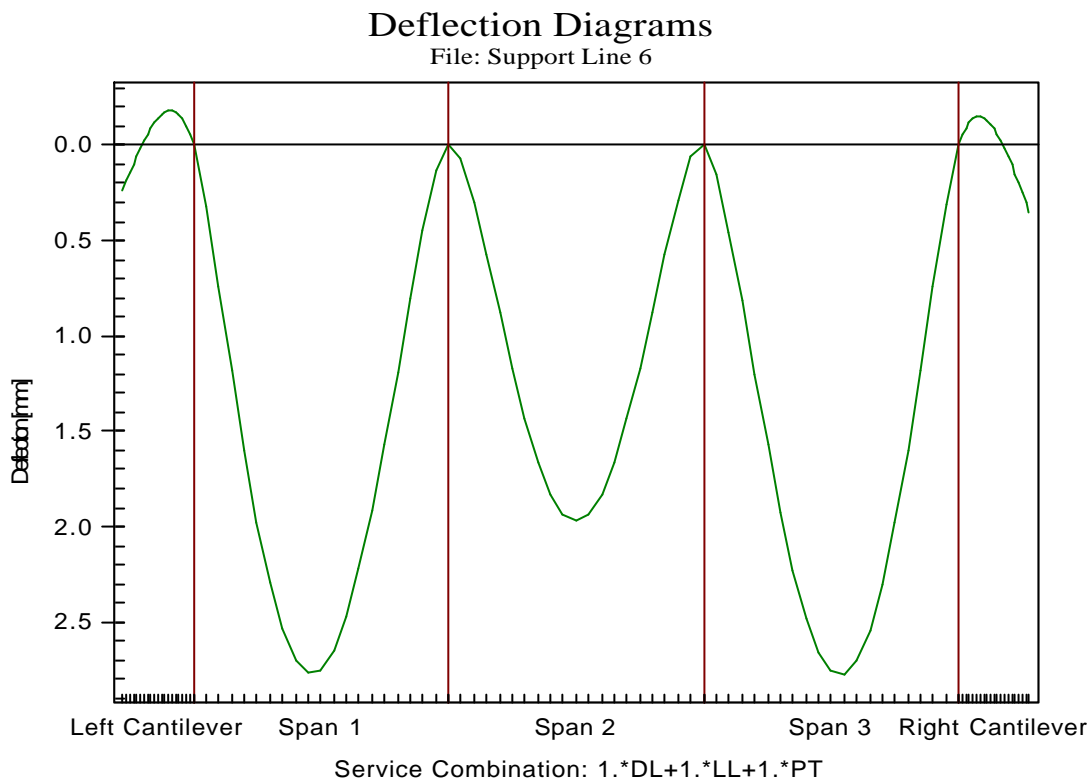


FIGURA 8.47 – Flechas em Condições de Serviço

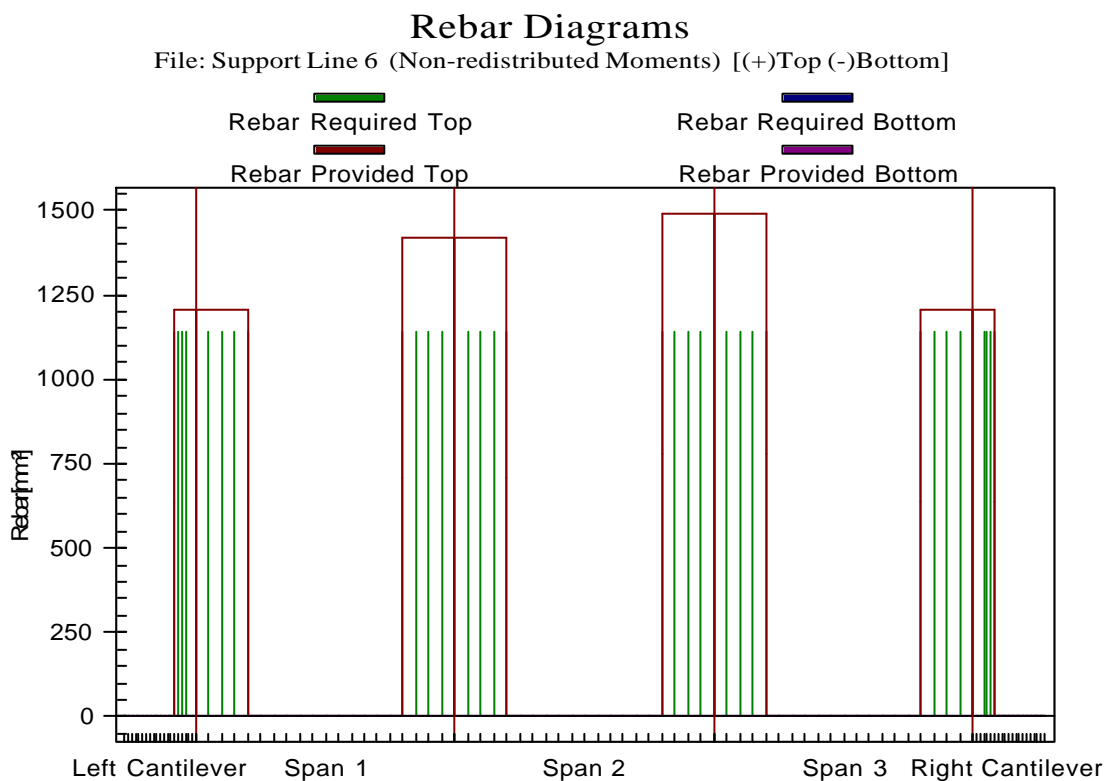


FIGURA 8.48 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto “Support Lines 6 e 7”

Post-Tensioning Diagrams

File: Support Line 6

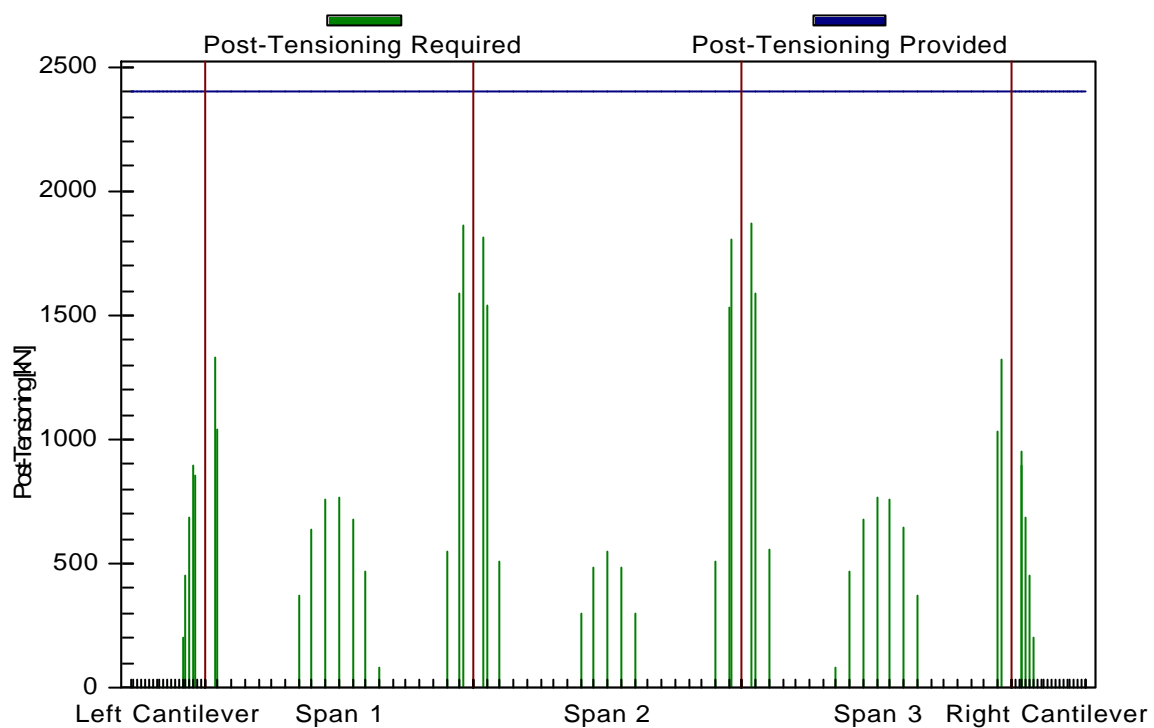


FIGURA 8.491 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

8.2.3 – Resumo dos Resultados Usando o Método dos Elementos Finitos

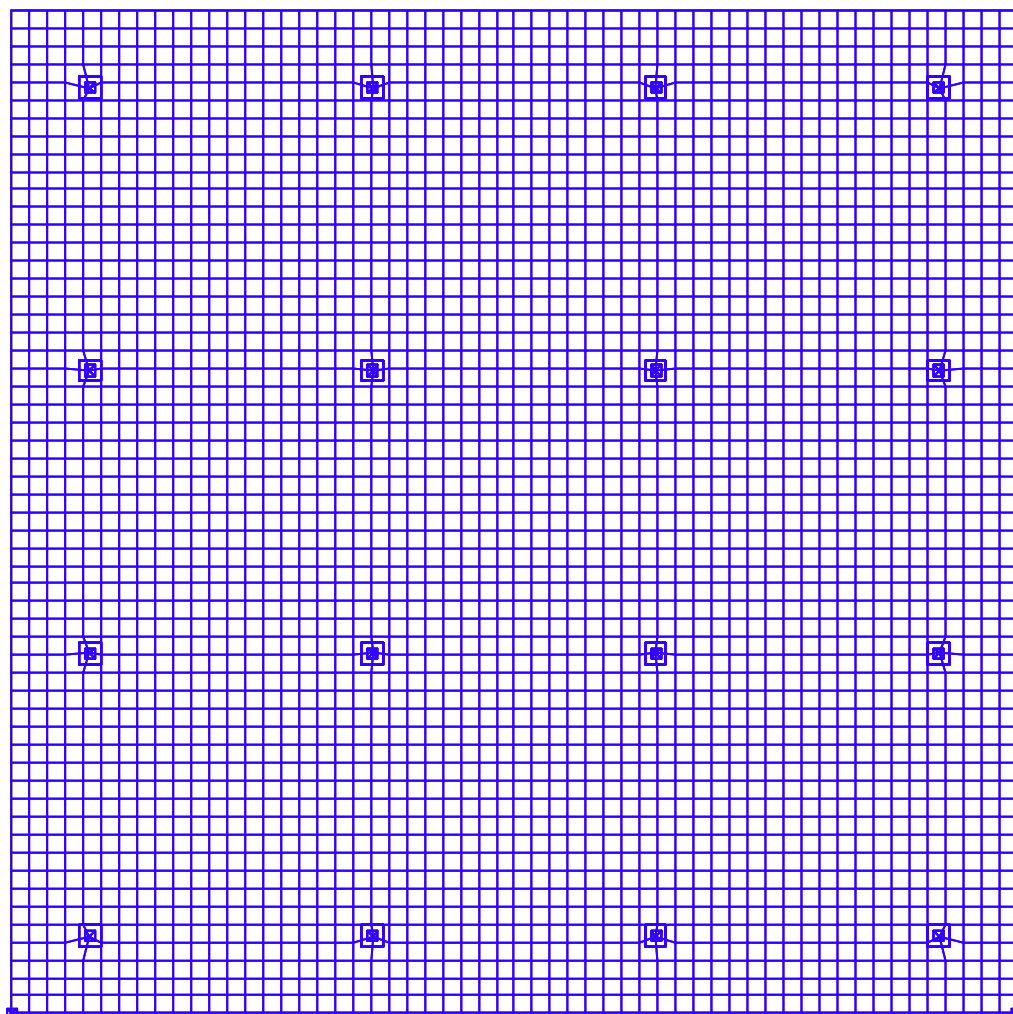


FIGURA 8.50 – Malha Utilizada

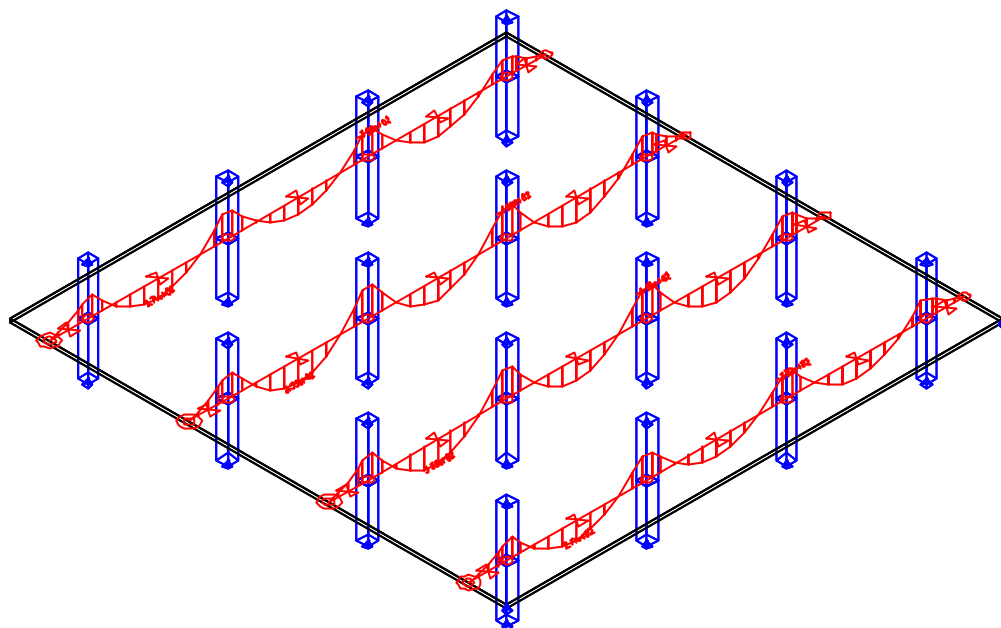


FIGURA 8.51 – Momentos de Projeto na Direção dos Cabos Distribuídos

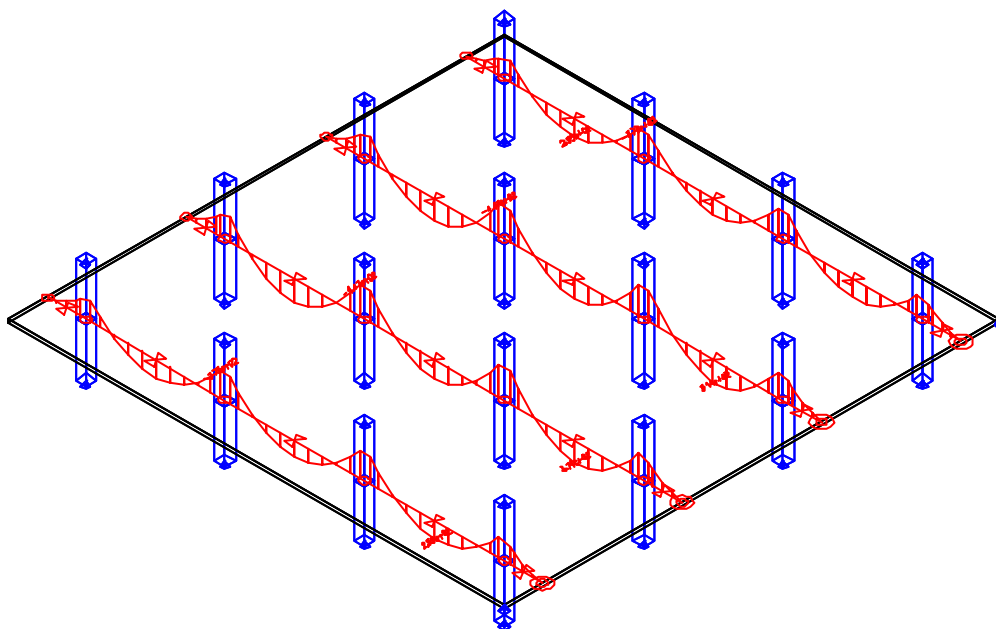


FIGURA 8.52 – Momentos de Projeto na Direção dos Cabos Concentrados

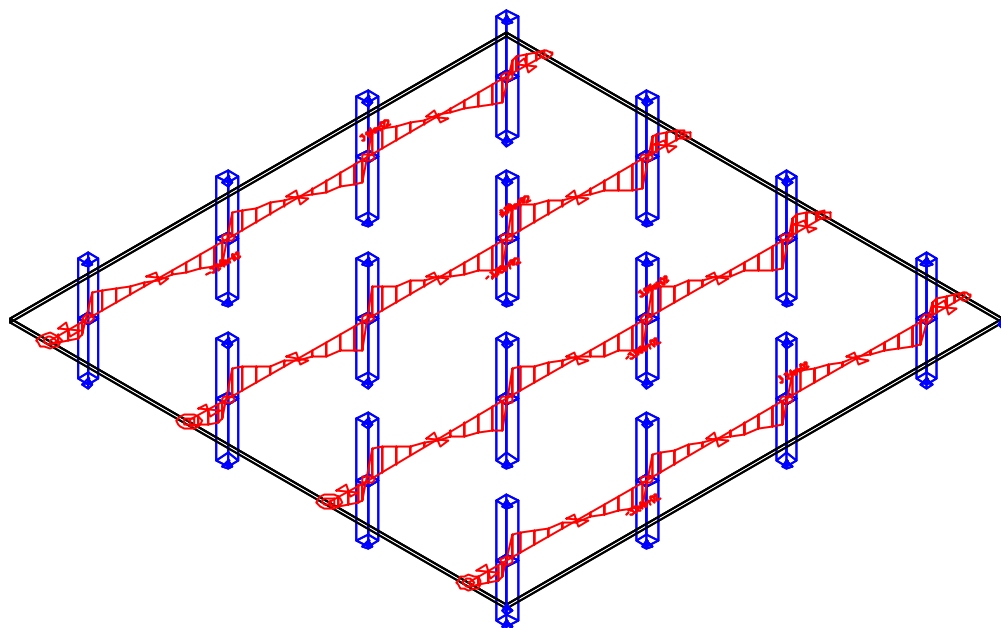


FIGURA 8.53 – Cortantes de Projeto na Direção dos Cabos Distribuídos

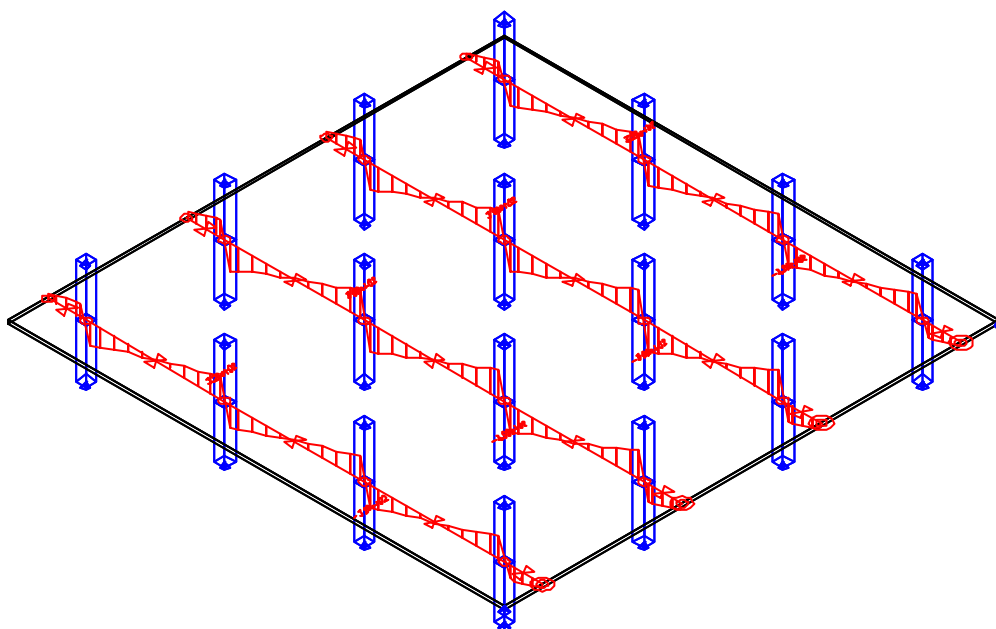


FIGURA 8.54 – Cortantes de Projeto na Direção dos Cabos Concentrados

Support Line 1 = Support Line 4 (Resumo)

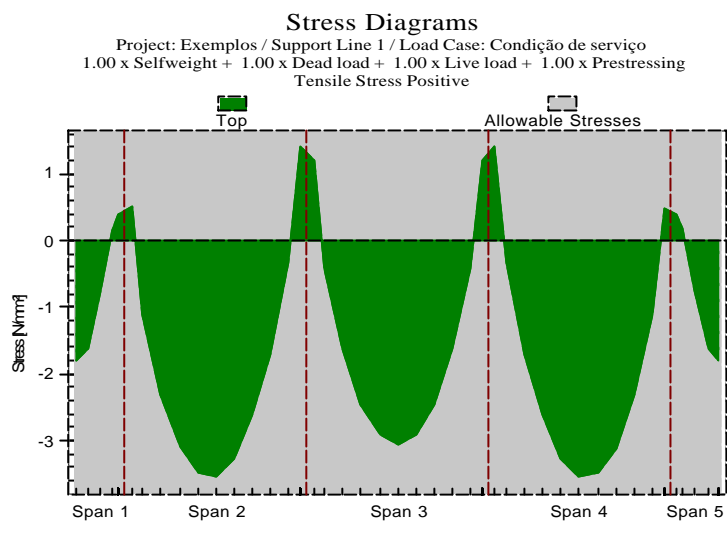


FIGURA 8.55 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 1 e 4”

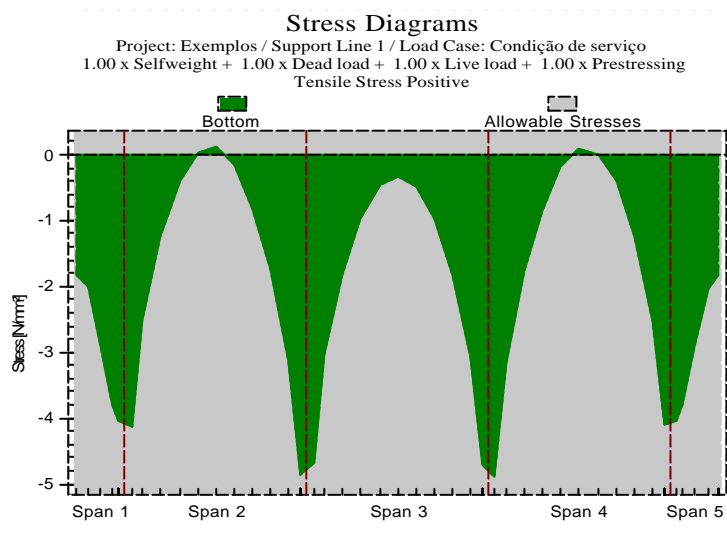


FIGURA 8.56 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 1 e 4”

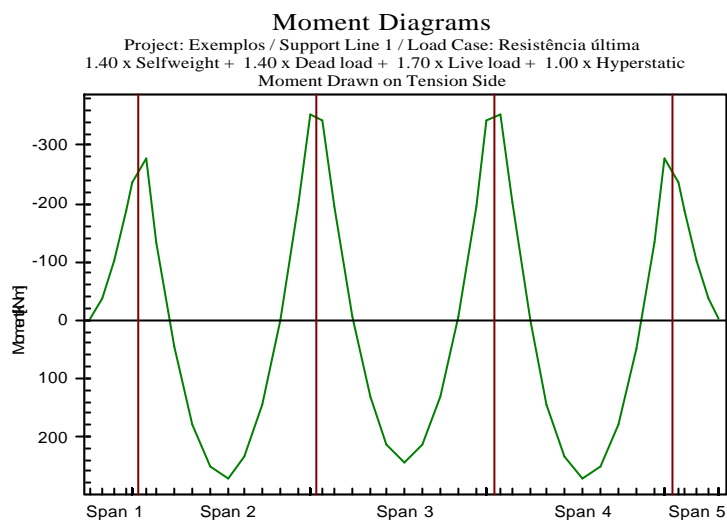


FIGURA 8.57 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 1 e 4”

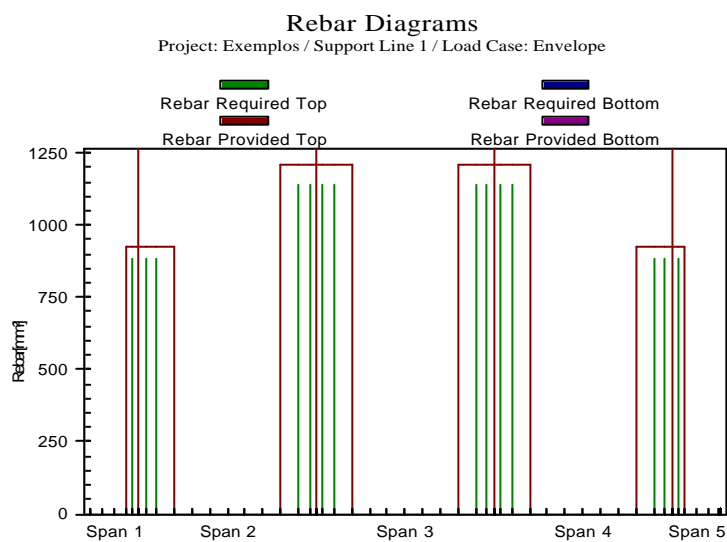


FIGURA 8.58 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 1 e 4”

Support Line 2 = Support Line 3 (Resumo)

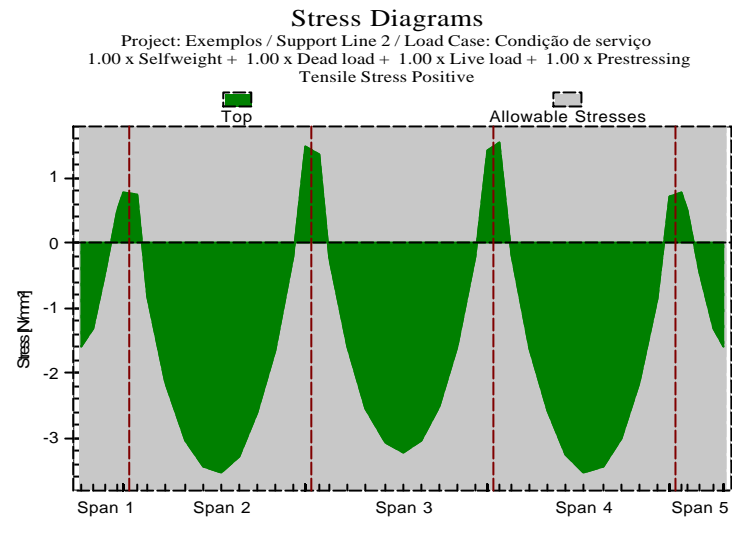


FIGURA 8.59 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”

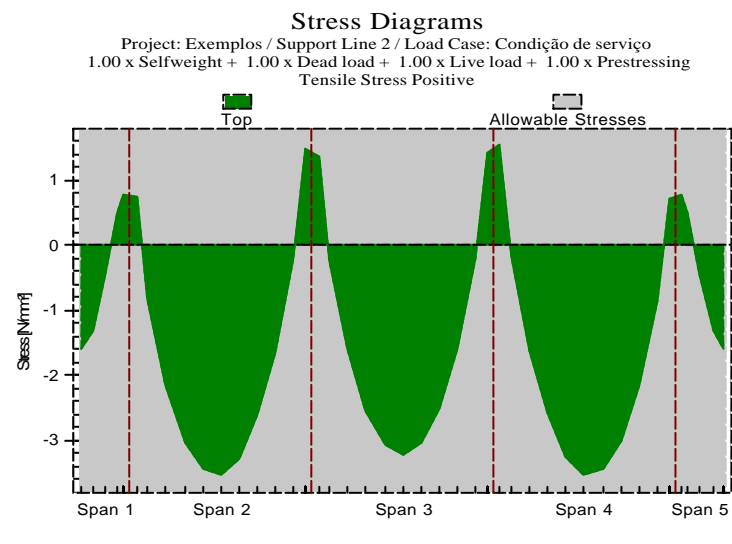


FIGURA 8.60 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 2 e 3”

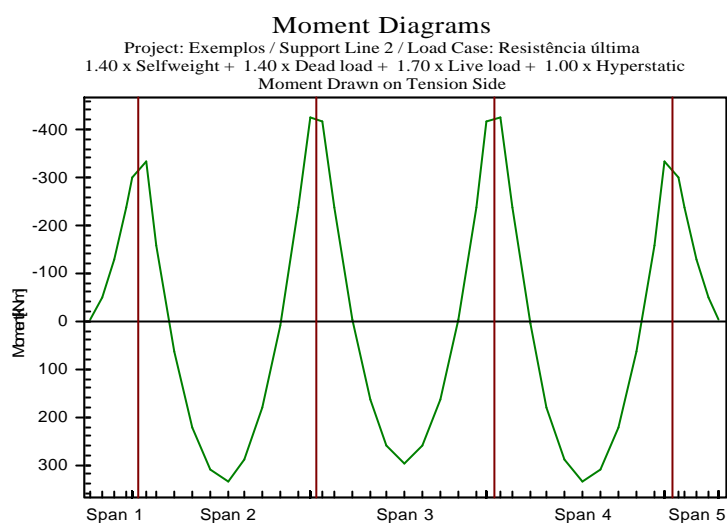


FIGURA 8.61 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 2 e 3”

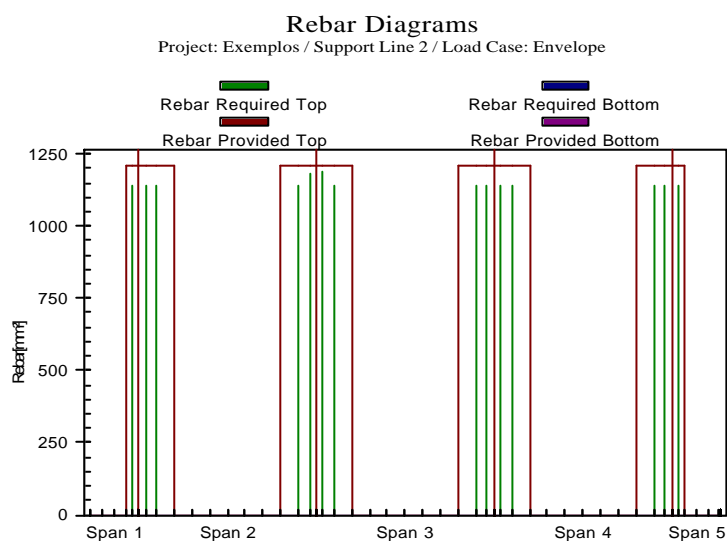


FIGURA 8.62 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 2 e 3”

Support Line 5 = Support Line 8 (Resumo)

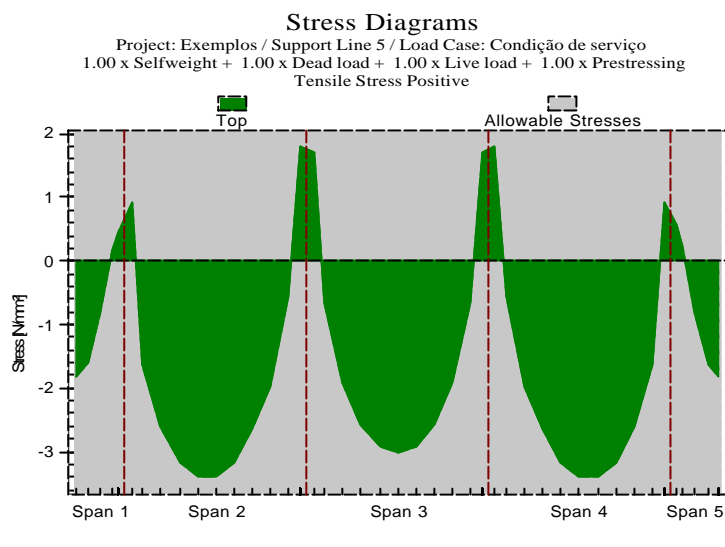


FIGURA 8.63 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”

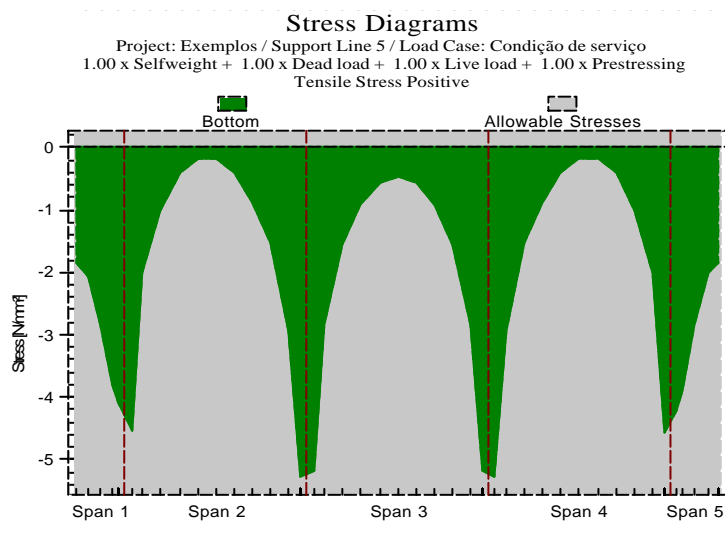


FIGURA 8.64 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto das “Support Lines 5 e 8”

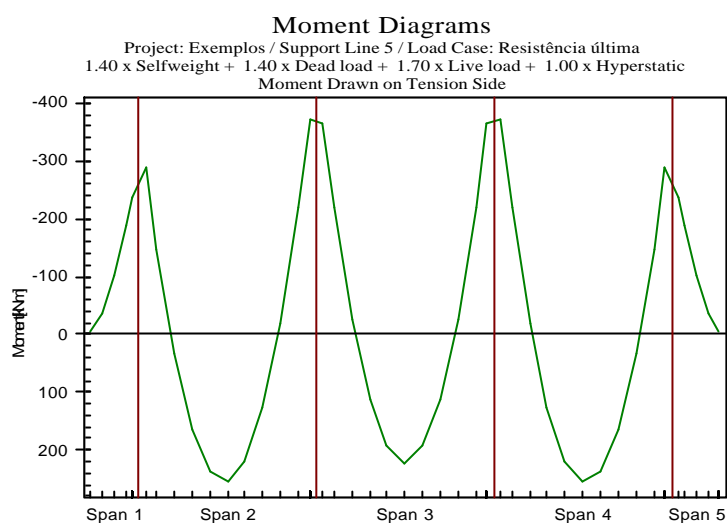


FIGURA 8.65 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 5 e 8”

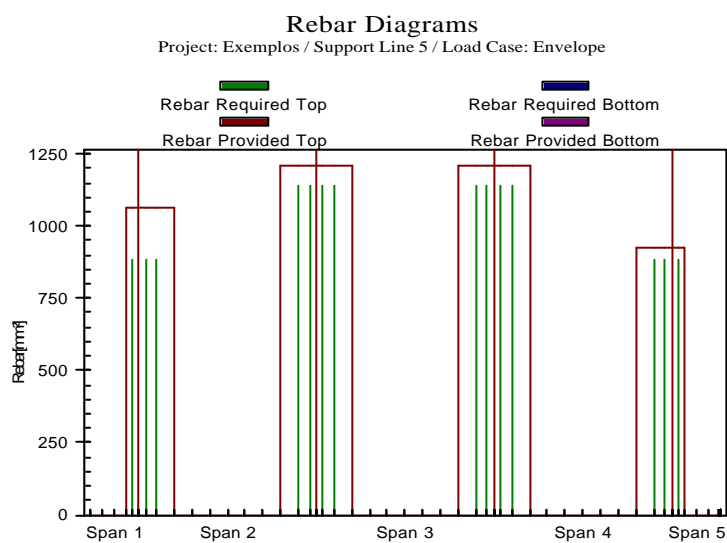


FIGURA 8.66 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 5 e 8”

Support Line 6 = Support Line 7 (Resumo)

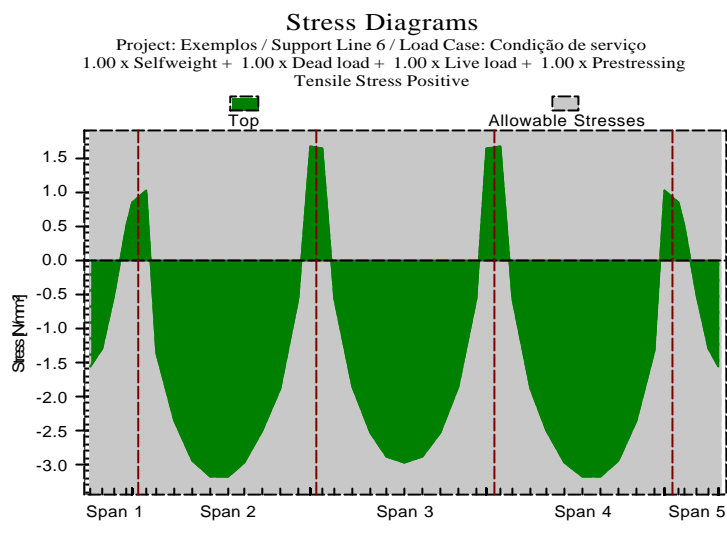


FIGURA 8.67 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 6 e 7”

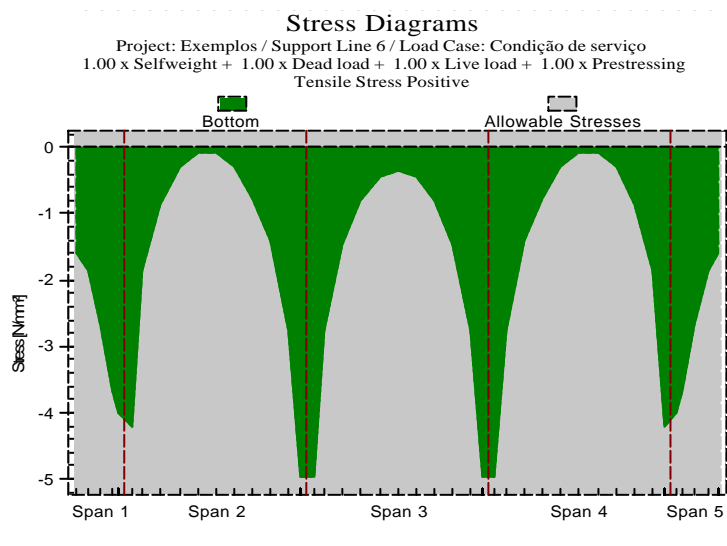


FIGURA 8.68 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para as Faixas de Projeto das “Support Lines 6 e 7”

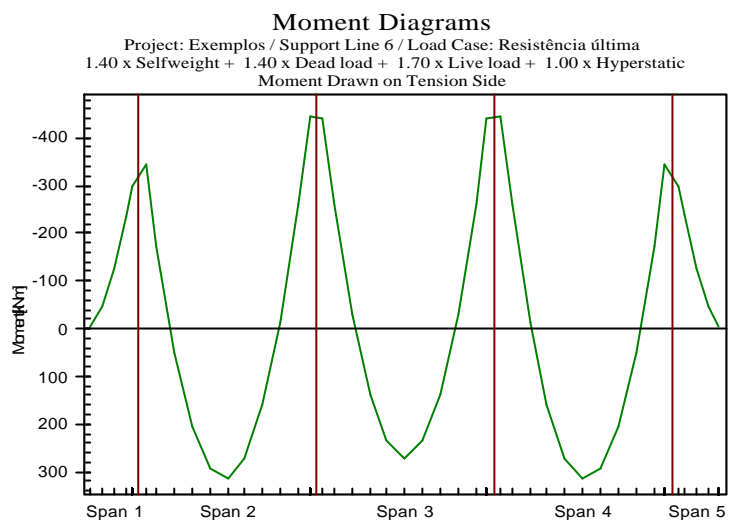


FIGURA 8.69 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 6 e 7”

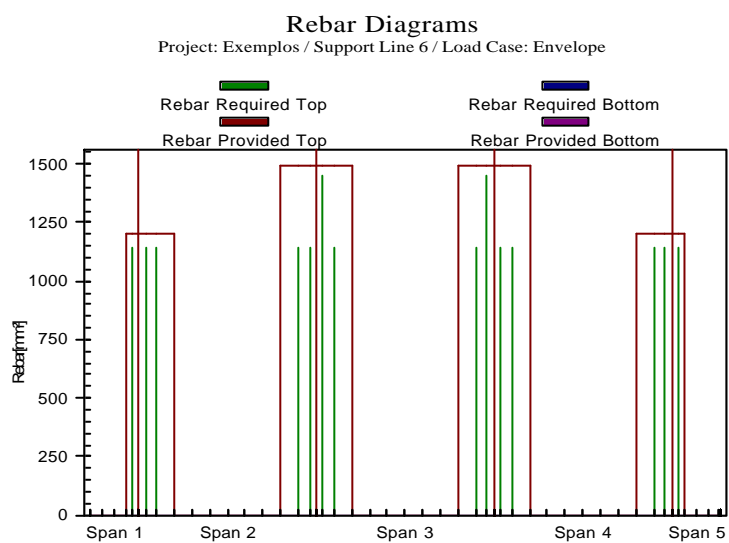


FIGURA 8.70 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
 “Support Lines 6 e 7”

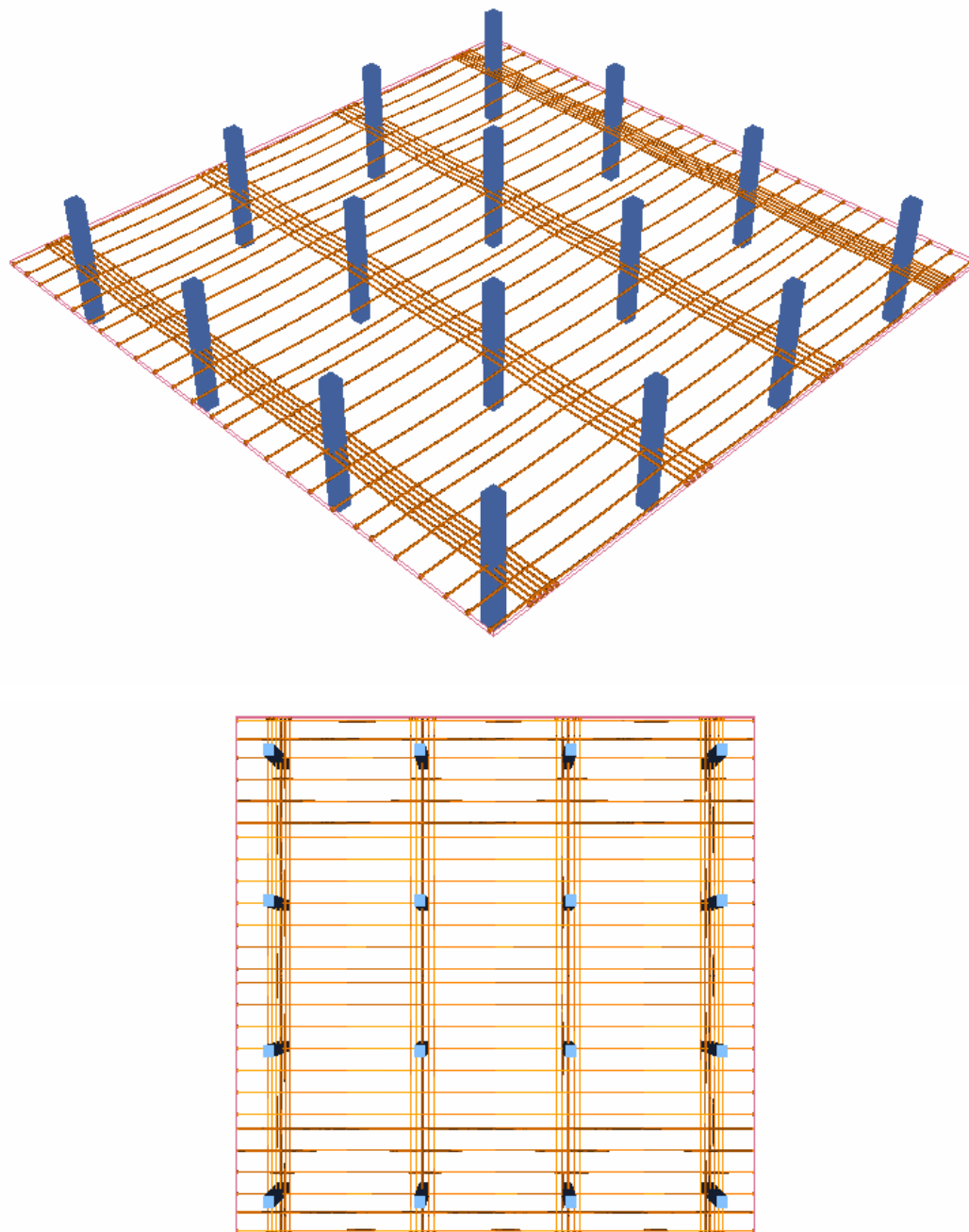


FIGURA 8.71 – Cabos em Vista Tridimensional e em Planta

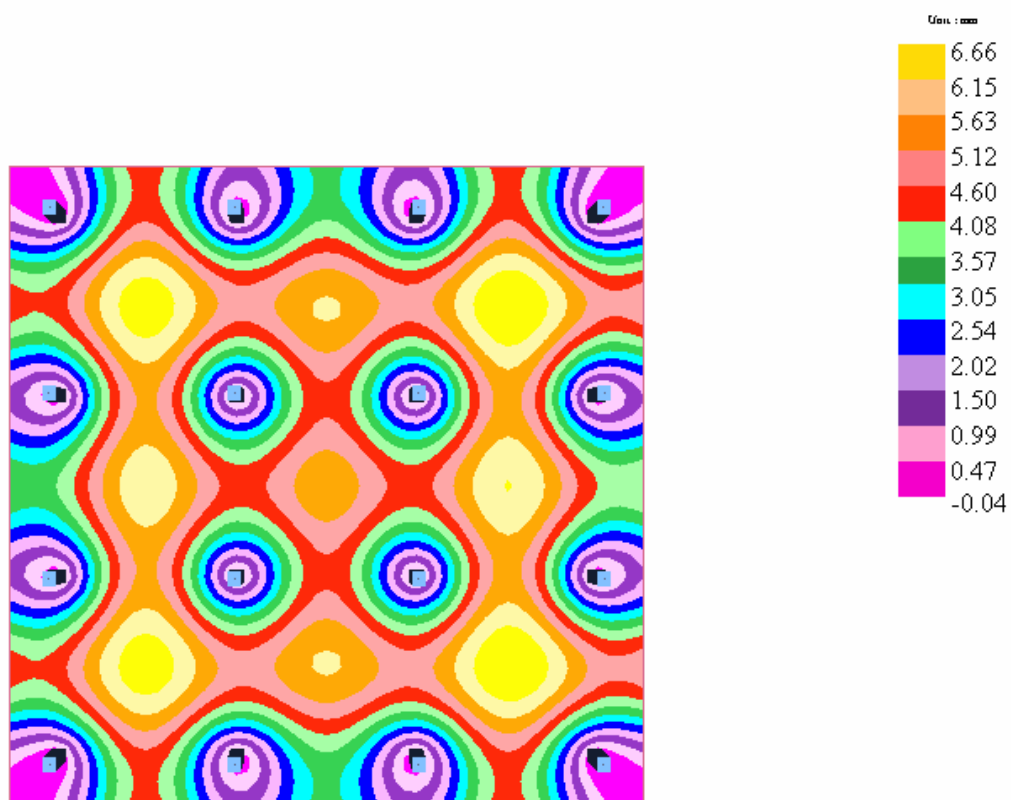


FIGURA 8.72 – Flechas em Serviço (mm)
(Máximo = 6.66 mm, e a longo prazo = 19.98 mm)

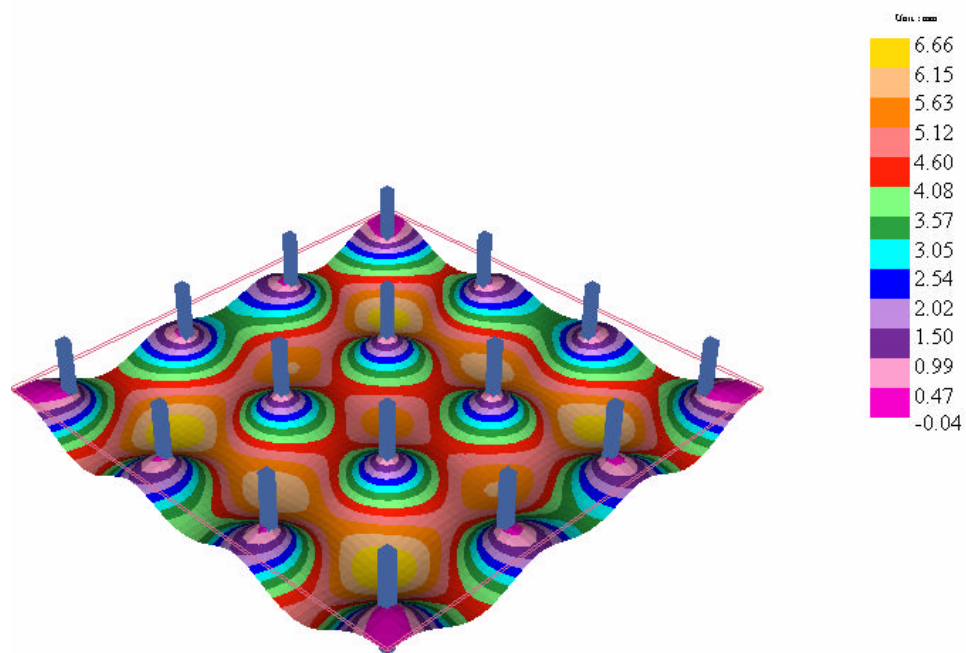


FIGURA 8.73 – Vista Tri-Dimensional das Flechas em Condições de Serviço

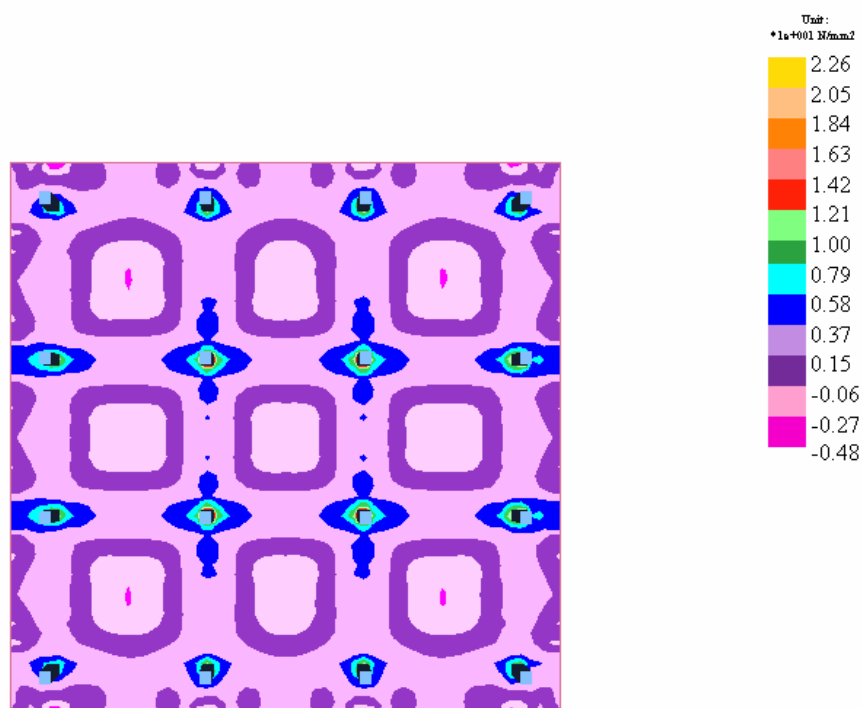


FIGURA 8.74 – Tensões Máximas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço

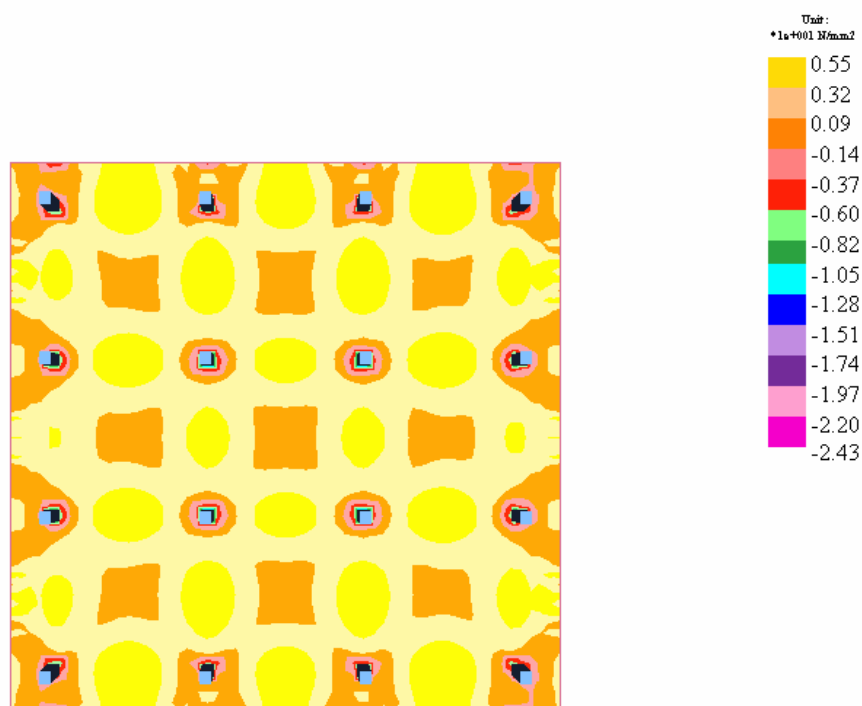


FIGURA 8.75 – Tensões Máximas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço

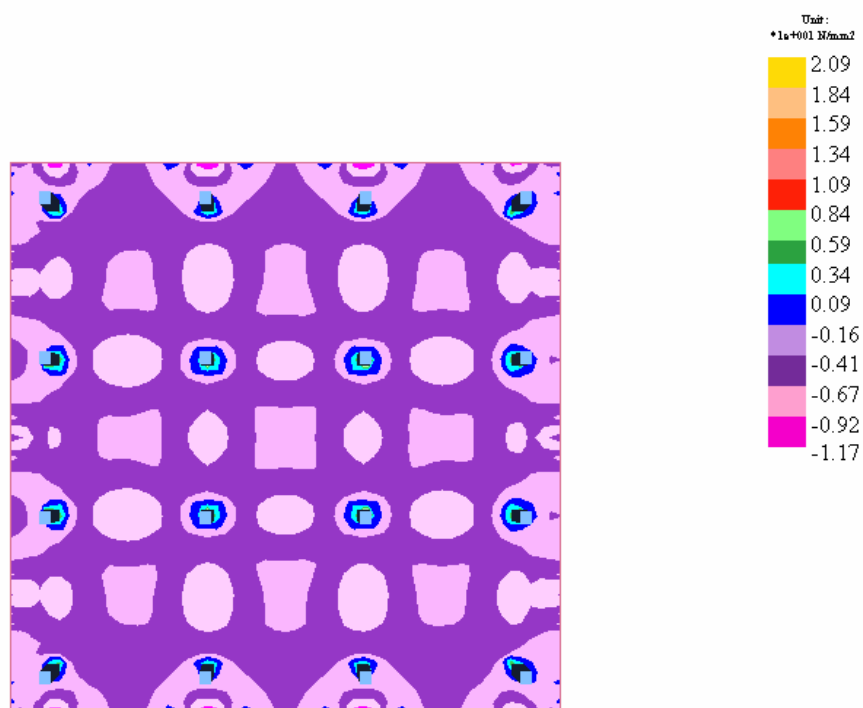


FIGURA 8.76 – Tensões Mínimas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço

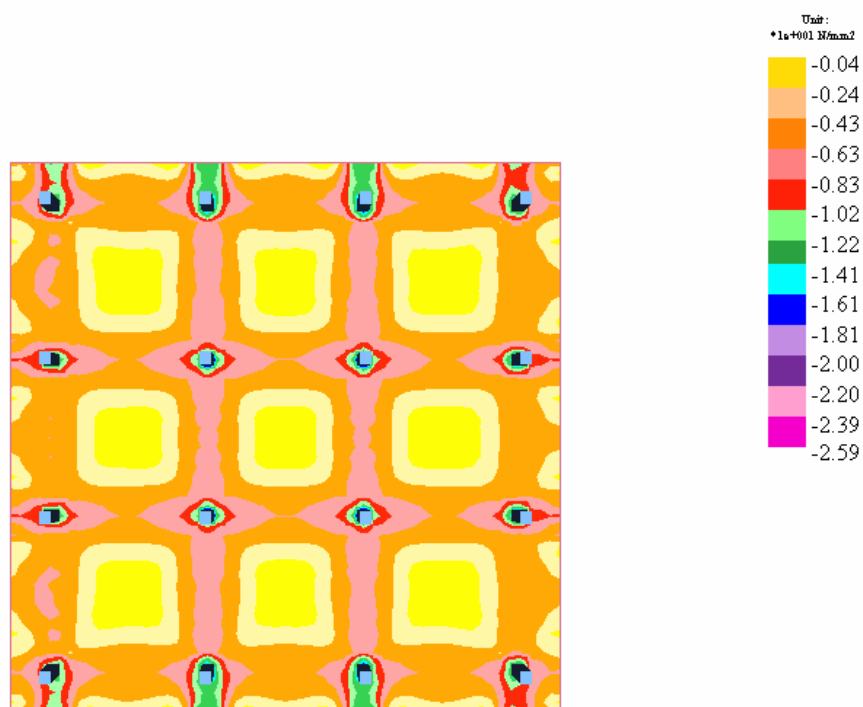


FIGURA 8.77 – Tensões Mínimas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço

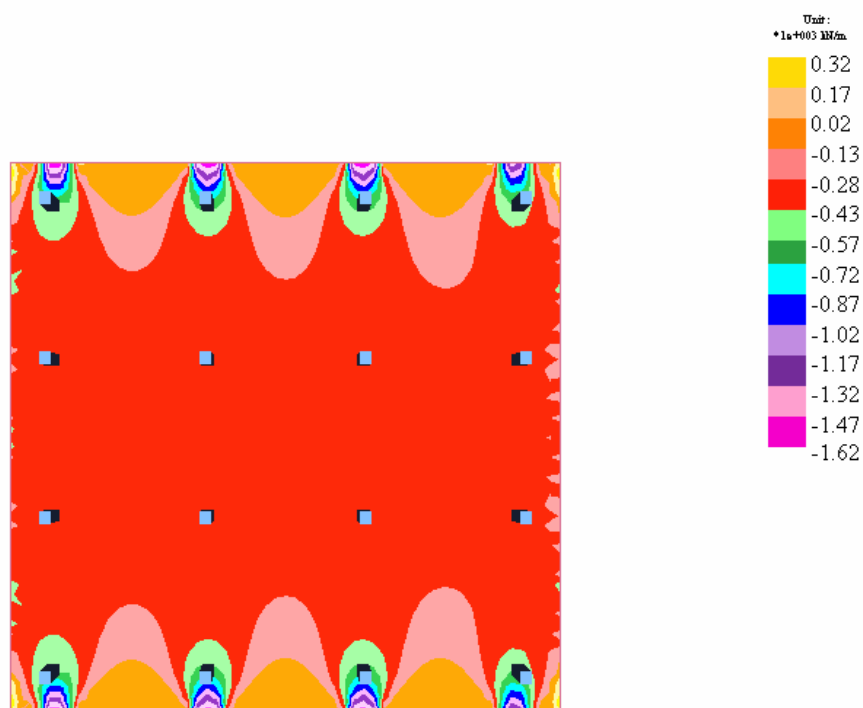


FIGURA 8.78 – Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço (Observar as Zonas de Regularização de Tensões)

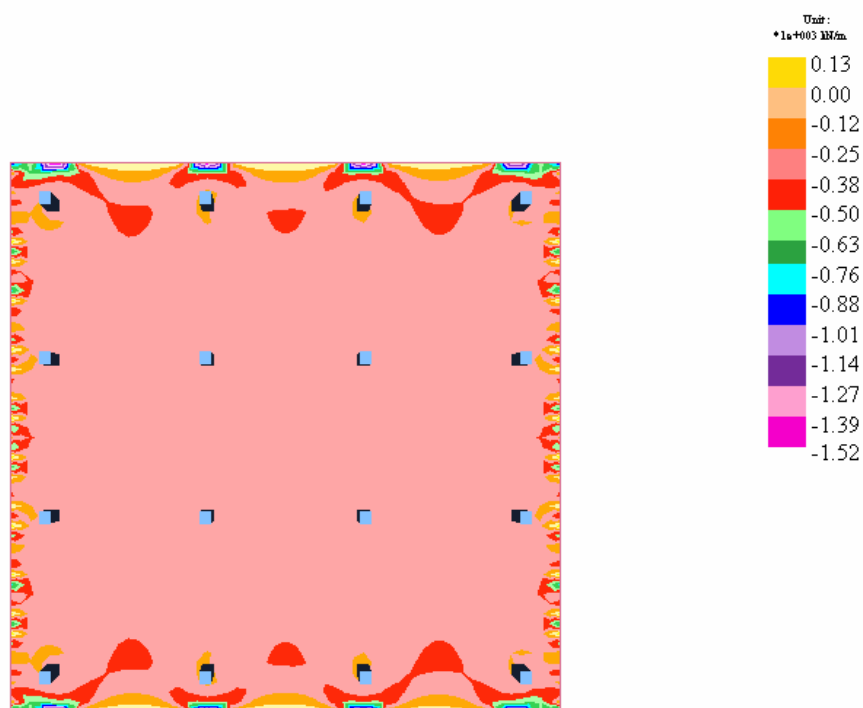


FIGURA 8.79 – Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço

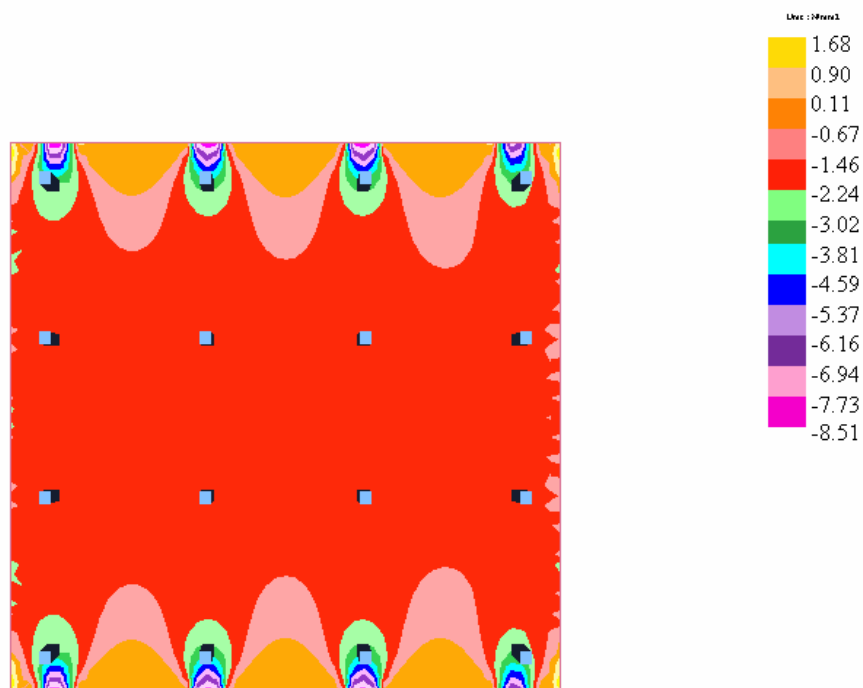


FIGURA 8.80 – Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço

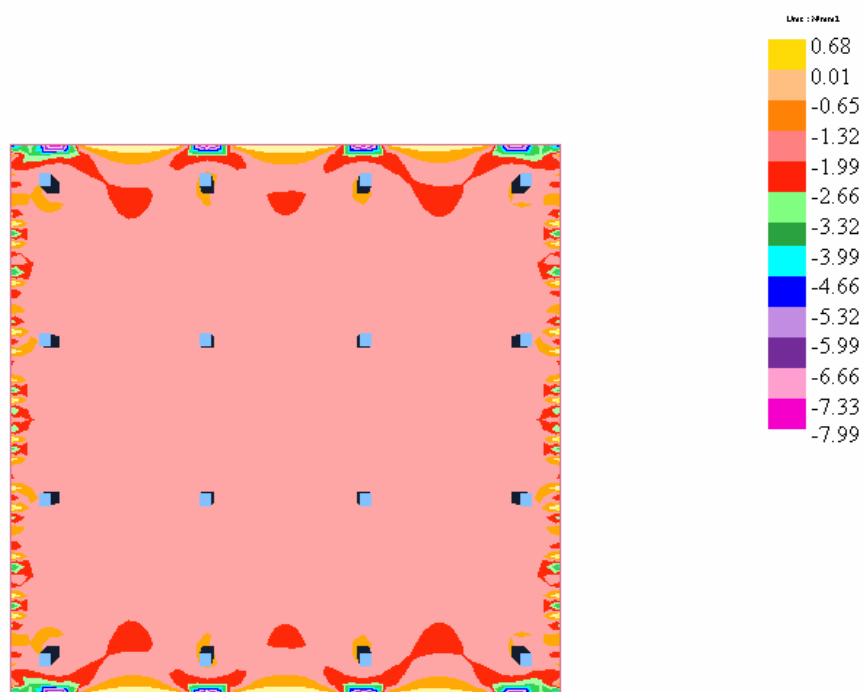


FIGURA 8.81 – Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço

8.2.4 – Comparação dos Momentos de Projeto (Fatorados)

TABELA 8.1 – Support Line 1 = Support Line 4

Vão		Momento de projeto kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-238
	MEF			-238
	% dif			0.0 %
1º vão	MPE	-294	266	-352
	MEF	-277	271	-352
	% dif	6.1 %	-1.8 %	0.0 %
Vão central	MPE	-341	249	-340
	MEF	-342	244	-343
	% dif	-0.3 %	2.0 %	-0.9 %

Obs. % diferença = $100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF}$

MPE = Método dos Pórticos Equivalentes

MEF = Método dos Elementos Finitos

Por simetria:

Balanço à esquerda = balanço à direita

1º vão = 3º vão

TABELA 8.2 – Support Line 2 = Support Line 3

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-290
	MEF			-298
	% dif			-2.7 %
1º vão	MPE	-333	320	-423
	MEF	-333	333	-424
	% dif	0.0 %	-3.9 %	-0.2 %
Vão central	MPE	-414	284	-413
	MEF	-417	298	-418
	% dif	-0.7%	-4.7 %	-1.2 %

Obs. % diferença = $100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF}$

MPE = Método dos Pórticos Equivalentes

MEF = Método dos Elementos Finitos

Por simetria:

Balanço à esquerda = balanço à direita

1º vão = 3º vão

TABELA 8.3 – Support Line 5 = Support Line 8

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço	MPE			-238
	MEF			-238
	% dif			0.0 %
1º vão	MPE	-306	249	-374
	MEF	-290	255	-373
	% dif	5.5 %	-2.3 %	0.3 %
Vão central	MPE	-365	225	-364
	MEF	-366	223	-365
	% dif	-0.3 %	0.9%	-0.3 %

Obs. % diferença = $100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF}$

MPE = Método dos Pórticos Equivalentes

MEF = Método dos Elementos Finitos

Por simetria:

Balanço à esquerda = balanço à direita

1º vão = 3º vão

TABELA 8.4 – Support Line 6 = Support Line 7

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço	MPE			-290
	MEF			-298
	% dif			-2.7 %
1º vão	MPE	-338	305	-448
	MEF	-344	315	-447
	% dif	-1.7 %	-3.2 %	-0.2 %
Vão central	MPE	-439	259	-439
	MEF	-442	272	-442
	% dif	-0.7 %	-4.8 %	-0.7 %

Obs. % diferença = $100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF}$

MPE = Método dos Pórticos Equivalentes

MEF = Método dos Elementos Finitos

Por simetria:

Balanço à esquerda = balanço à direita

1º vão = 3º vão

Com base nos dados das TAB.s 8.1 a 8.4 vemos a excelente aproximação dos resultados obtidos com o MPE e os obtidos com o MEF, apresentando diferença máxima de 6.1%. Observou-se também que as diferenças são menores nos vãos centrais.

8.2.5 – Comparação das Tensões em Condições de Serviço

TABELA 8.5 – Support Line 1 = Support Line 4

Balanco esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.8	-1.8
	MEF	-1.8	-1.8
	%dif 1	0.0 %	0.0 %
	%dif 2	0.0 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.4	-4.1
	MEF	0.4	-4.0
	%dif 1	0.0 %	2.5 %
	%dif 2	0.0 %	0.7 %
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	0.6	-4.2
	MEF	0.5	-4.1
	%dif 1	20.0 %	2.4 %
	%dif 2	3.6 %	0.7 %
Meio do vão	MPE	-3.5	-0.2
	MEF	-3.5	0.1
	%dif 1	0.0 %	300.0 %
	%dif 2	0.0 %	2.2 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.1	-4.7
	MEF	1.4	-4.9
	%dif 1	21.4 %	4.1 %
	%dif 2	11.0 %	1.5 %

Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	.9	-4.5
	MEF	1.2	-4.7
	% dif 1	25.0 %	4.3 %
	% dif 2	11.0 %	1.5 %
Meio do vão	MPE	-3.1	-0.5
	MEF	-3.0	-0.3
	% dif 1	3.3 %	66.7 %
	% dif 2	0.7 %	1.5 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.9	-4.5
	MEF	1.2	-4.7
	% dif 1	25.0 %	4.3 %
	% dif 2	11.0 %	1.5 %

$$\% \text{ dif 1} = ((\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF})$$

$$\% \text{ dif 2} = ((\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{tensão admissível})).$$

Obs. % dif2 = Porcentagem em relação à tensão admissível. Tensões de tração (positivas) são expressas como uma porcentagem de 2.74 MPa e e tensões de compressão (negativas) como uma porcentagem de 13.5 MPa.

Por simetria, balanço esquerdo = balanço direito e 1º vão = 3º vão.

TABELA 8.6 – Support Line 2 = Support Line 3

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.6	-1.6
	MEF	-1.6	-1.6
	%dif 1	0.0 %	0.0 %
	%dif 2	0.0 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.7	-3.9
	MEF	0.8	-3.9
	%dif 1	12.5 %	0.0 %
	%dif 2	3.6 %	0.0 %
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	0.6	-3.8
	MEF	0.7	-3.9
	%dif 1	14.3 %	2.6 %
	%dif 2	3.6 %	0.7 %
Meio do vão	MPE	-3.3	0.2
	MEF	-3.5	0.2
	%dif 1	5.7 %	0.0 %
	%dif 2	1.5 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio0)	MPE	1.4	-4.5
	MEF	1.5	-4.2
	%dif 1	6.7 %	7.1 %
	%dif 2	3.6 %	2.2 %
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior

Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	1.3	-4.4
	MEF	1.4	-4.7
	%dif 1	7.1 %	6.4 %
	%dif 2	3.6 %	2.2 %
Meio do vão	MPE	-3.0	-0.1
	MEF	-3.2	-0.2
	%dif 1	6.2 %	50.0 %
	%dif 2	1.5 %	0.7 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.2	-4.4
	MEF	1.4	-4.7
	%dif 1	14.3 %	6.4 %
	%dif 2	7.3 %	2.2 %

TABELA 8.7 – Support Line 5 = Support Line 8

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.8	-1.8
	MEF	-1.8	-1.8
	%dif 1	0.0 %	0.0 %
	%dif 2	0.0 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.2	-3.9
	MEF	0.5	-4.1
	%dif 1	60.0 %	4.9 %
	%dif 2	10.9 %	1.5 %
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
	MPE	1.0	-4.7

Apoio esquerdo (face do apoio)	MEF	0.9	-4.6
	%dif 1	11.1 %	2.2 %
	%dif 2	3.7 %	0.7 %
Meio do vão	MPE	-3.3	-0.3
	MEF	-3.4	-0.2
	%dif 1	2.9 %	50.0 %
	%dif 2	0.7 %	0.7 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.7	-5.4
	MEF	1.7	-5.3
	%dif 1	0.0 %	0.7 %
	%dif 2	0.0 %	0.7 %
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	1.6	-5.3
	MEF	1.8	-5.2
	%dif 1	11.1 %	1.9 %
	%dif 2	7.3 %	0.7 %
Meio do vão	MPE	-3.1	-0.6
	MEF	-3.0	-0.6
	%dif 1	3.3 %	0.0 %
	%dif 2	0.7 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.6	-5.3
	MEF	1.8	-5.2
	%dif 1	11.1 %	1.9 %
	%dif 2	7.3 %	0.7 %

TABELA 8.8 – Support Line 6 = Support Line 7

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.6	-1.6
	MEF	-1.6	-1.6
	%dif 1	0.0 %	0.0 %
	%dif 2	0.0 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.5	-3.7
	MEF	0.8	-4.0
	%dif 1	37.5 %	7.5 %
	%dif 2	10.9 %	2.2 %
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	0.8	-4.0
	MEF	1.0	-4.2
	%dif 1	20.0 %	4.8 %
	%dif 2	7.3 %	1.5 %
Meio do vão	MPE	-3.0	-0.1
	MEF	-3.2	-0.1
	%dif 1	6.2 %	0.0 %
	%dif 2	1.5 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.7	-4.9
	MEF	1.7	-5.0
	%dif 1	0.0 %	2.0 %
	%dif 2	0.0 %	0.7 %
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
	MPE	1.6	-4.8

Apoio esquerdo (face do apoio)	MEF	1.6	-5.0
	%dif 1	0.0 %	4.0 %
	%dif 2	0.0 %	1.5 %
Meio do vão	MPE	-2.8	-0.4
	MEF	-3.0	-0.4
	%dif 1	6.7 %	0.0 %
	%dif 2	1.5 %	0.0 %
Apoio direito (face do apoio)	MPE	1.6	-4.8
	MEF	1.6	-5.0
	%dif 1	0.0 %	4.0 %
	%dif 2	0.0 %	1.5 %

As TAB. 8.5 a 8.8 comparam as tensões em serviço para as fibras superiores e inferiores obtidas pelo MPE e obtidas pelo MEF. Novamente, as análises mostram uma boa aproximação entre os dois métodos de análise. Podemos observar que as diferenças podem chegar até a 300%, aparentemente grandes, mas bem menores quando comparadas aos limites de tensão admissíveis. Por exemplo, se verificarmos as tensões nas fibra inferior no meio do 1º vão das “support line 5 = support line 8” veremos que a tensão encontrada via MPE foi de -0,3 MPa, e a tensão encontrada via MEF foi de -0,2 MPa. Comparando as duas tensões, diretamente, encontramos uma diferença de 50%. Mas ao compararmos a diferença entre as tensões com a tensão admissível (13.5 MPa) vemos que a diferença é bem menor: 0,7 %.

8.2.6 – Comparação das Flechas em Condições de Serviço

TABELA 8.9 - Support Line 1 = Support Line 4

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	FLECHA MÁXIMA (mm)	DIFERENÇA (%)
Balanço a esquerda	3.5	4.3	14.7	5.4 %
1º vão	6.0	6.6	26.7	2.3 %
Vão central	5.0	5.6	26.7	2.3 %
3º vão	6.0	6.6	26.7	2.3 %
Balanço a direita	3.9	4.3	14.7	2.7 %

Obs. A flecha máxima admitida como vão/150 para balanços e vão/300 para demais vãos. Ou seja, para balanços temos $22000 \text{ mm} / 150 = 14.7 \text{ mm}$ e para os vãos internos temos $8000 \text{ mm} / 300 = 26.7 \text{ mm}$.

$$\text{DIFERENÇA (\%)} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{FLECHA MÁXIMA})$$

- TABELA 8.10 Support Line 2 = Support Line 3

-

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	FLECHA MÁXIMA (mm)	DIFERENÇA (%)
Balanço a esquerda	3.5	4.3	14.7	5.4 %
1º vão	6.0	6.6	26.7	2.3 %
Vão central	5.2	5.6	26.7	1.5 %
3º vão	6.1	6.6	26.7	2.3 %
Balanço a direita	3.6	4.3	14.7	4.8 %

TABELA 8.11 - Support Line 5 = Support Line 8

VÃO	MPE. (mm)	MEF (mm)	FLECHA MÁXIMA (mm)	DIFERENÇA (%)
Balanço a esquerda	3.4	4.3	14.7	6.1 %
1º vão	6.1	6.6	26.7	1.9 %
Vão central	5.4	5.6	26.7	0.8 %
3º vão	6.1	6.6	26.7	1.9 %
Balanço a direita	3.5	4.3	14.7	5.4 %

TABELA 8.12 - Support Line 6 = Support Line 7

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	FLECHA MÁXIMA (mm)	DIFERENÇA (%)
Balanço a esquerda	3.3	4.3	14.7	6.8 %
1º vão	6.0	6.6	26.7	2.3 %
Vão central	5.2	5.6	26.7	1.5 %
3º vão	5.9	6.6	26.7	2.3 %
Balanço a direita	3.3	4.3	14.7	6.8 %

Para comparação, as flechas obtidas via MPE foram consideradas como a soma das flechas dos pórticos em uma direção com os pórticos na direção ortogonal para se obter uma flecha mais real, já que as flechas obtidas via MPE não levam em consideração as flechas dos pórticos ortogonais e refletem um indicativo de flecha média . Já as flechas obtidas via MEF foram consideradas as máximas para cada painel de laje.

Novamente observamos uma boa aproximação entre os métodos de análise, do ponto de vista de projeto.

8.2.7 – Comparação da Quantidade de Armadura Passiva Requerida

TABELA 8.13

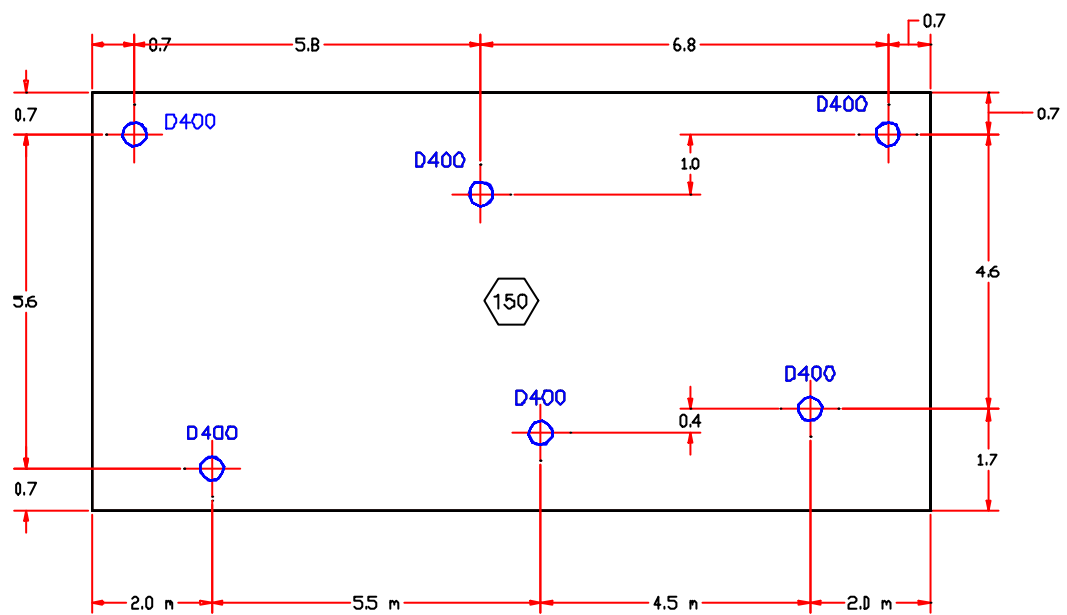
Faixa de projeto	PÓRTICOS EQUIVALENTES (kg)	ELEMENTOS FINITOS (kg)	DIFERENÇA (%)
Support line 1=4	127.02	125.40	1.3 %
Support line 2=3	141.30	139.18	1.5 %
Support line 5=8	127.02	125.40	1.3 %
Support line 6=7	157.90	158.15	-0.2 %
Total	2 x 553.24	2 x 548.13	0.9 %

Os mesmos critérios de normas e exigências de armaduras mínimas foram considerados para os dois métodos de análises. A TAB. 8.13, apresenta os resultados das armaduras requeridas pelas análises via MPE e via MEF e também mostra a excelente aproximação entre as duas soluções para o modelo em estudo.

8.3 – Exemplo 02

8.3.1 – Definição

O exemplo 02 consiste de uma laje plana, com espessura constante, apoiada em colunas com geometria mostrada na FIG. 8.82.



Espessura da laje = 150 mm

Colunas de 400 mm de diâmetro, estendendo abaixo e acima da laje.

FIGURA 8.82 – Geometria do Exemplo 02

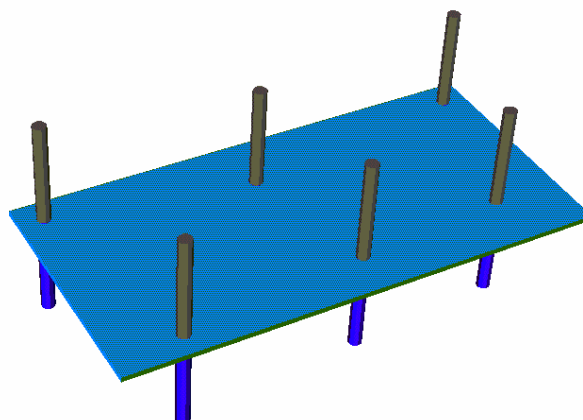


FIGURA 8.83 – Vista Tridimensional da Estrutural do Exemplo 2

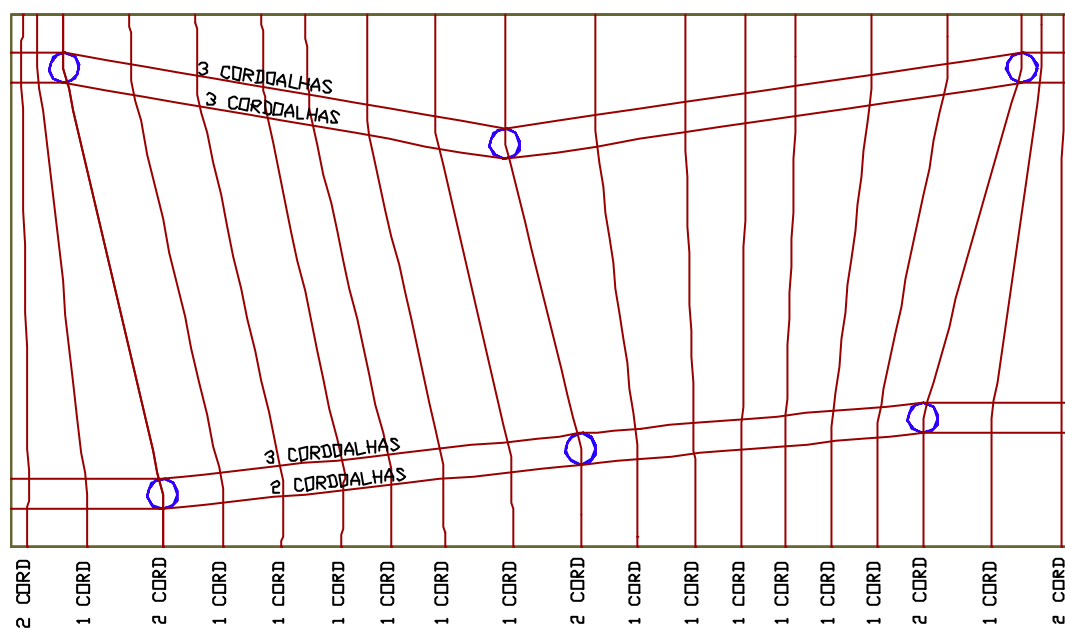


FIGURA 8.84 – Vista em Planta da Disposição dos Cabos

8.3.2 – Resumo dos Resultados Usando o Método dos Pórticos Equivalentes

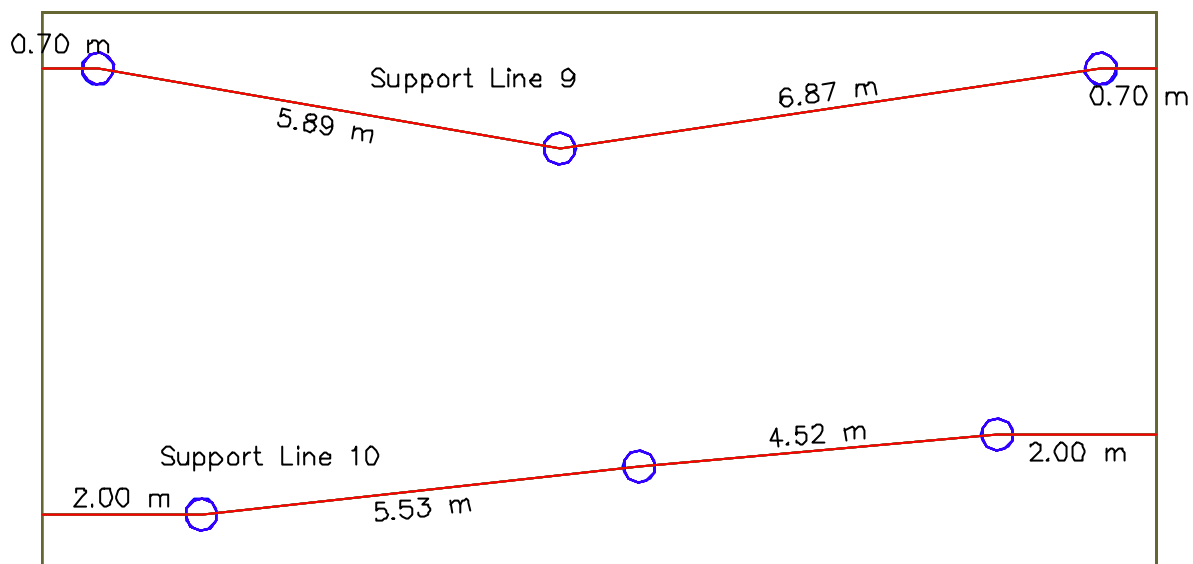


FIGURA 8.85 – Linhas de Apoio na Direção X

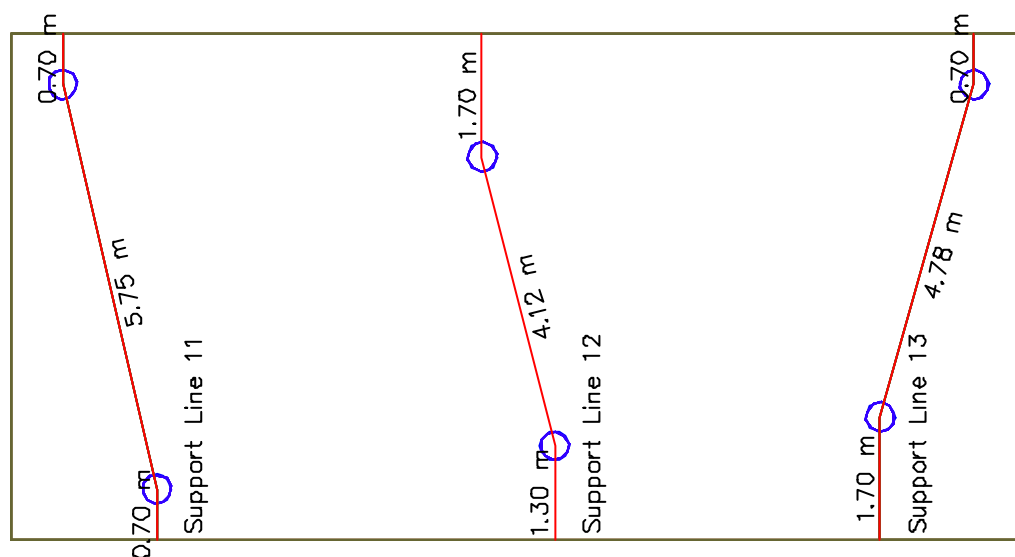


FIGURA 8.86 – Linhas de Apoio na Direção Y

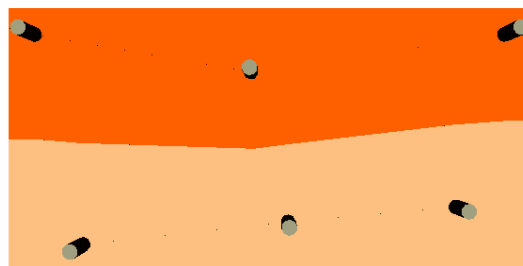


FIGURA 8.87 – Pórticos na Direção X

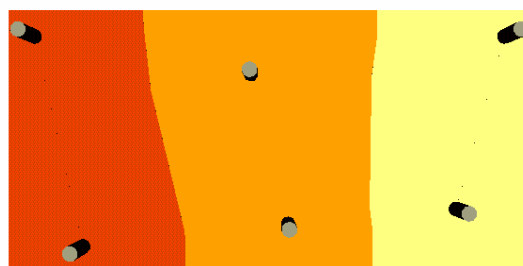


FIGURA 8.88 – Pórticos na Direção Y

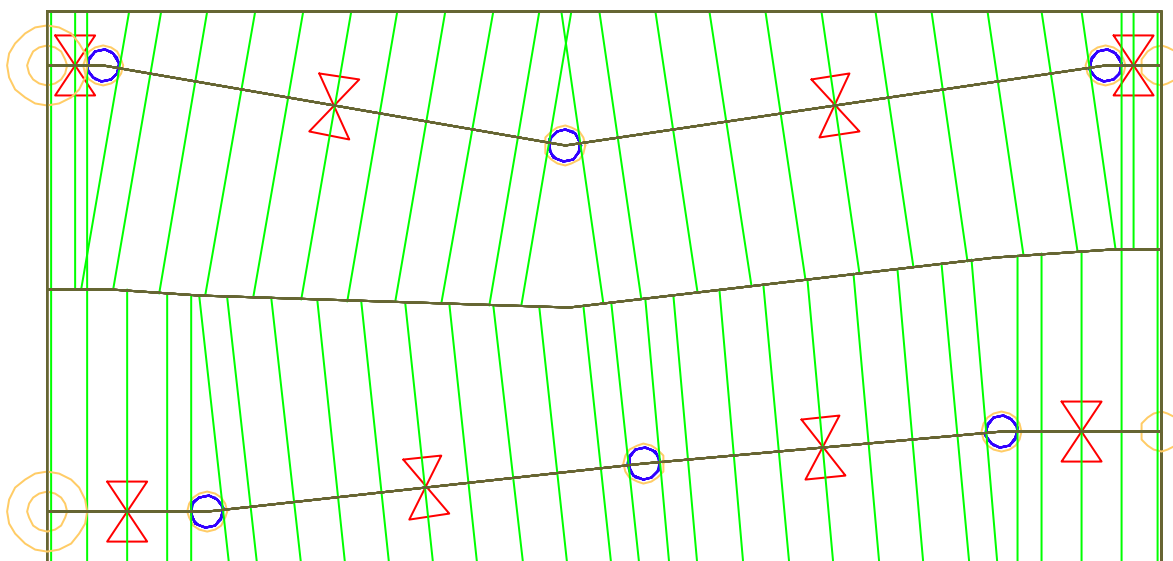


FIGURA 8.89 – Seções para Verificação das Tensões na Direção X

Linhas tracejadas, se existiram, indicam locais onde as tensões excederam os valores permissíveis.

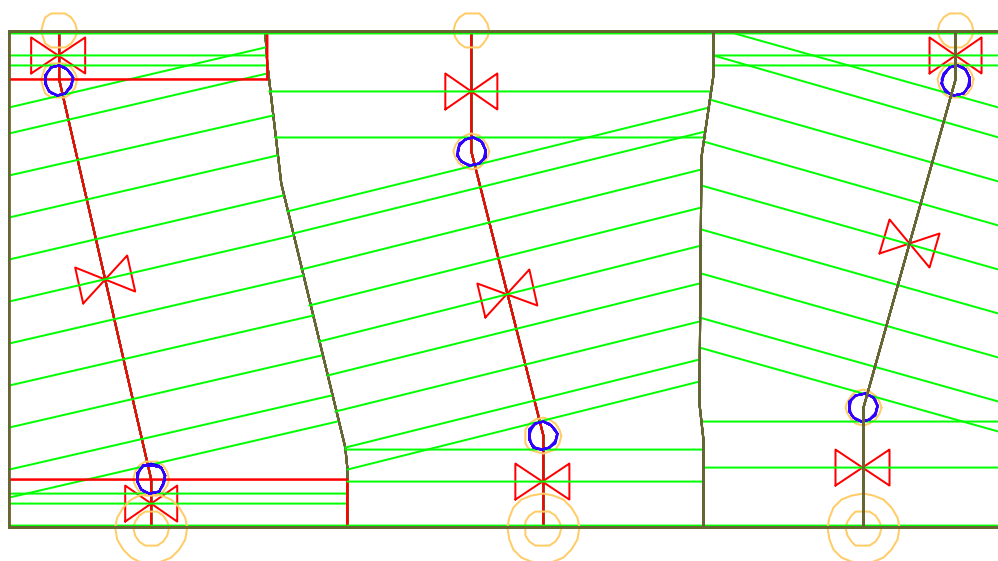


FIGURA 8.90 – Seções para Verificação das Tensões na Direção Y

Linhas tracejadas, se existiram indicam locais onde as tensões excederam os valores permissíveis.

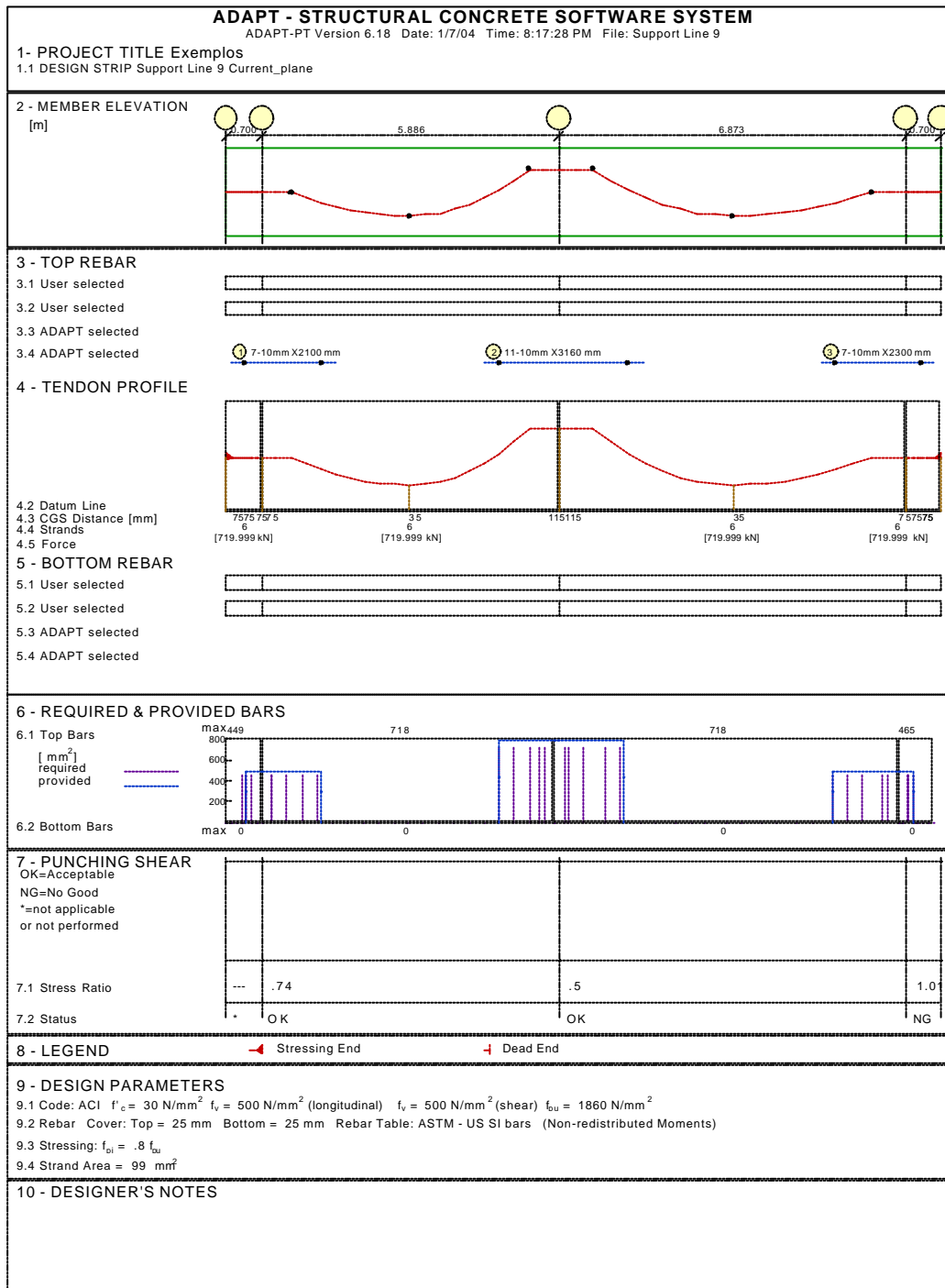


FIGURA 8.91 – Resumo dos Pórticos “Support Line 9”

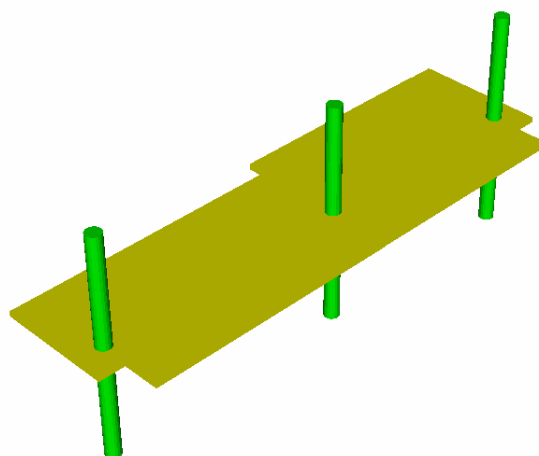


FIGURA 8.92 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 9”

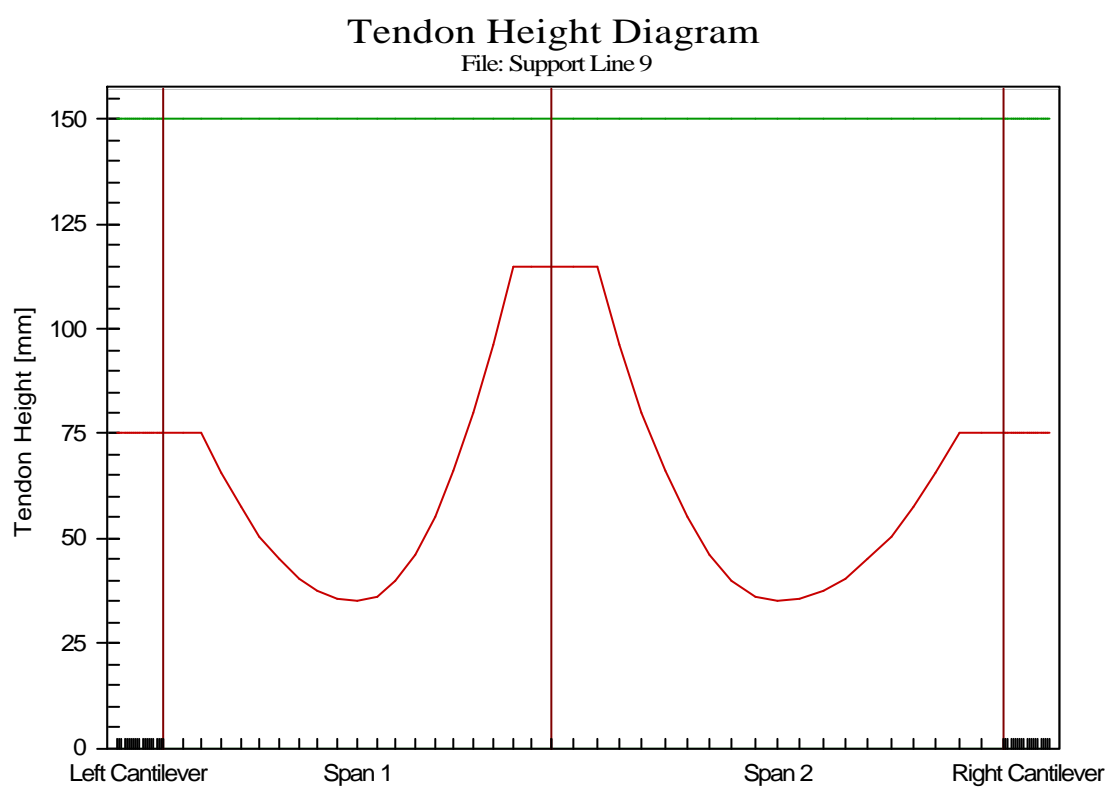


FIGURA 8.93 – Perfil dos Cabos para “Support Line 9”

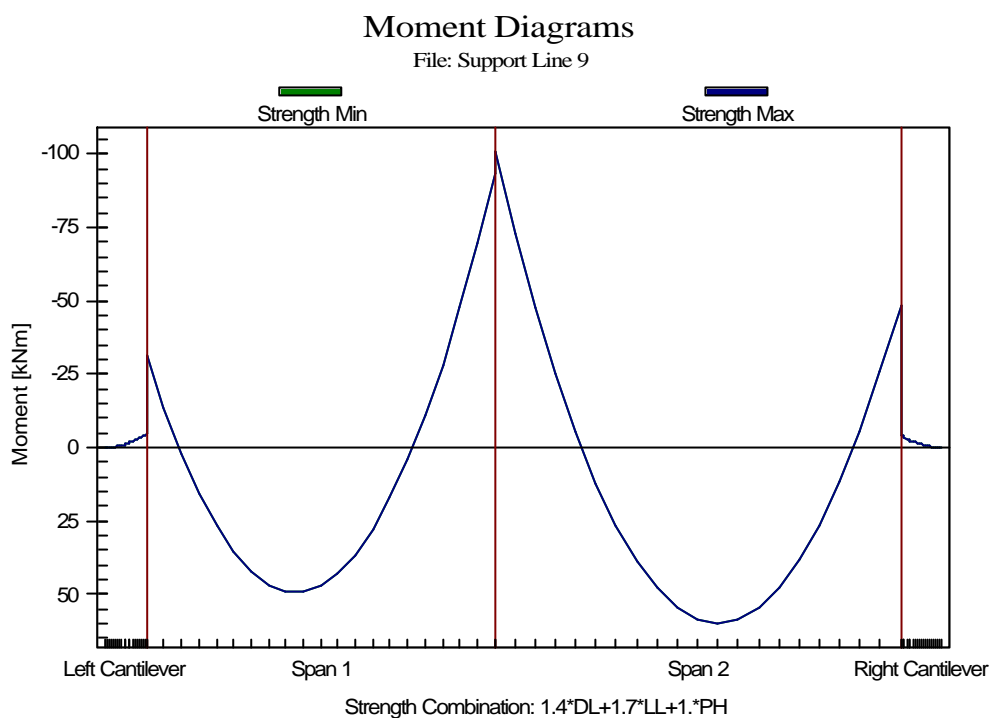


FIGURA 8.94 – Distribuição dos Momentos de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Line 9”

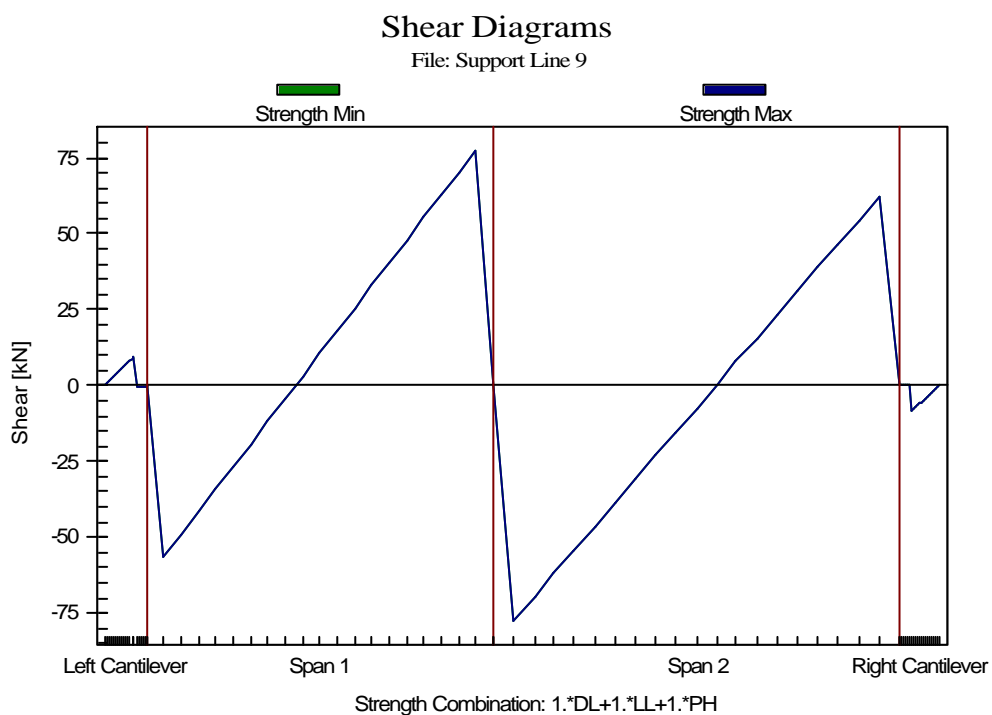


FIGURA 8.95 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support Lines 9”

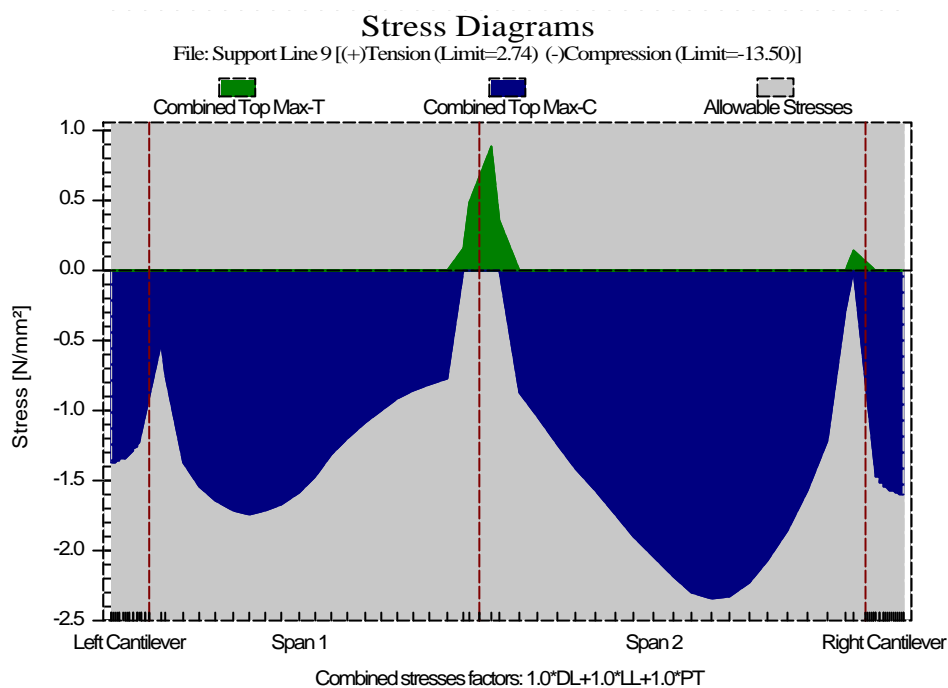


FIGURA 8.96 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 9”

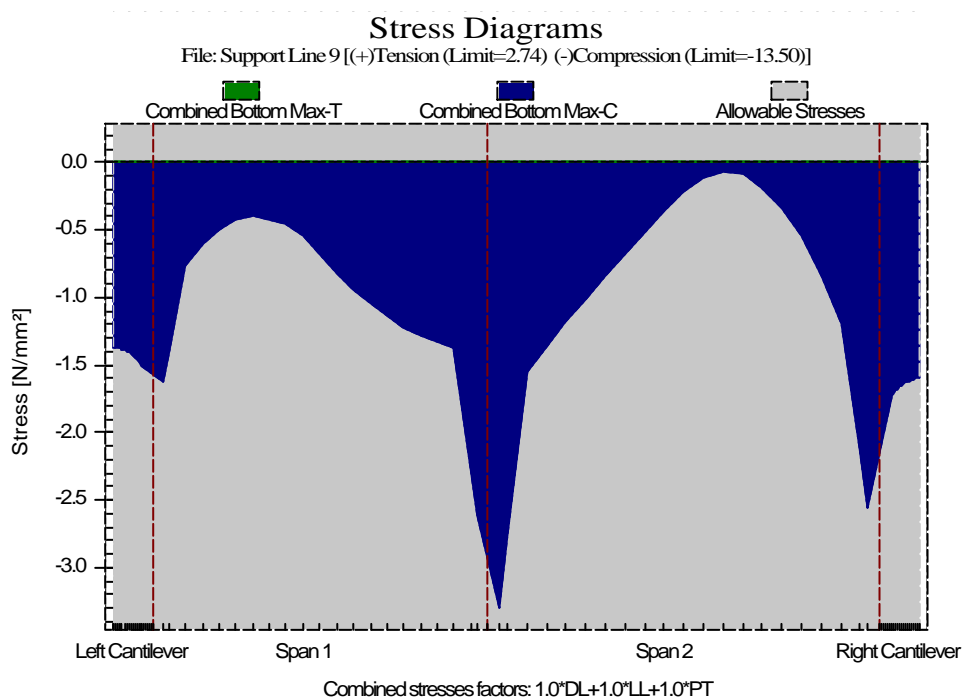


FIGURA 8.97 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 9”

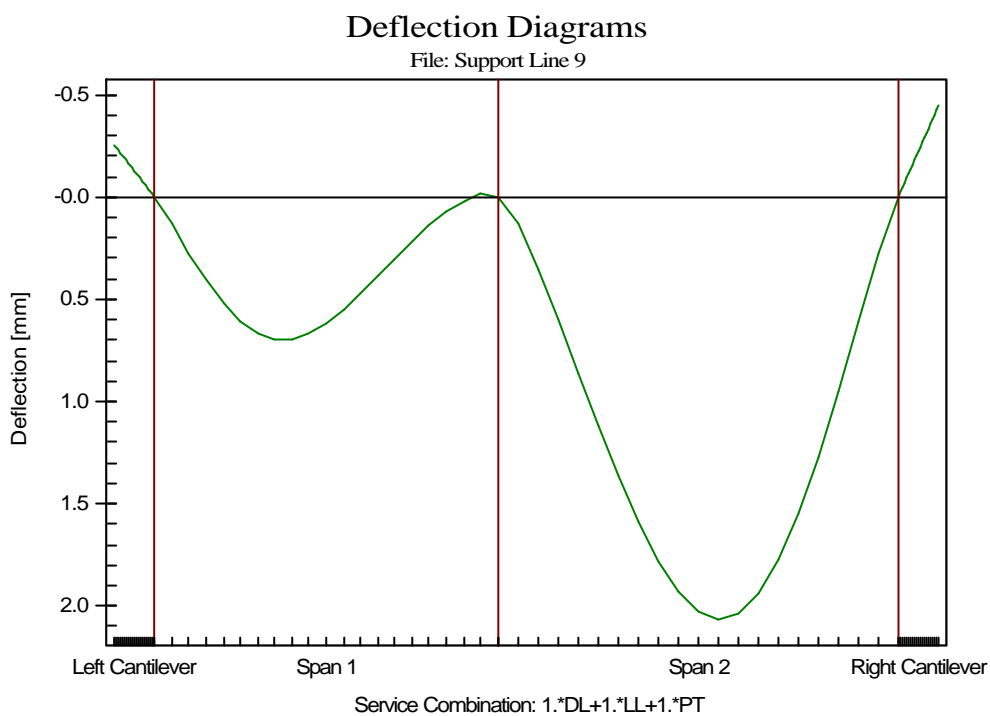


FIGURA 8.98 – Flechas em Condições de Serviço

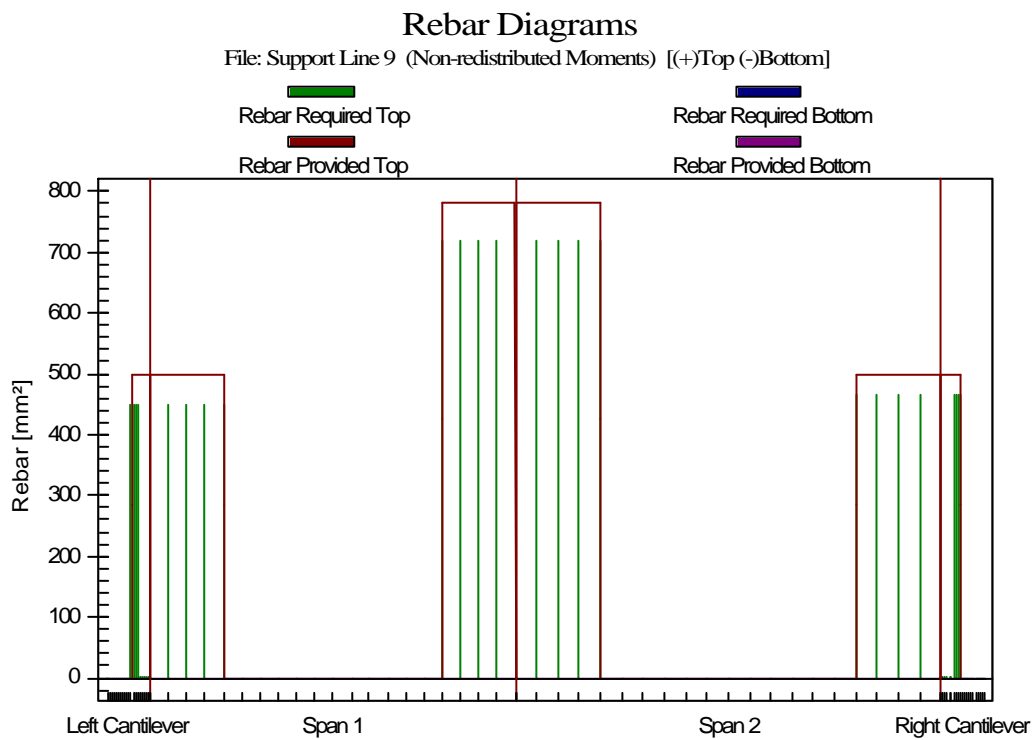


FIGURA 8.99 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line 9”

Post-Tensioning Diagrams

File: Support Line 9

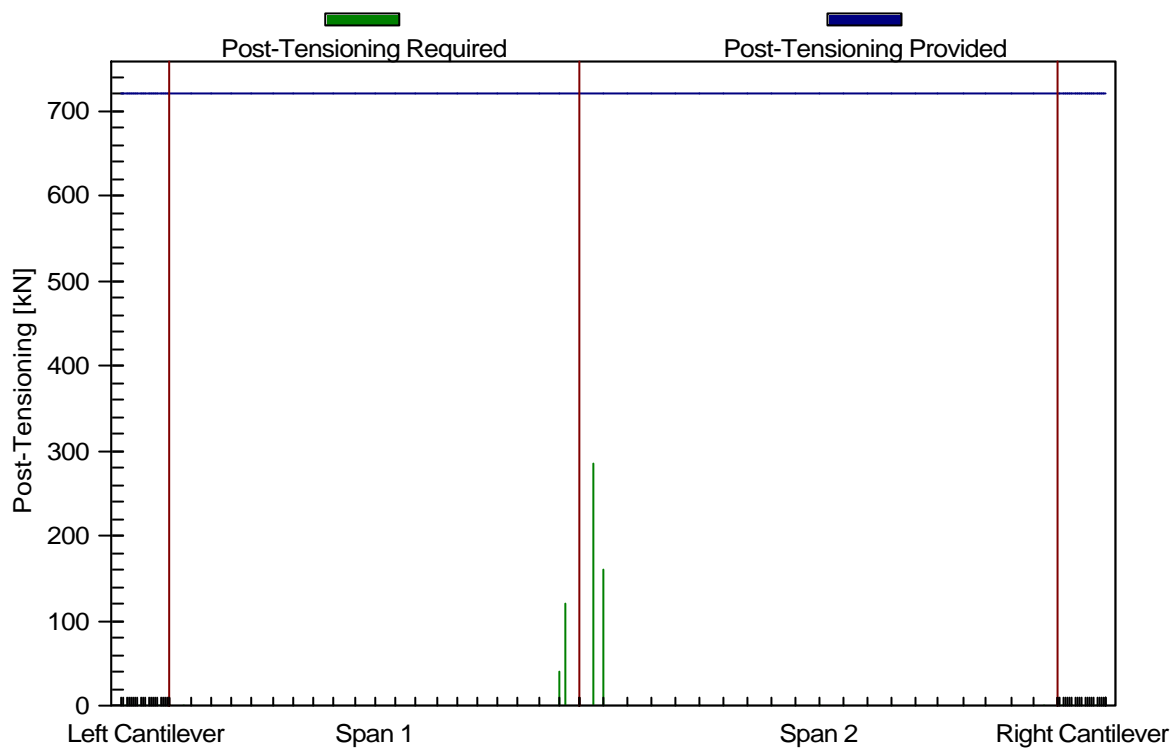


FIGURA 8.100 – Protensão Requerida e Providenciada para as Faixas de Projeto
“Support Lines 1 e 4”

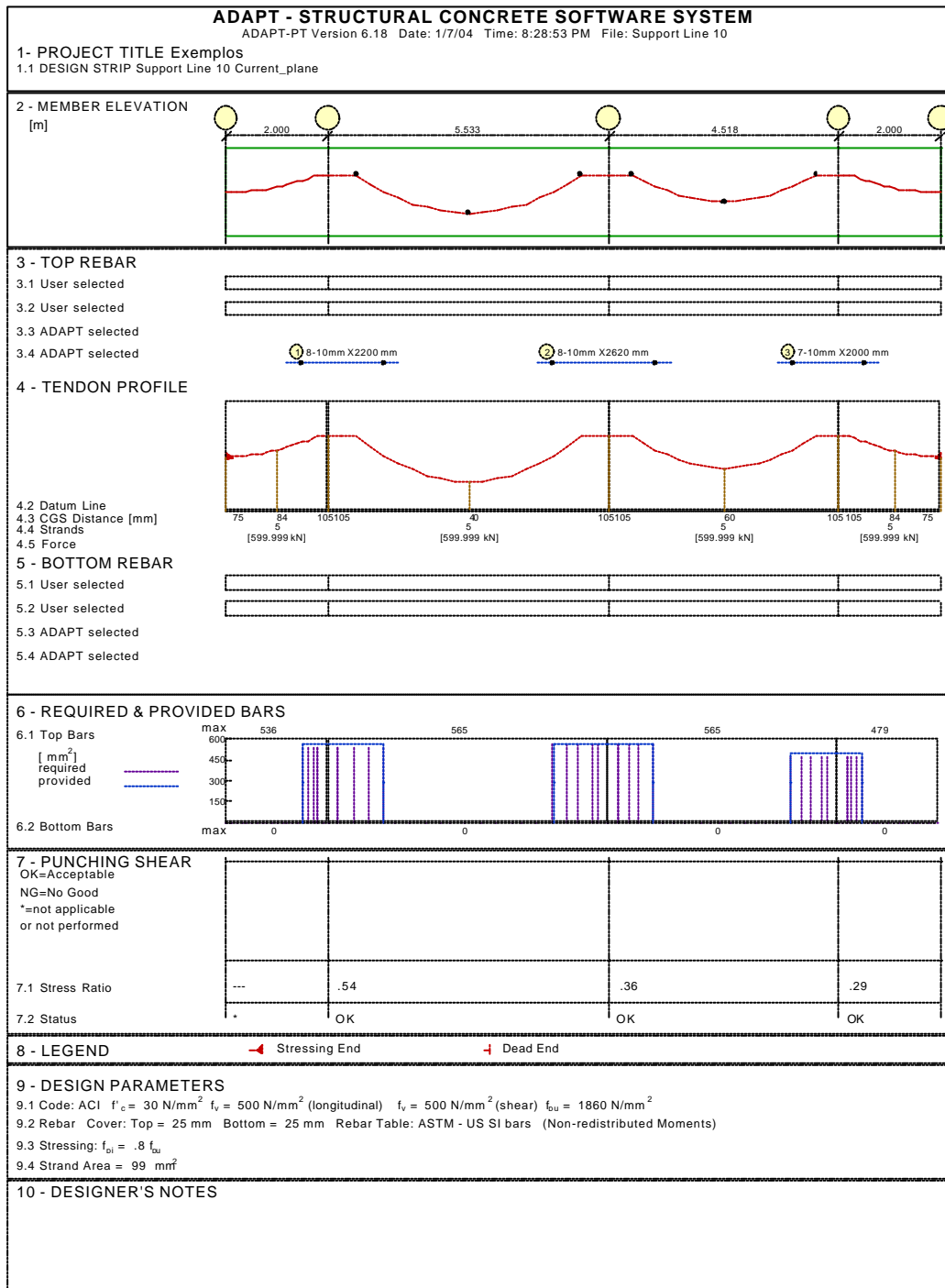


FIGURA 8.101 – Resumo do Pórtico “Support Line 10”

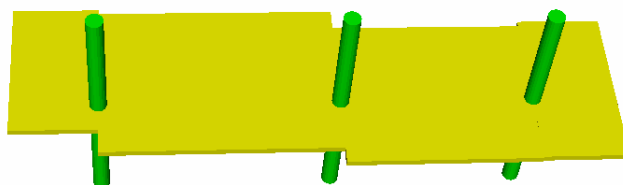


FIGURA 8.102 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 10”

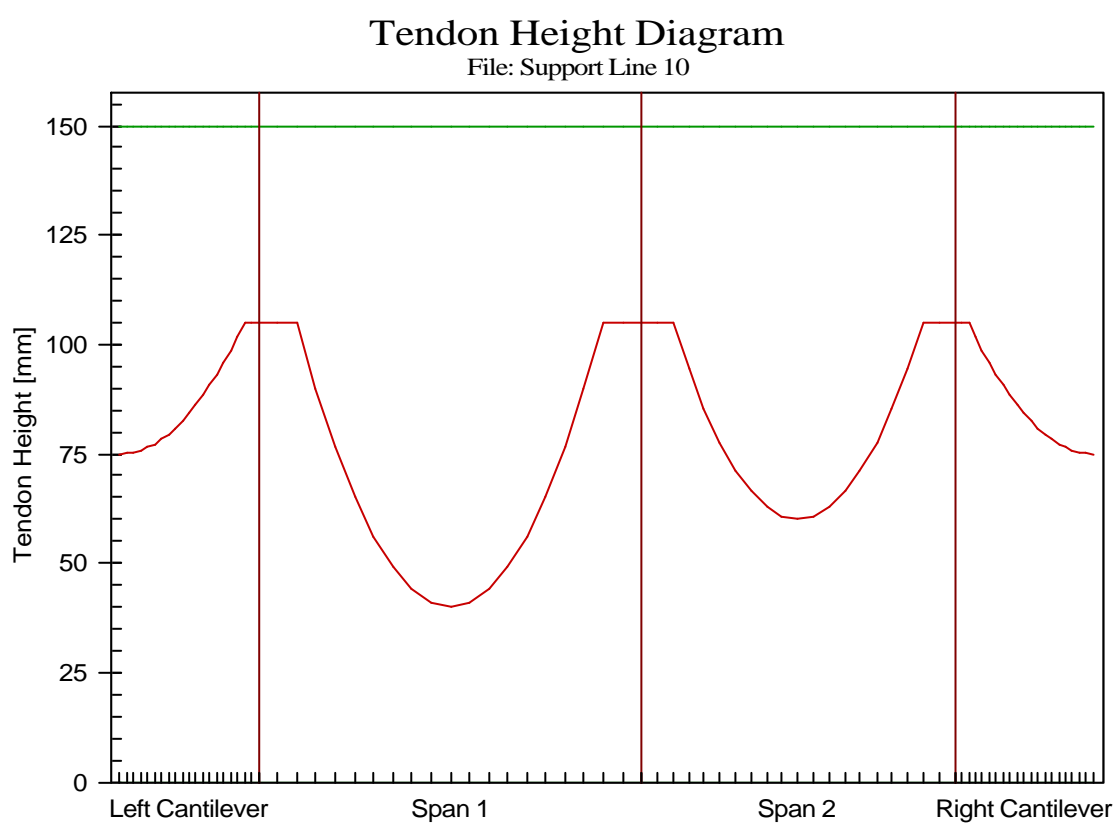


FIGURA 8.103 – Perfil dos Cabos para “Support Line 10”

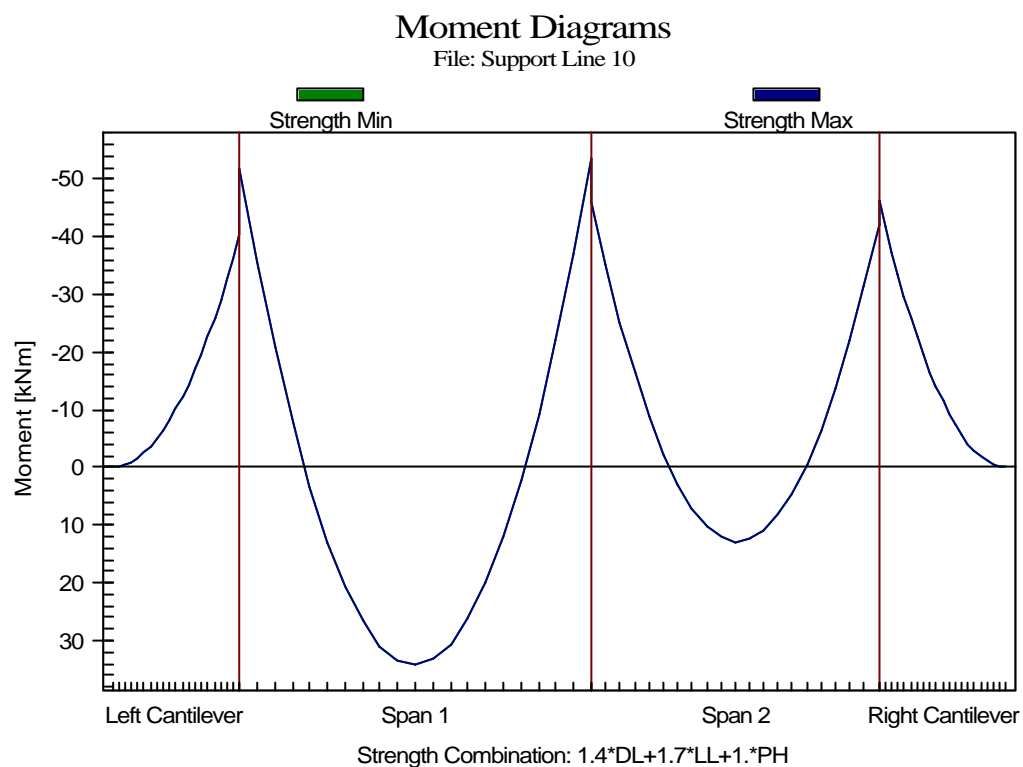


FIGURA 8.104 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
“Support Lines 10”

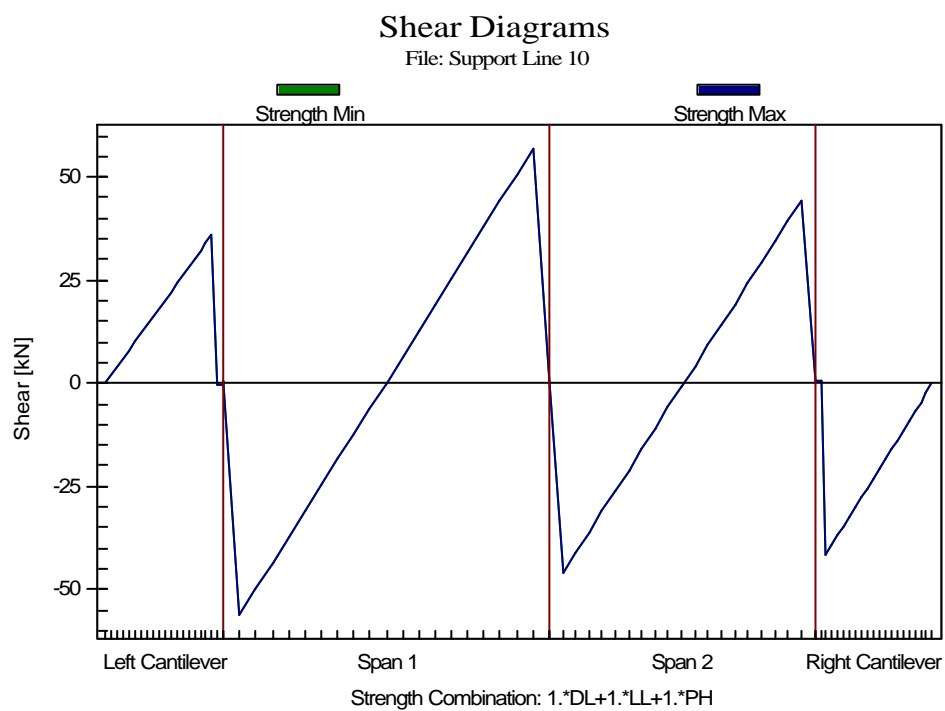


FIGURA 8.105 – Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixas de Projeto
“Support line 10”

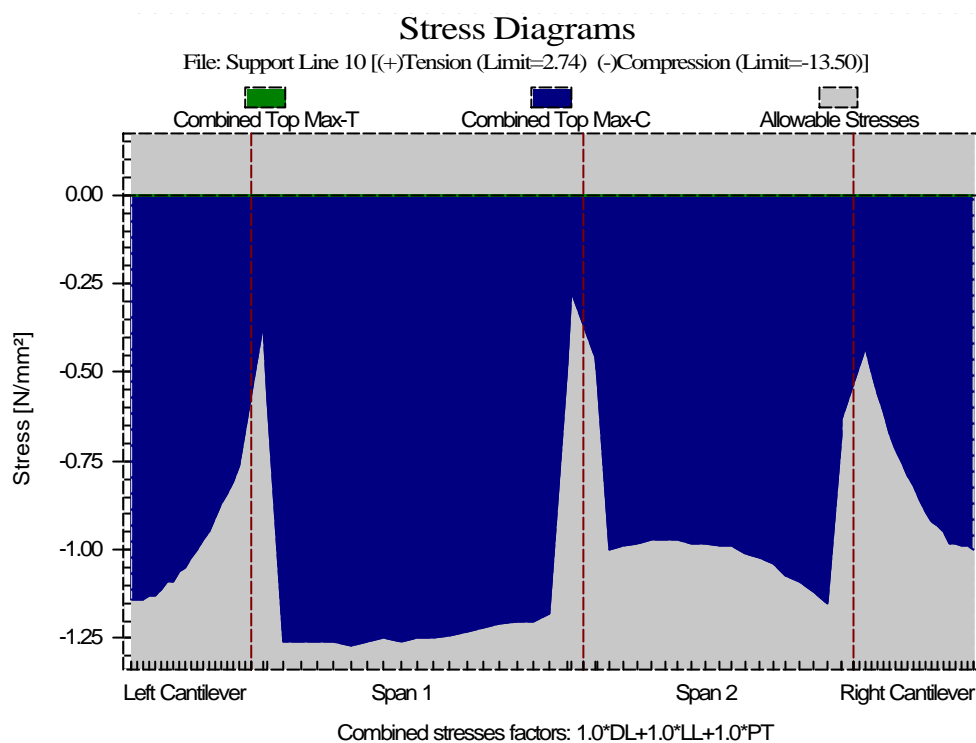


FIGURA 8.106 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Lines 10”

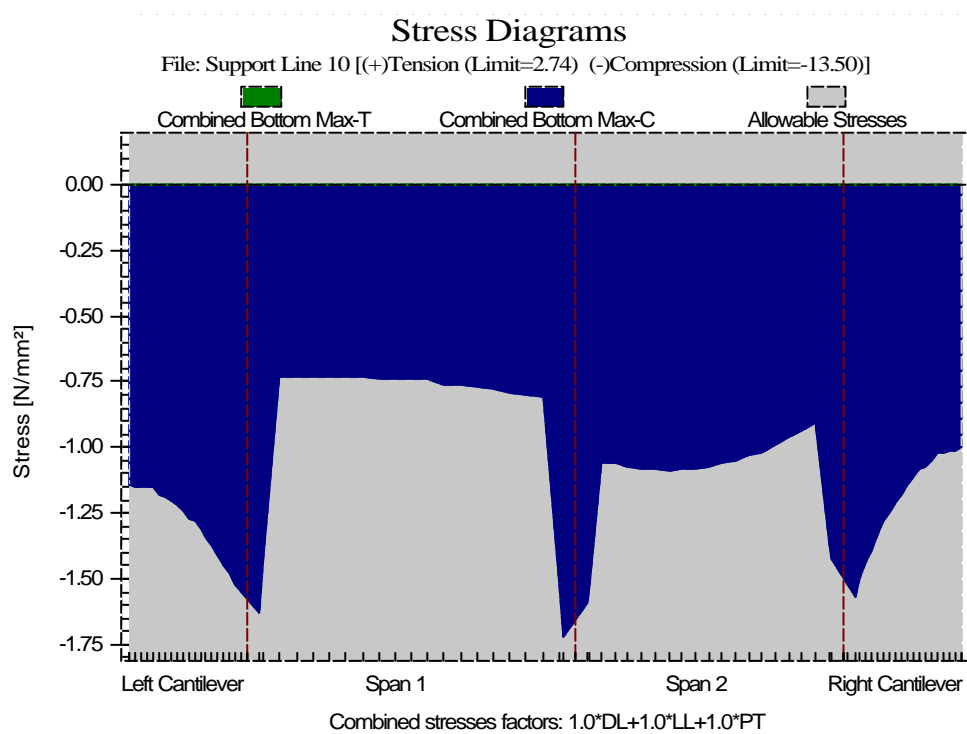


FIGURA 8.107 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”

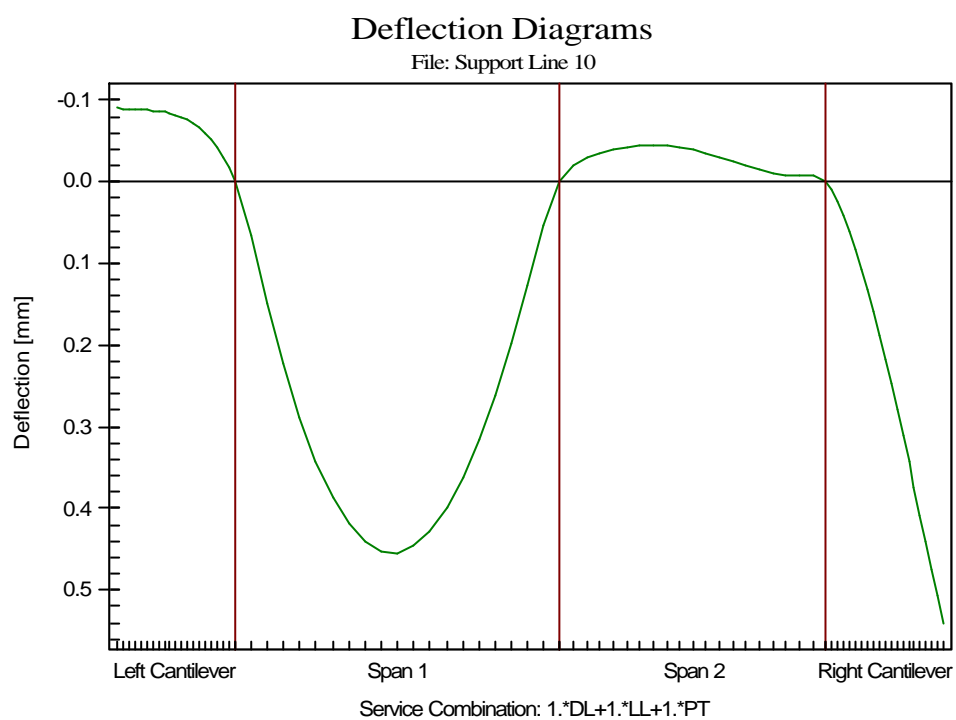


FIGURA 8.110 – Flechas em Condições de Serviço

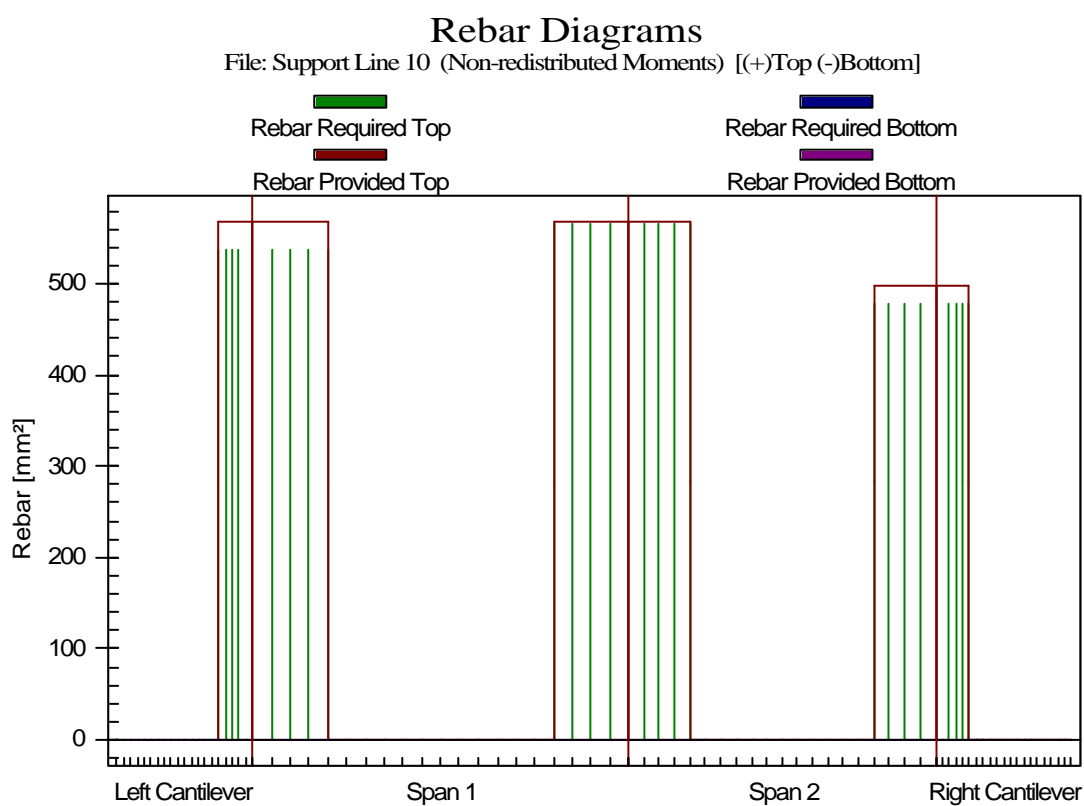


FIGURA 8.109 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto “Support Line10”

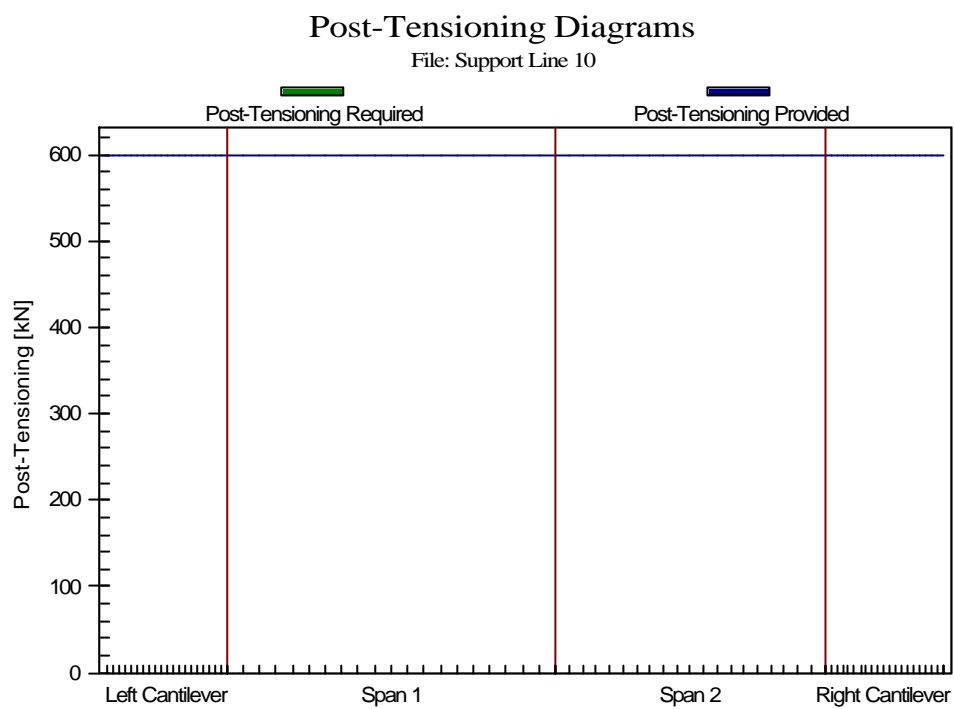


FIGURA 8.110 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

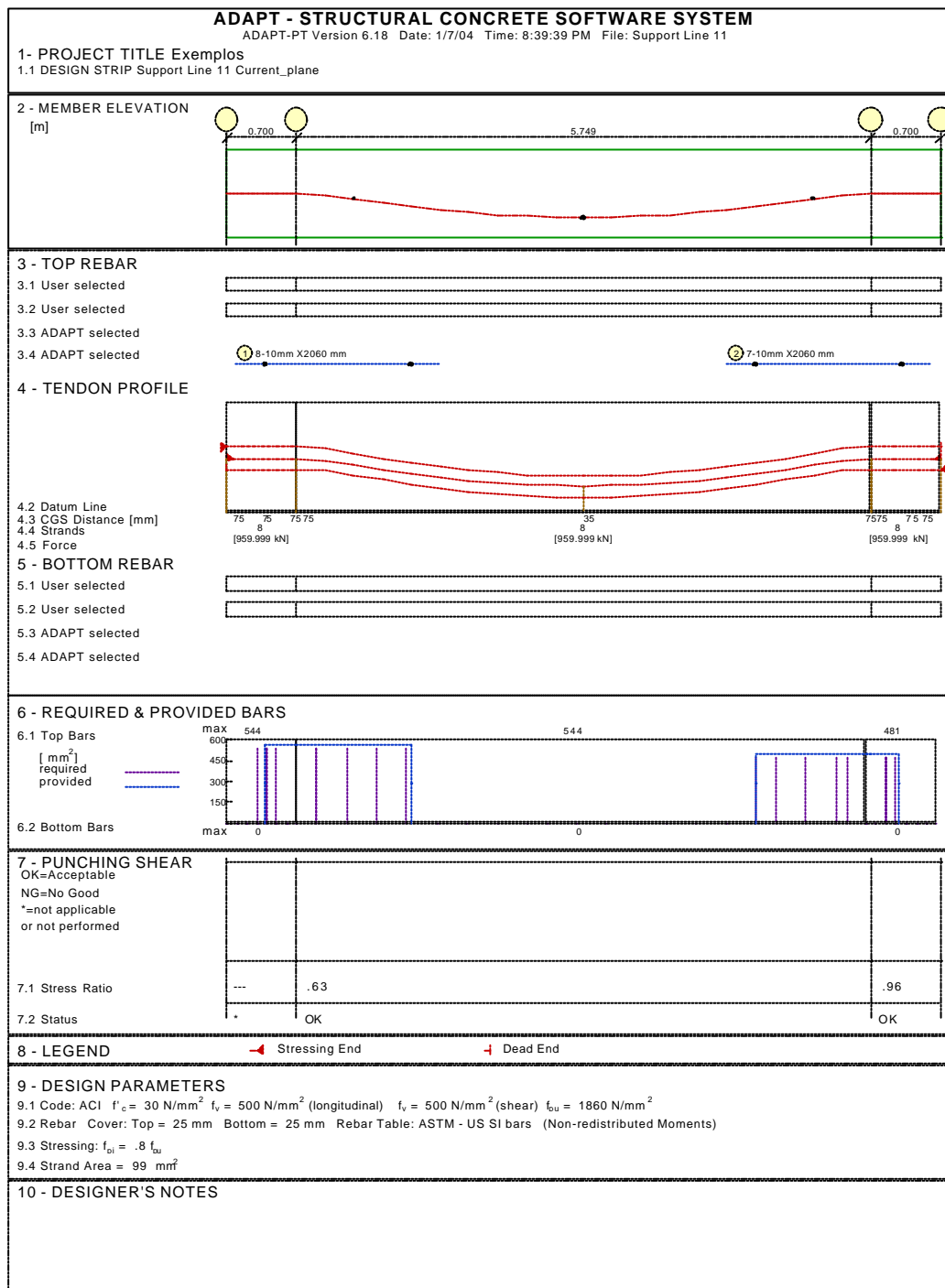


FIGURA 8.111 – Resumo do Pórtico “Support Line 11”

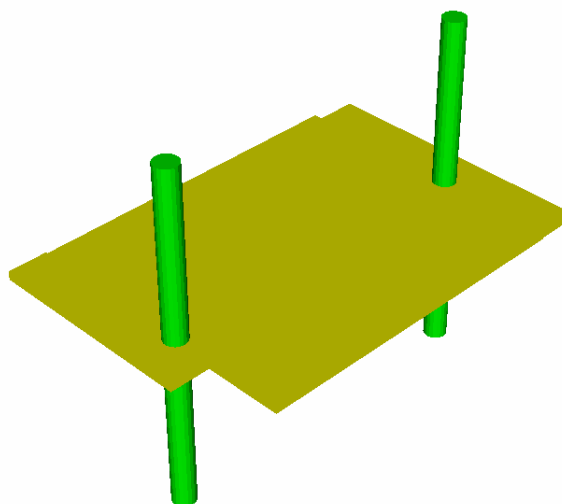


FIGURA 8.112 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 11”

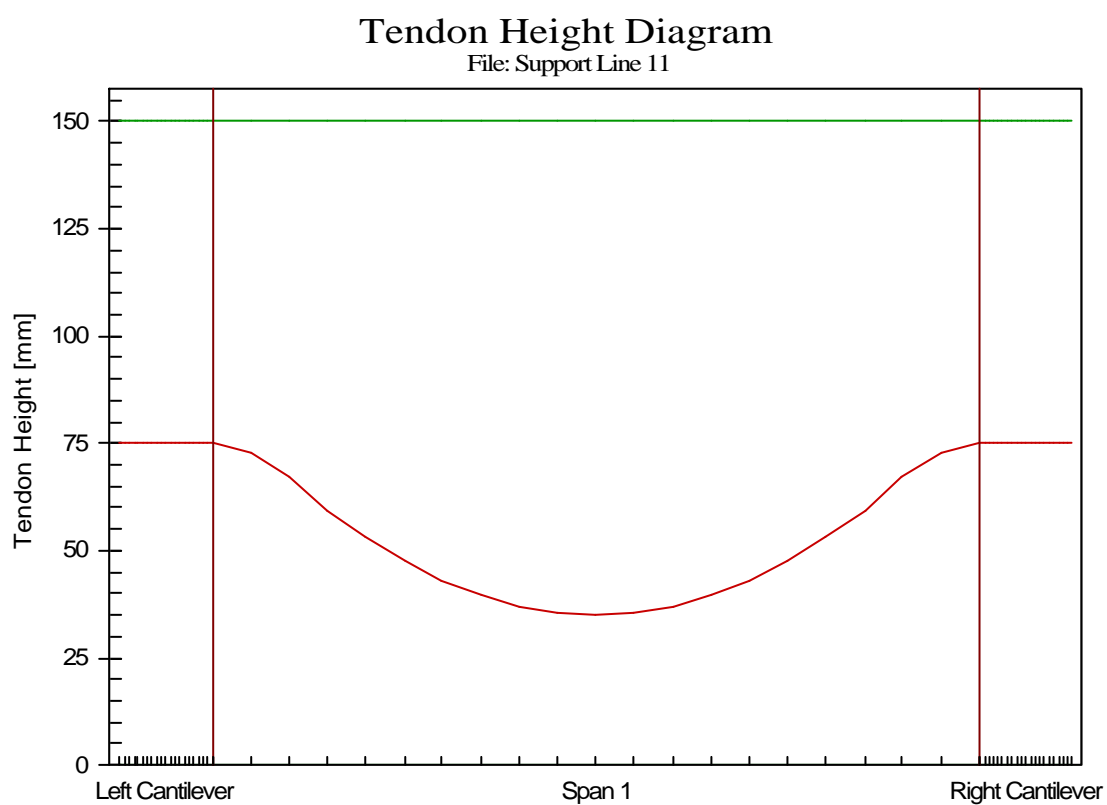


FIGURA 8.113 – Perfil dos Cabos para “Support Line 11”

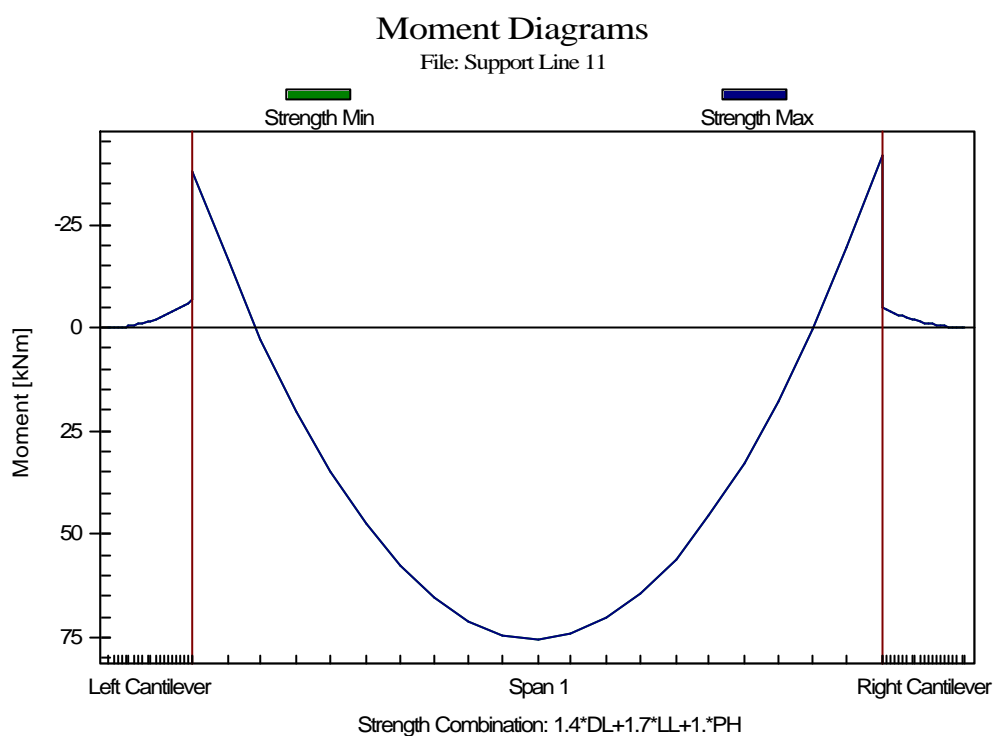


FIGURA 8.114 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

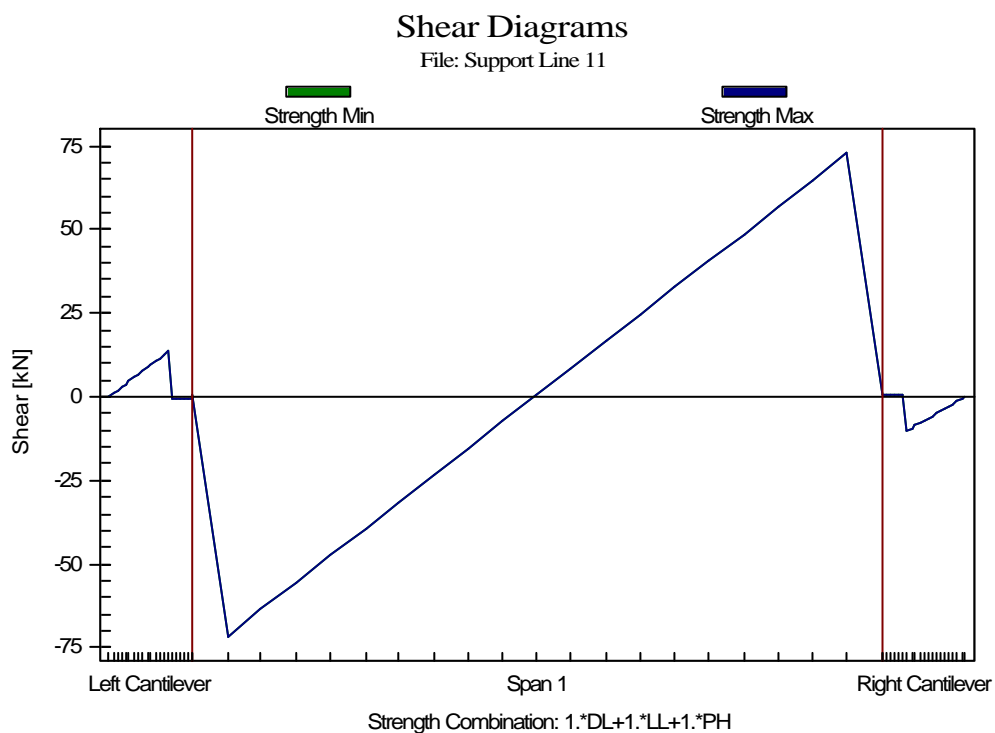


FIGURA 8.115 – Distribuição de Cortantes de Projeto para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

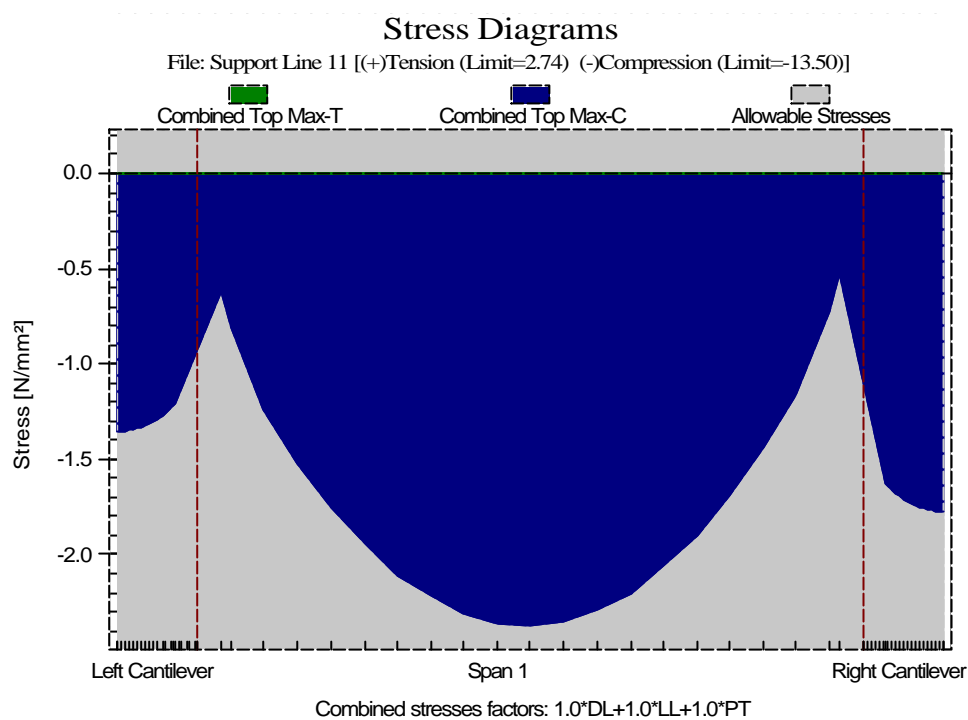


FIGURA 8.116 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

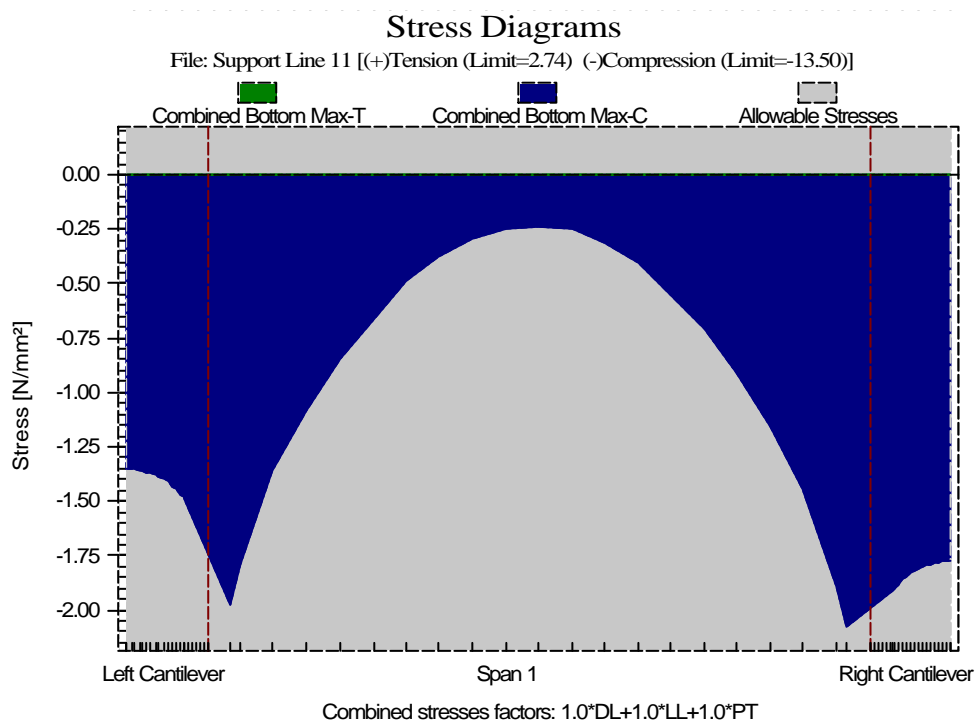


FIGURA 8.117 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

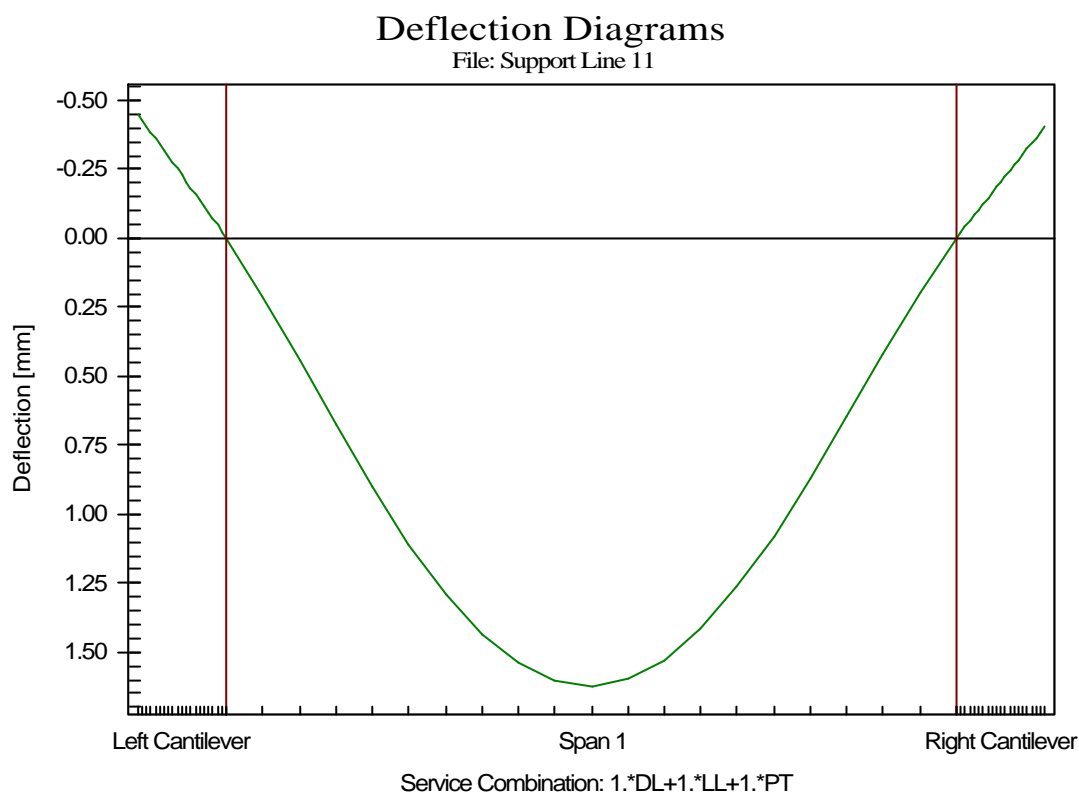


FIGURA 8.118 – Flechas em Condições de Serviço

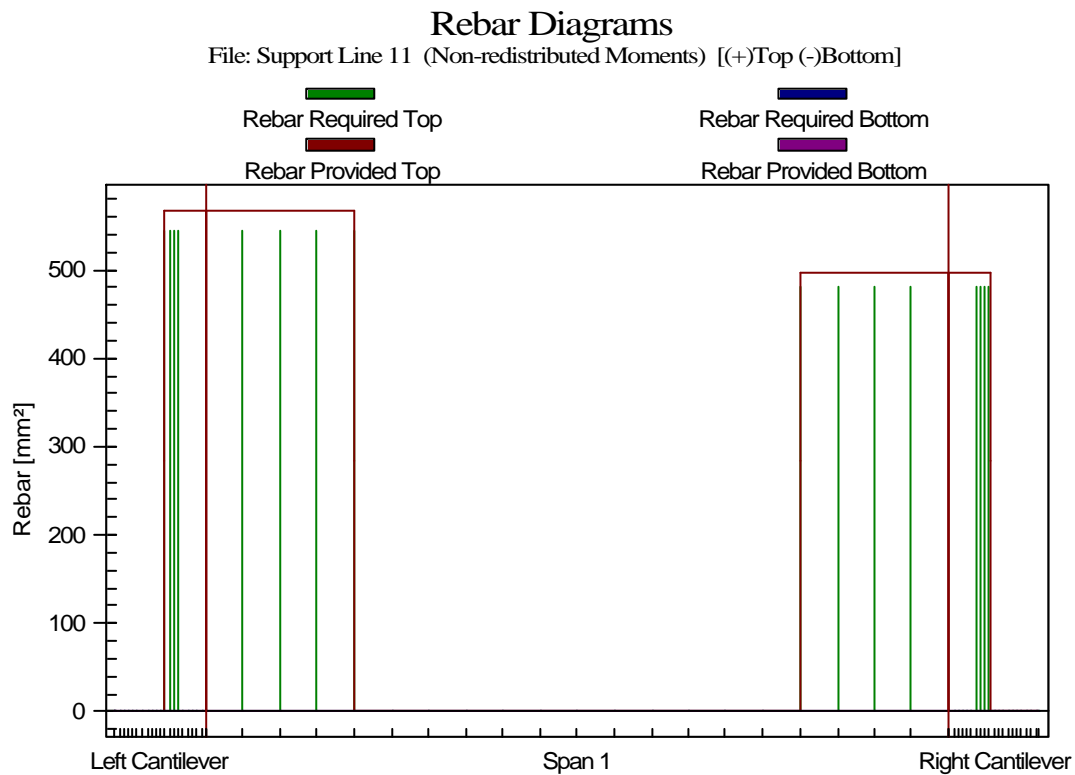


FIGURA 8.119 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para as Faixa de Projeto “Support Line 11”

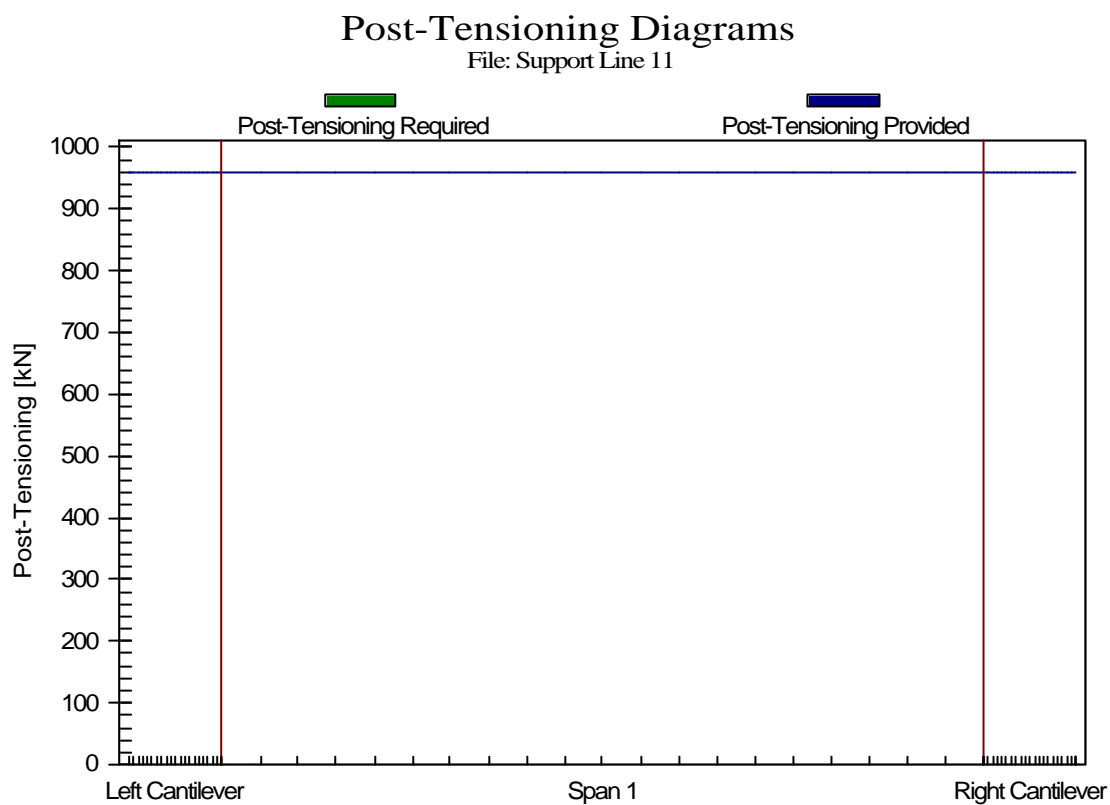


FIGURA 8.120 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

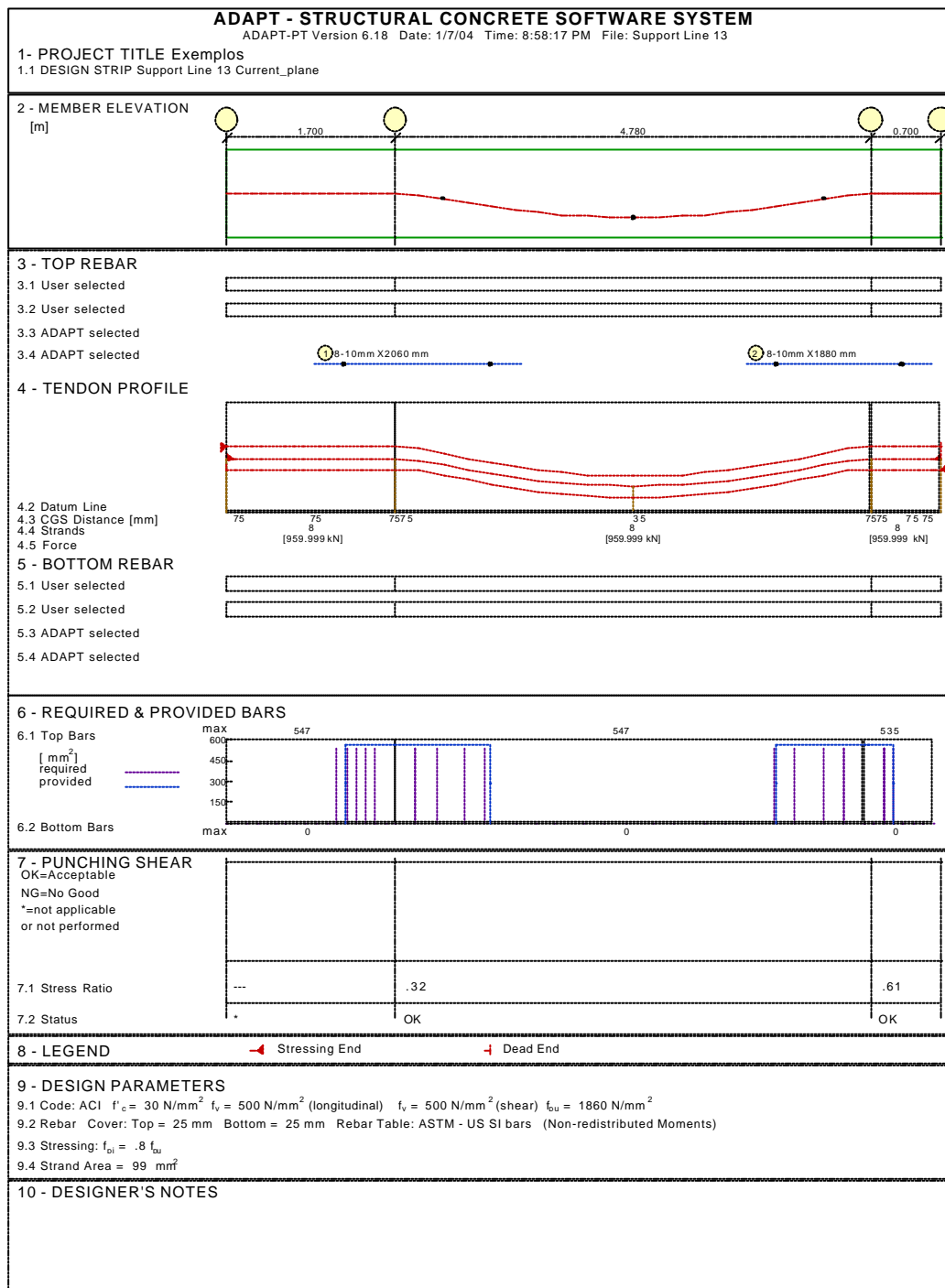


FIGURA 8.121 – Resumo do Pórtico “Support Line 13”

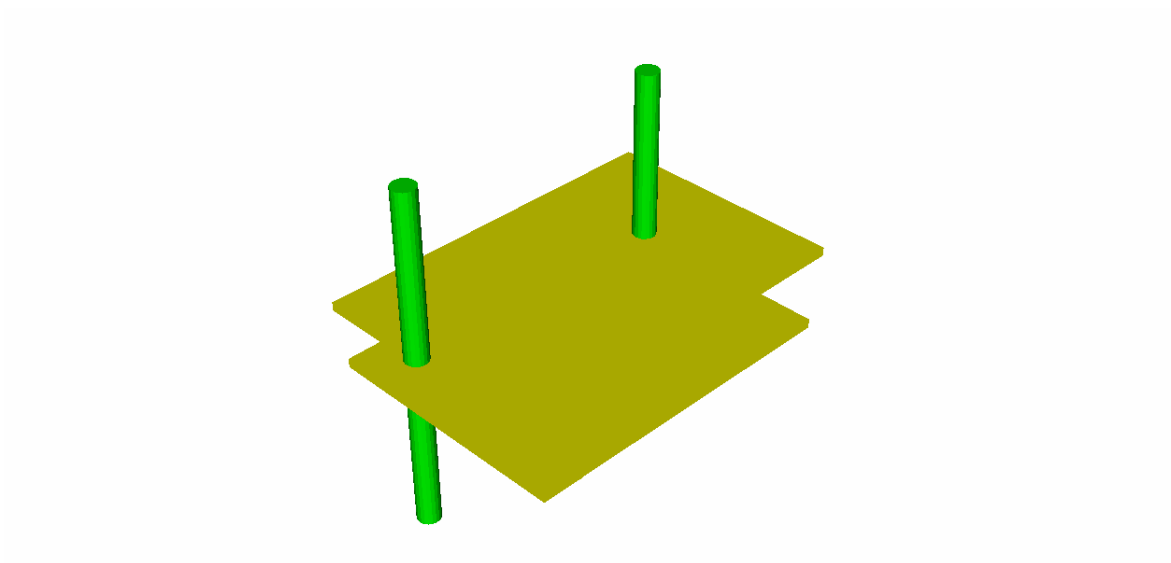


FIGURA 8.122 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 13”

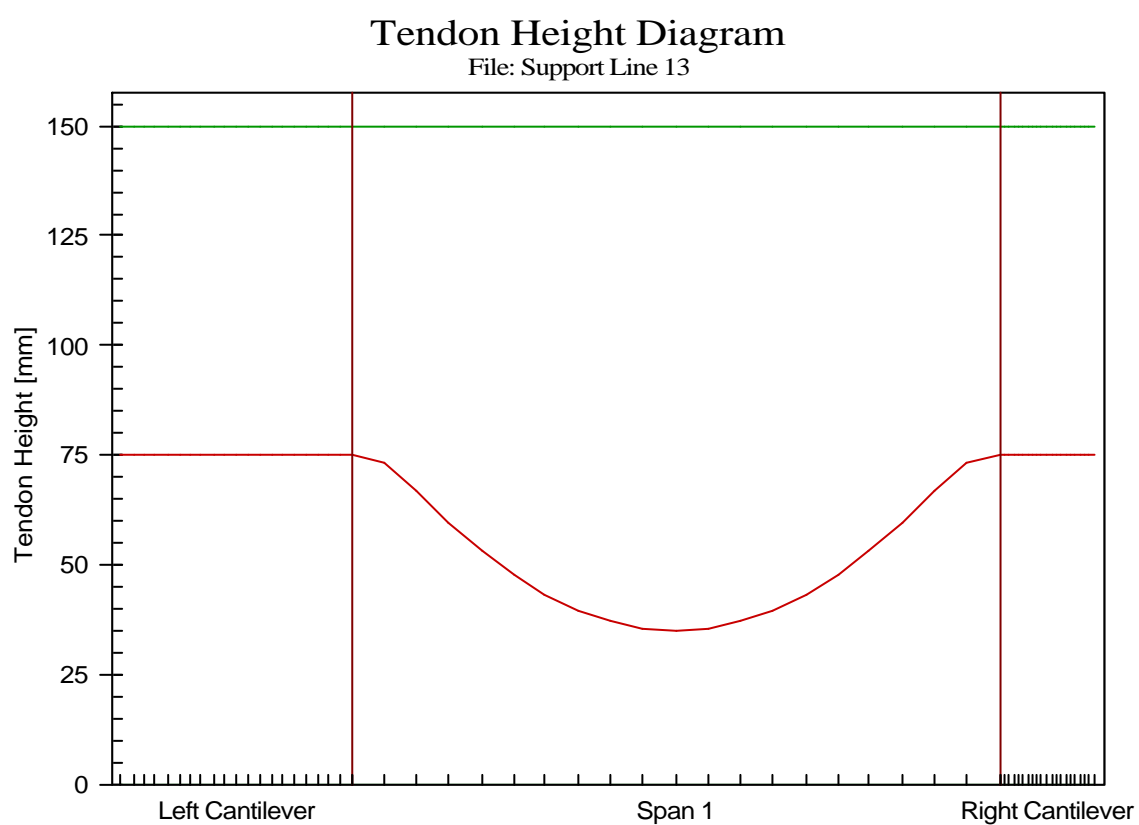


FIGURA 8.123 – Perfil dos Cabos para “Support Line 13”

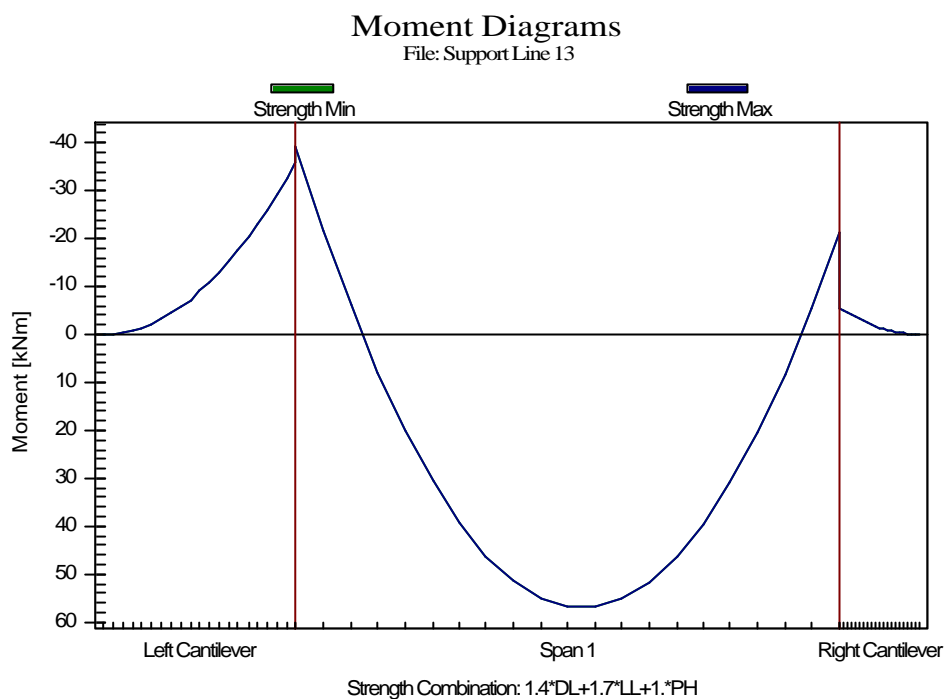


FIGURA 8.124 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
“Support Line 13”

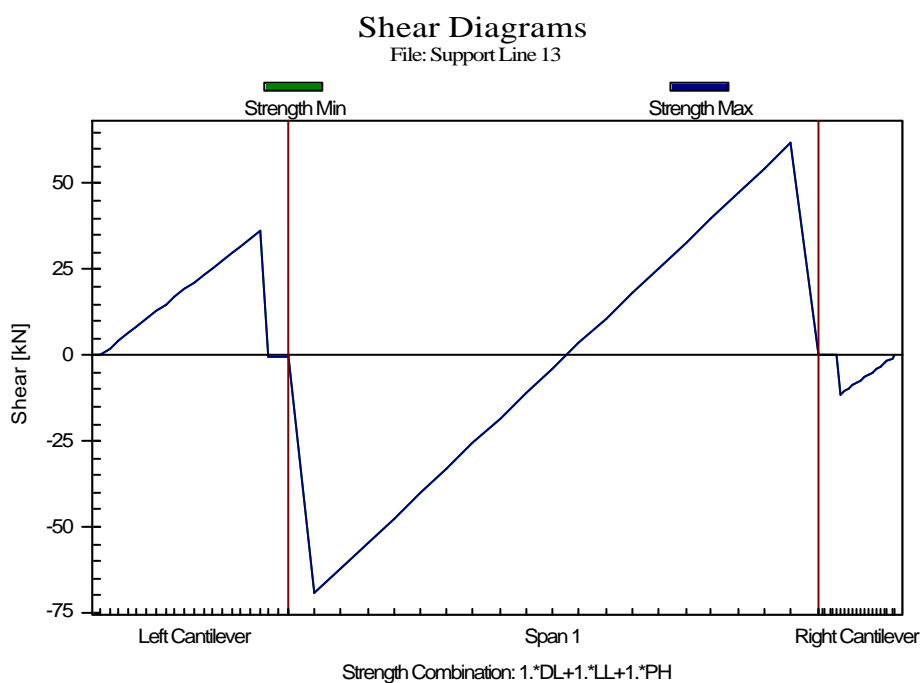


FIGURA 8.125– Distribuição de Cortantes de Projeto para as Faixa de Projeto
“Support Line 13”

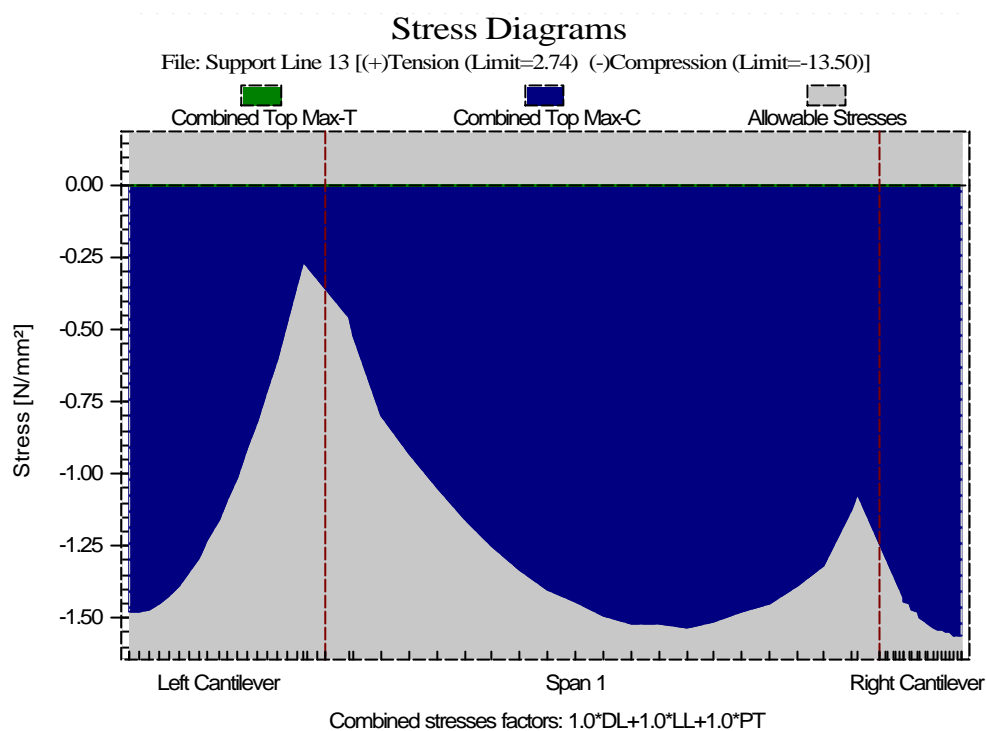


FIGURA 8.126 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 13”

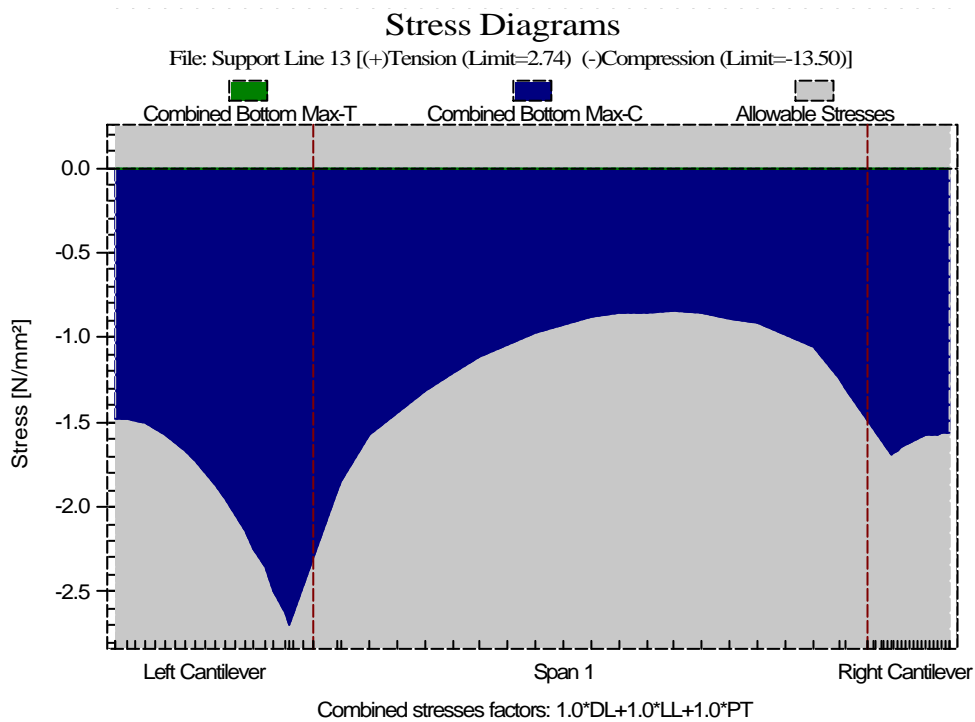


FIGURA 8.127 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 13”

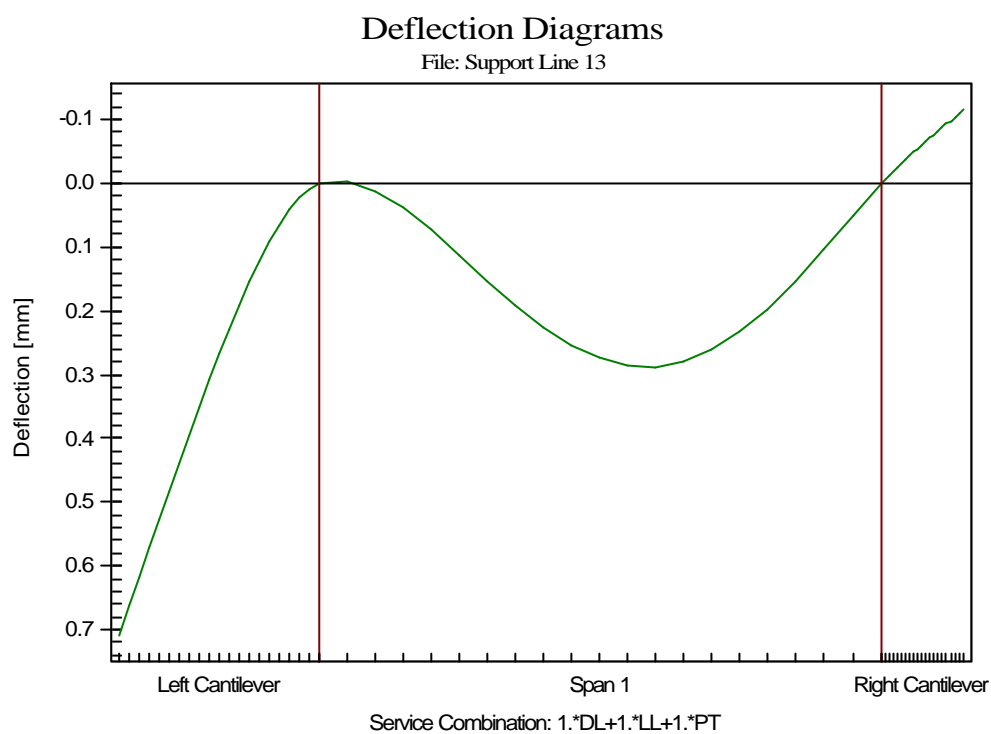


FIGURA 8.128 – Flechas em Condições de Serviço

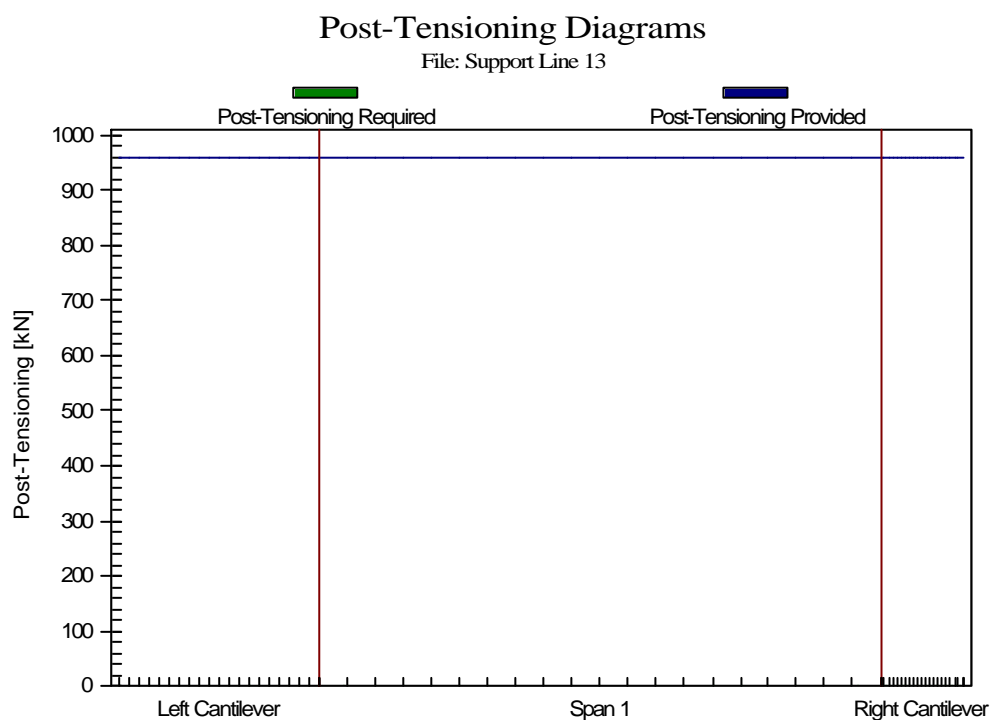


FIGURA 8.129 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto
“Support Line 13”

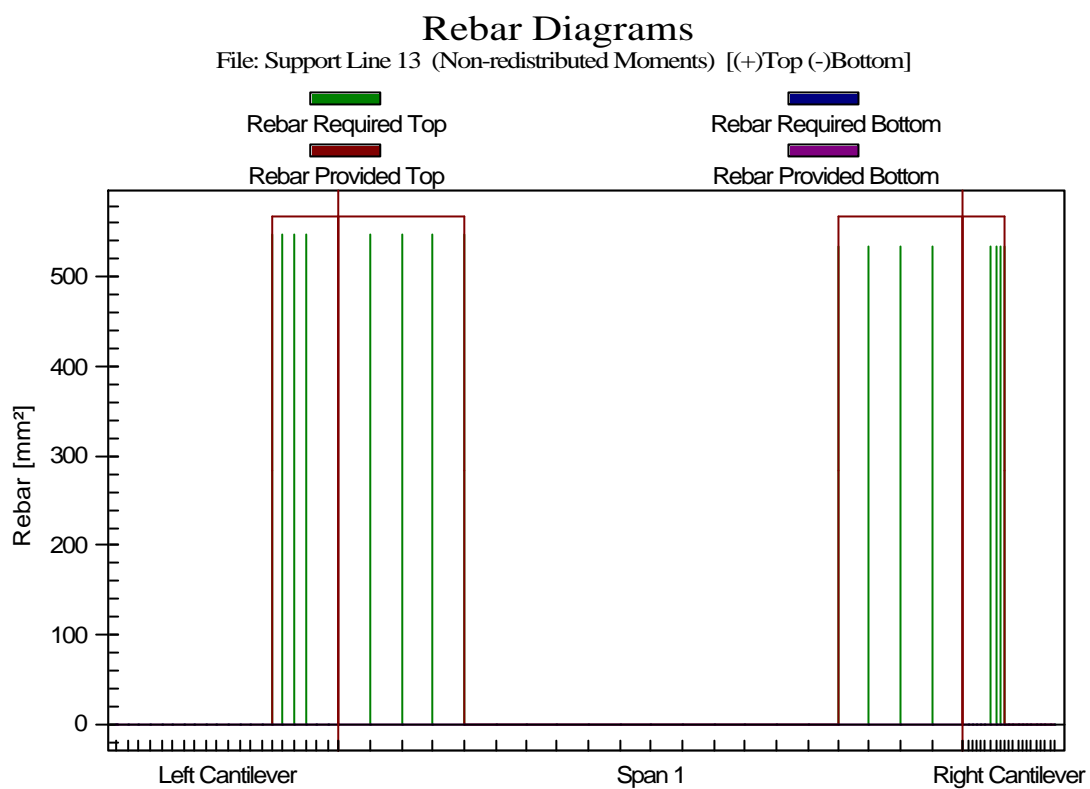


FIGURA 8.130 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

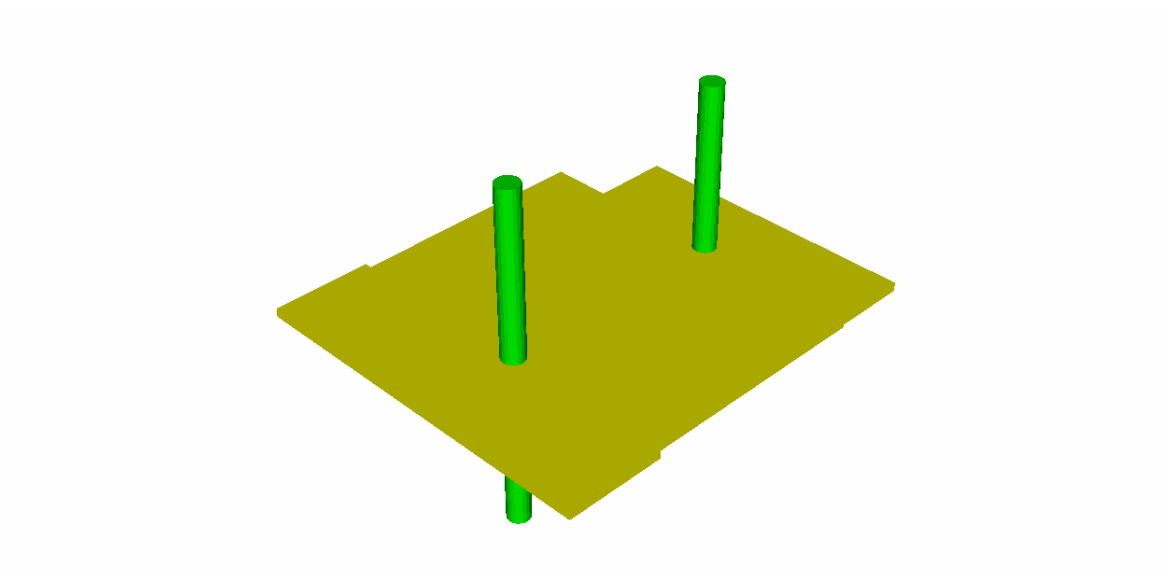


FIGURA 8.131 – Vista Tridimensional do Pórtico Equivalente Referente à “Support Line 12”

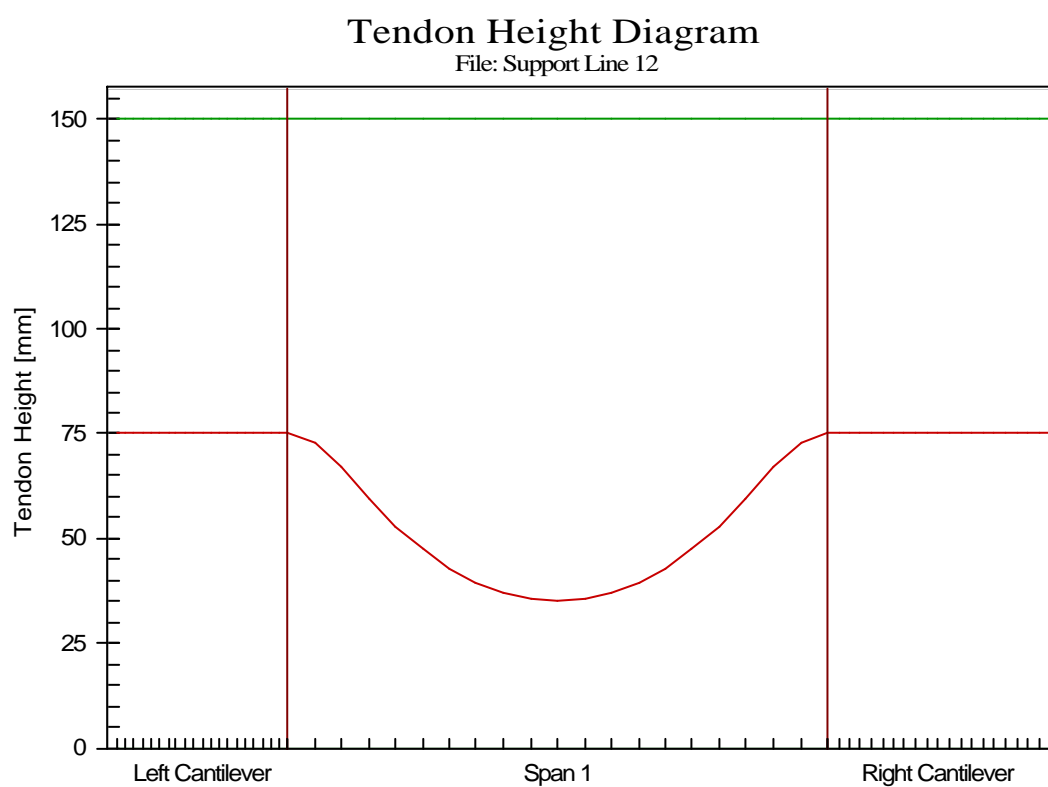


FIGURA 8.132 – Perfil dos Cabos para “Support Line 12”

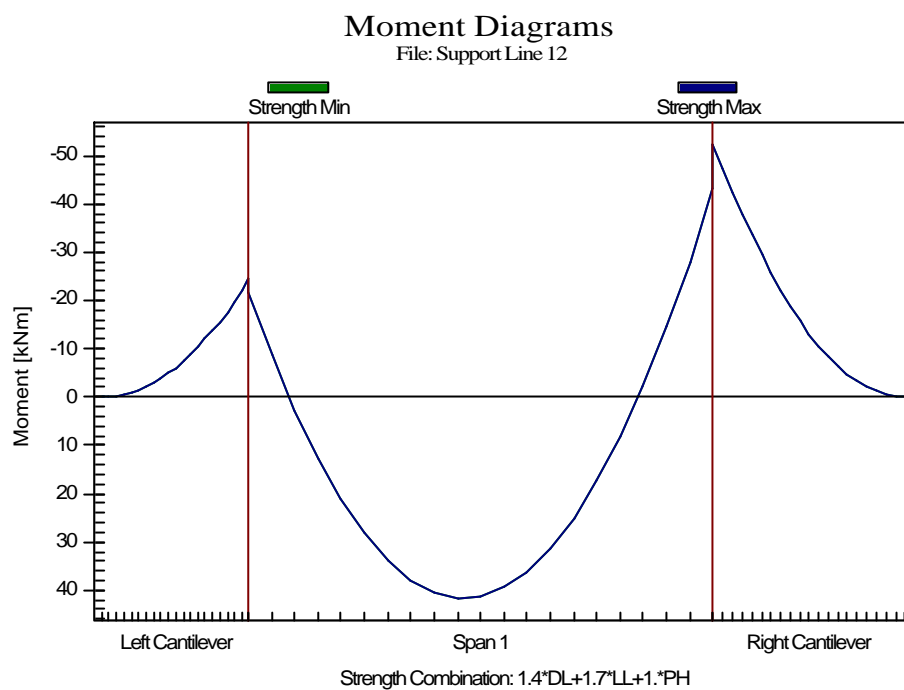


FIGURA 8.133 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
“Support Line 12”

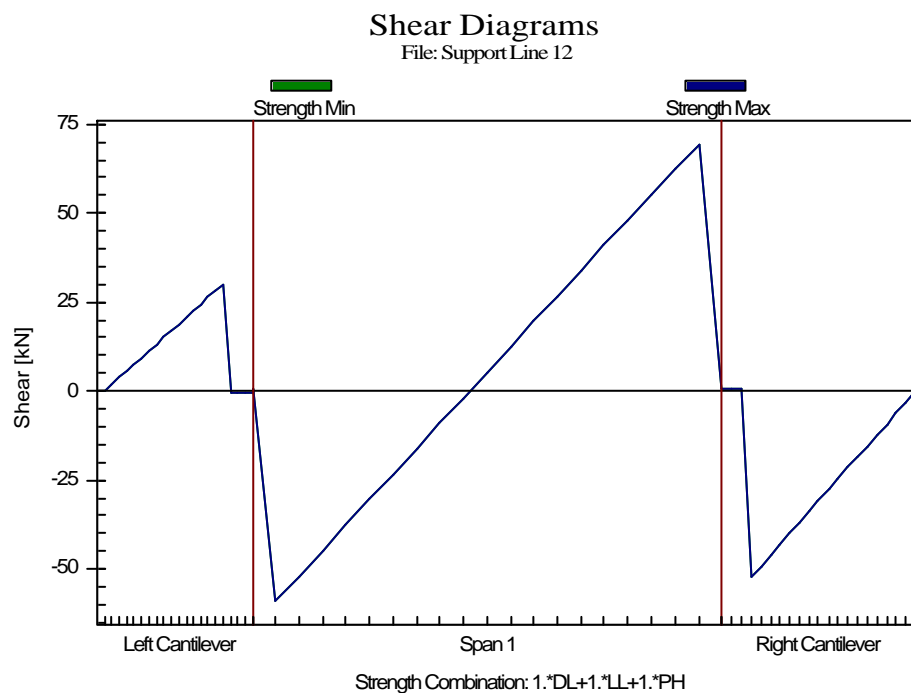


FIGURA 8.134 – Distribuição de Cortantes de Projeto para a Faixa de Projeto “Support
Line 12”

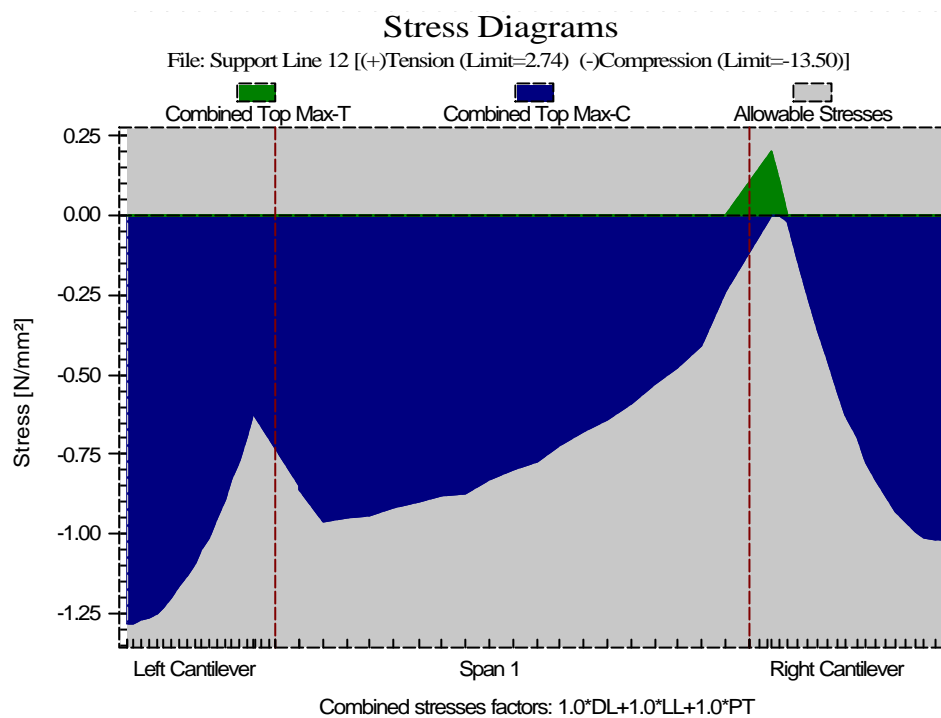


FIGURA 8.135 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”

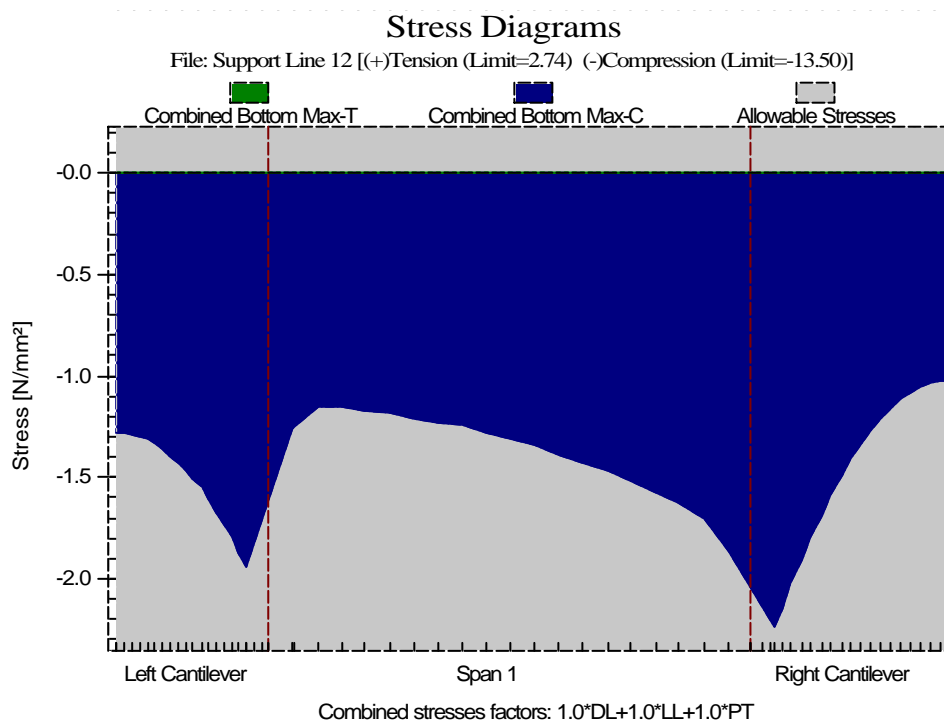


FIGURA 8.136 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”

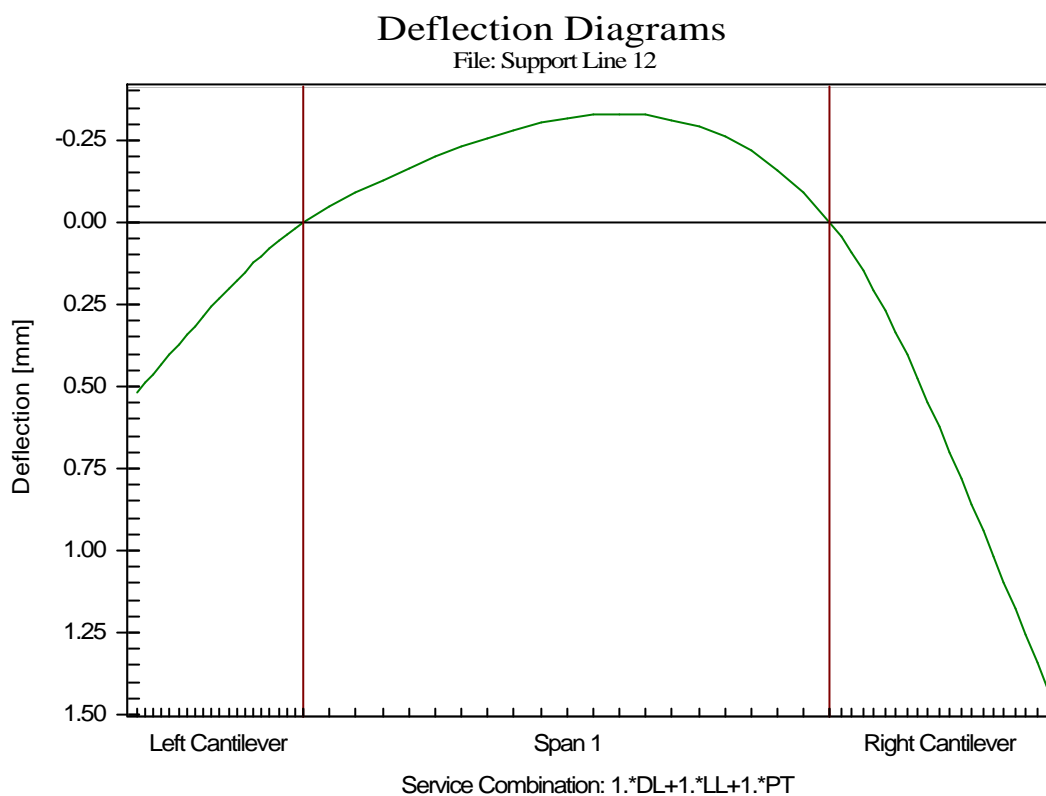


FIGURA 8.137 – Flechas em Condições de Serviço

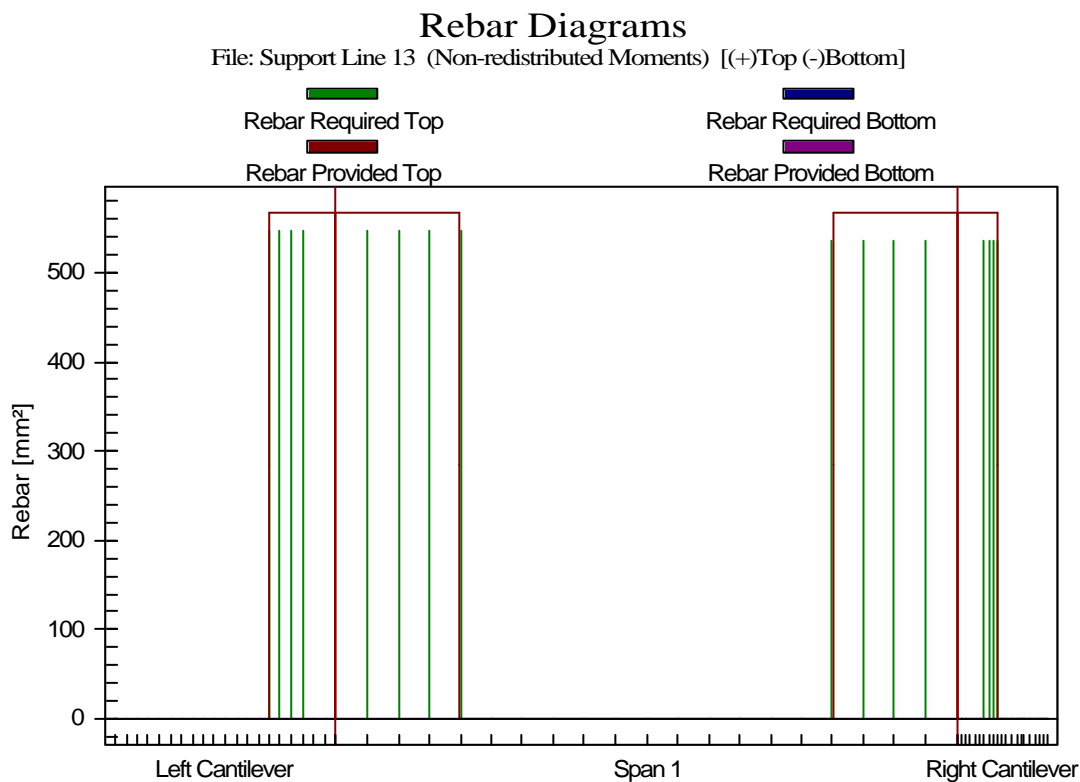


FIGURA 8.138 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto
“Support Line 12”

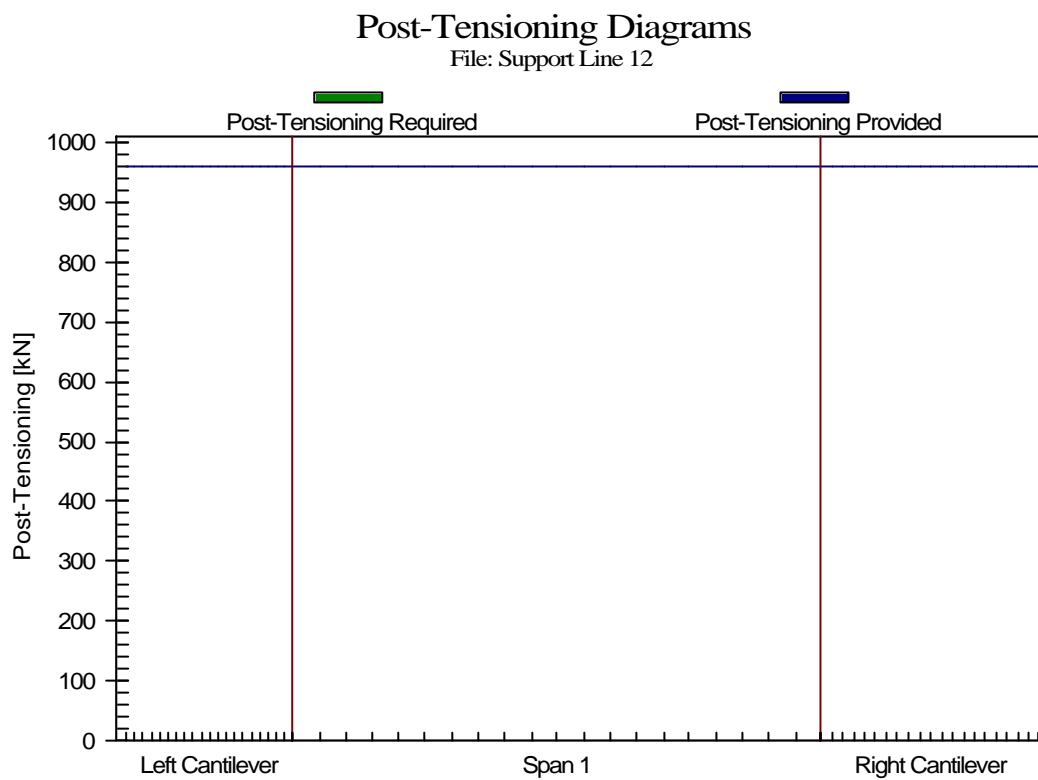


FIGURA 8.139 – Protensão Requerida e Protensão Adotada

8.3.3 – Resumo dos Resultados Usando o Método dos Elementos Finitos

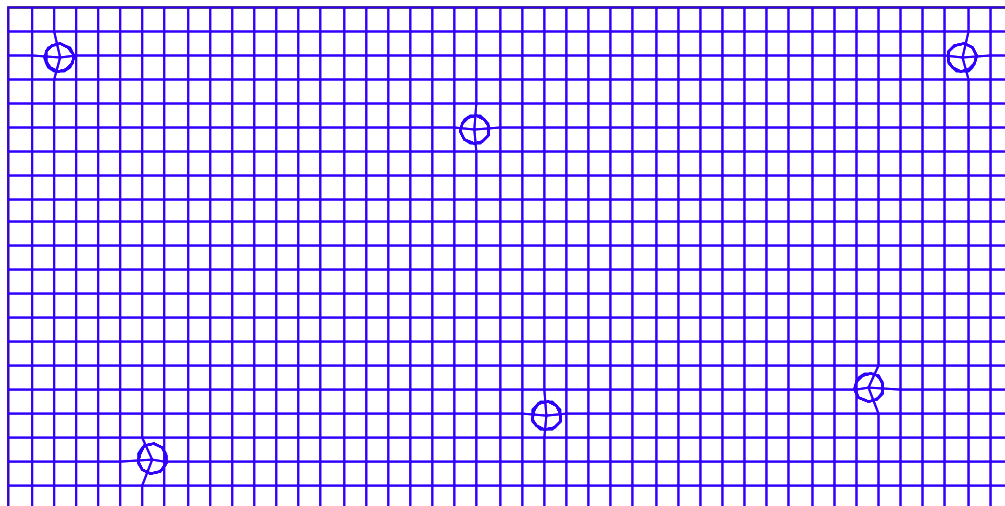


FIGURA 8.140 – Malha Utilizada

Support Line 9 (Resumo)

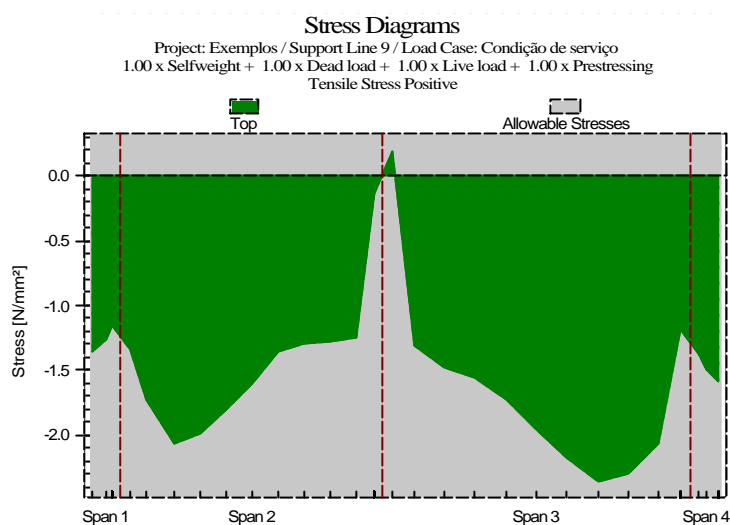


FIGURA 8.141 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto
 “Support Line 9”

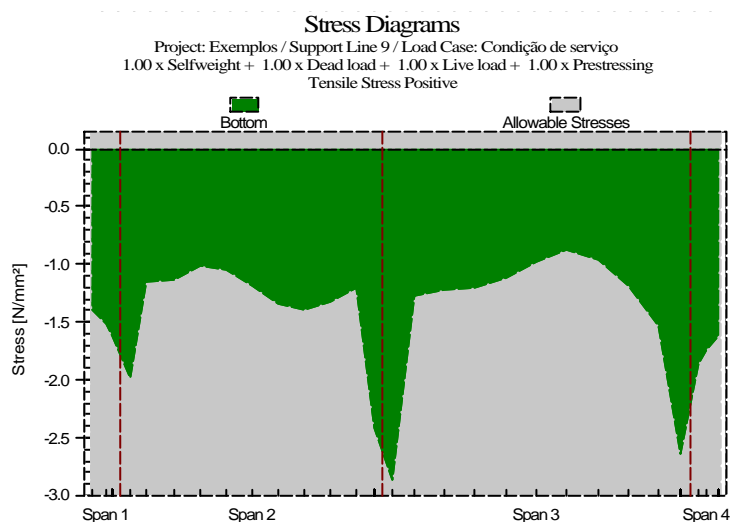


FIGURA 8.142 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto
 “Support Line 9”

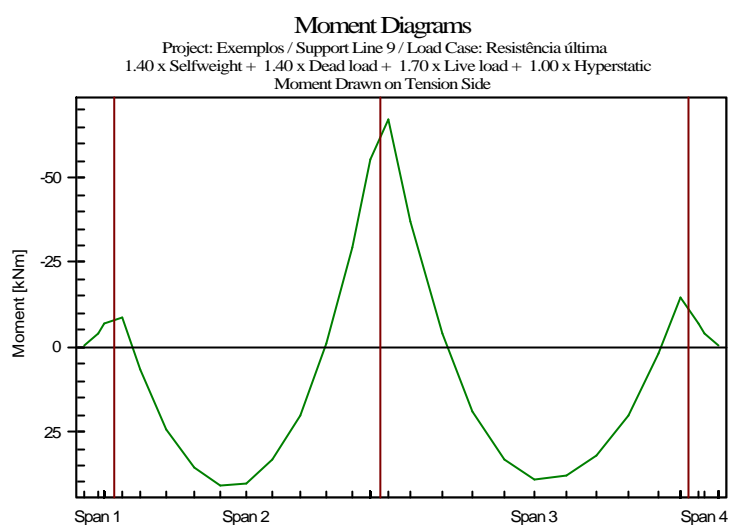


FIGURA 8.143 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
 “Support Line 9”

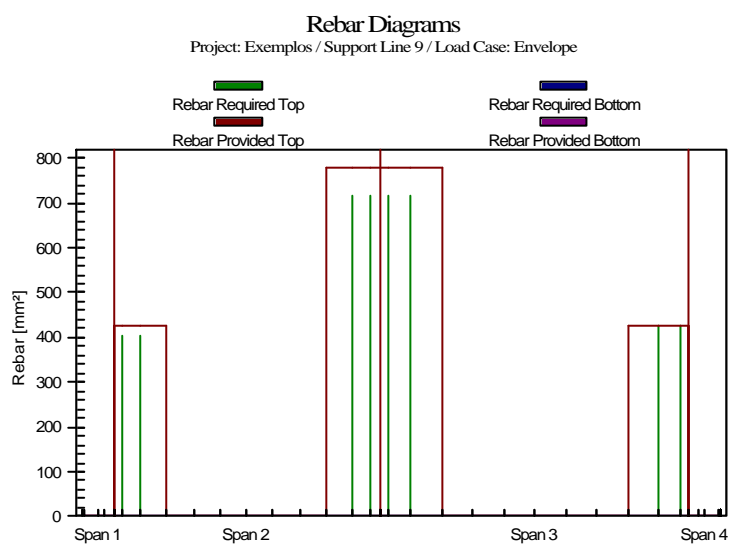


FIGURA 8.144 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto
 “Support Line 9”

Support Line 10 (Resumo)

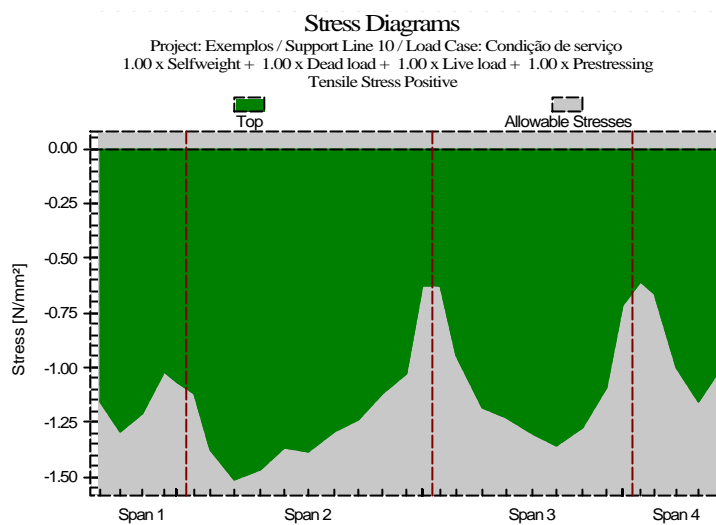


FIGURA 8.145 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”

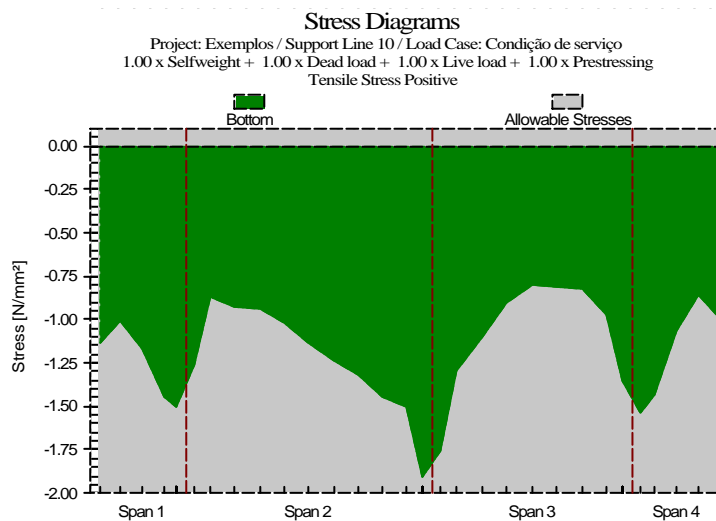


FIGURA 8.146 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 10”

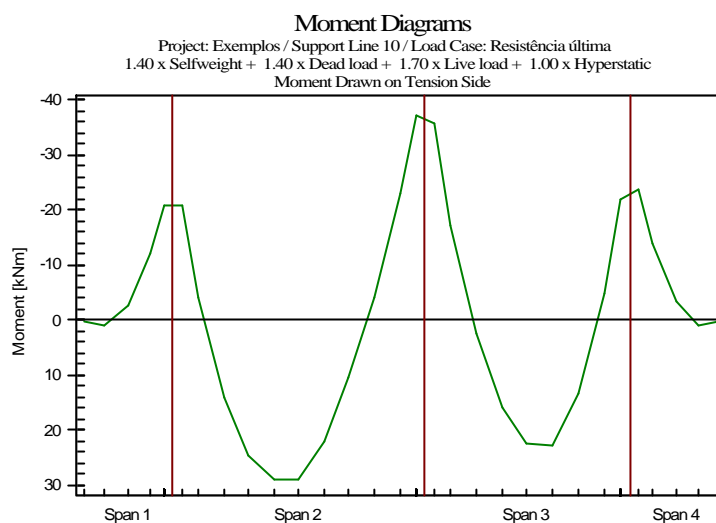


FIGURA 8.147 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
 “Support Line 10”

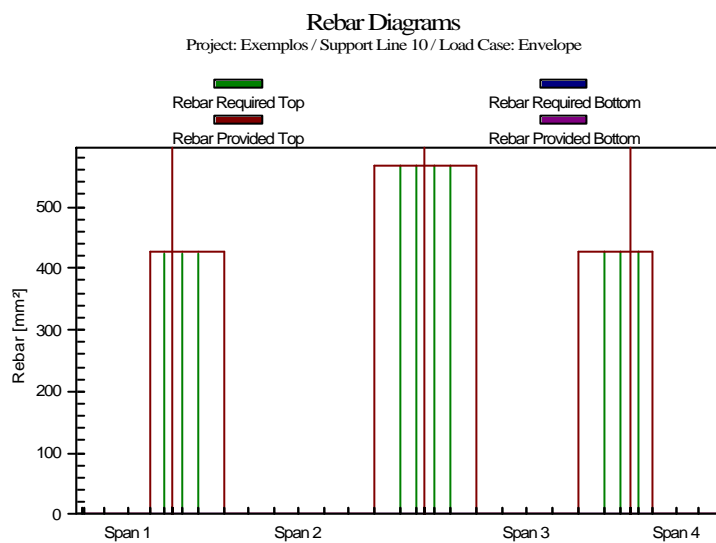


FIGURA 8.148 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixas de Projeto
 “Support Line 10”

Support Line 11 (Resumo)

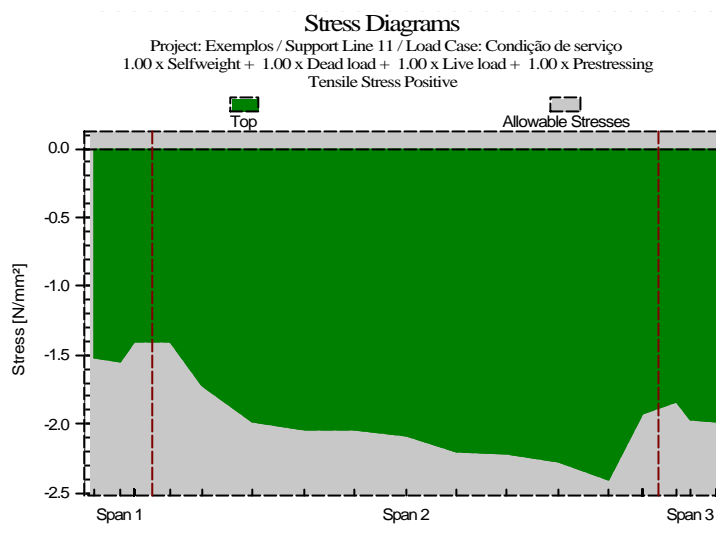


FIGURA 8.149 – Distribuição de Tensões nas Fibras Superiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

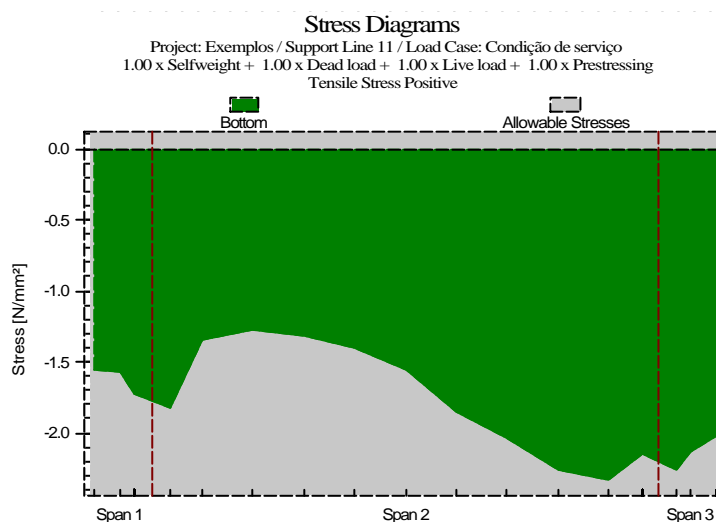


FIGURA 8.150 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto
“Support Line 11”

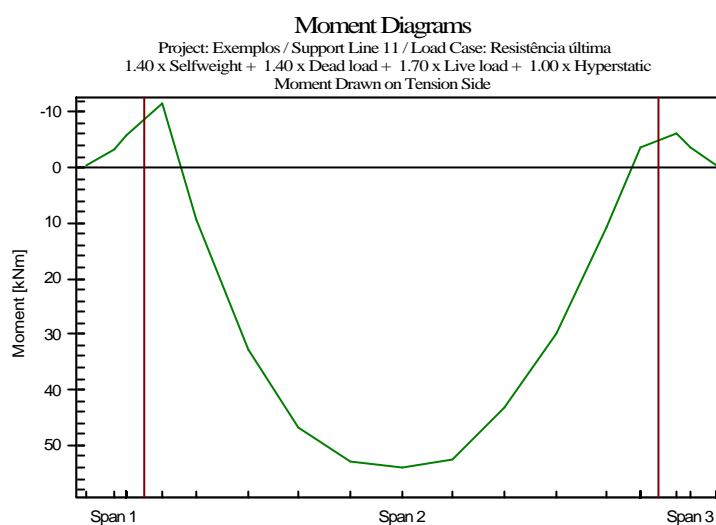


FIGURA 8.151 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
 “Support Line 11”

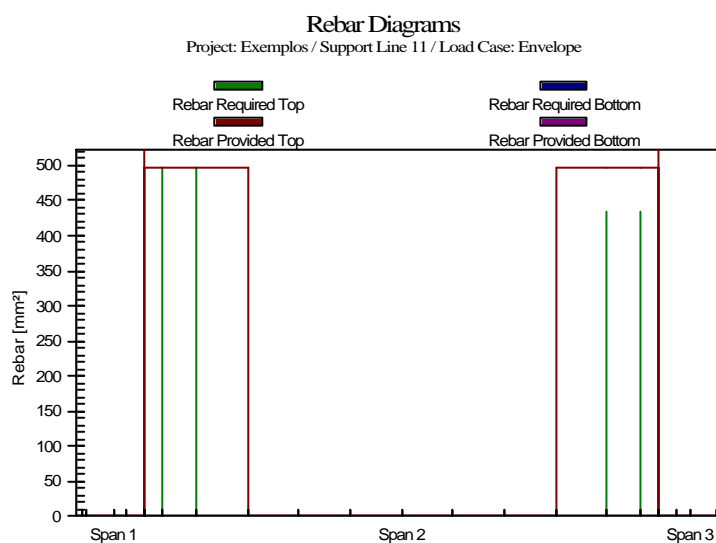


FIGURA 8.152 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto
 “Support Line 11”

Support Line 12 (Resumo)

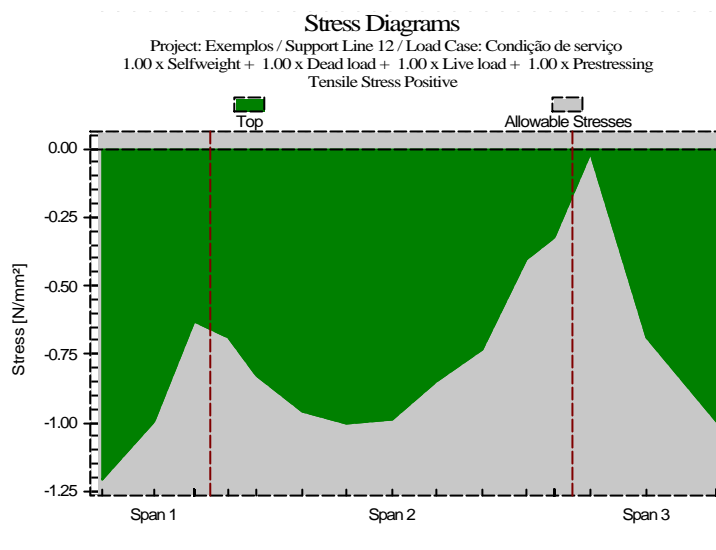


FIGURA 8.153 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”

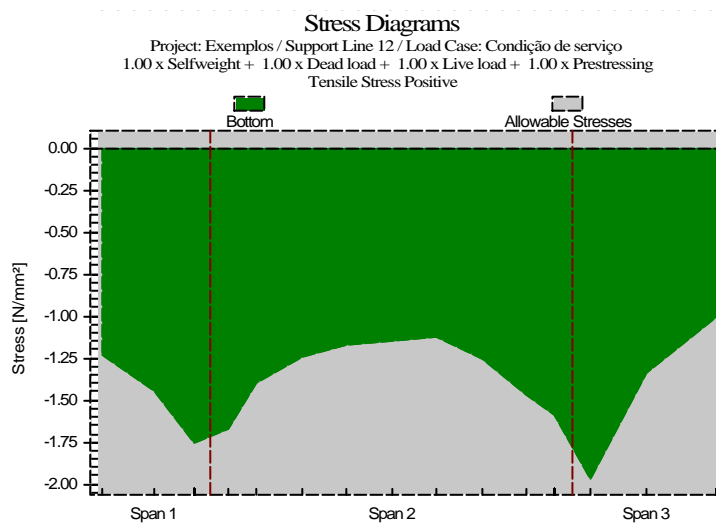


FIGURA 8.154 – Distribuição de Tensões nas Fibras Inferiores para a Faixa de Projeto “Support Line 12”

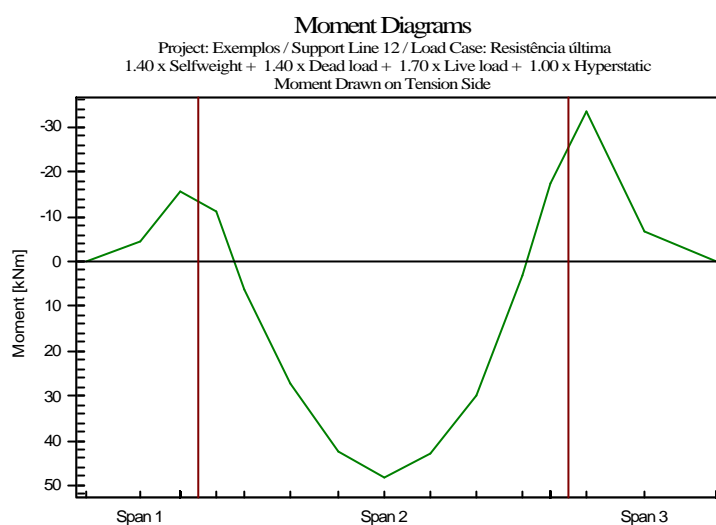


FIGURA 8.155 – Distribuição dos Momentos de Projeto para a Faixa de Projeto
 “Support Line 12”

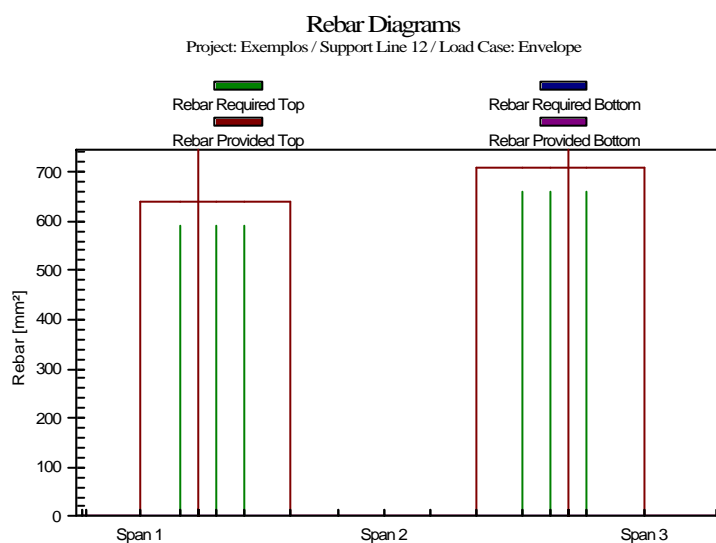


FIGURA 8.156 – Armadura Passiva Requerida e Providenciada para a Faixa de Projeto
 “Support Line 12”

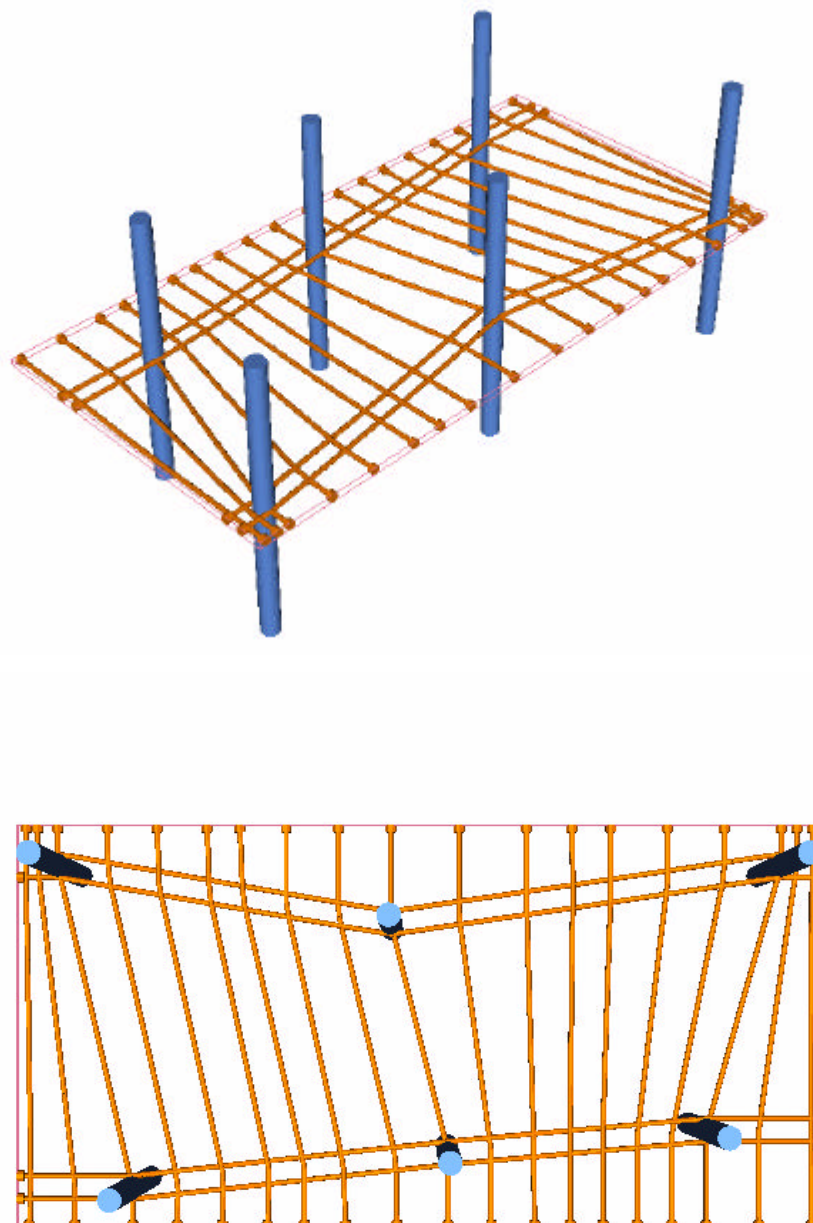


FIGURA 8.161 – Cabos em Vista Tridimensional e em Planta



FIGURA 8.162 – Flechas em Serviço
(Máximo = 2.34 mm, e a Longo Prazo = 7.02 mm)

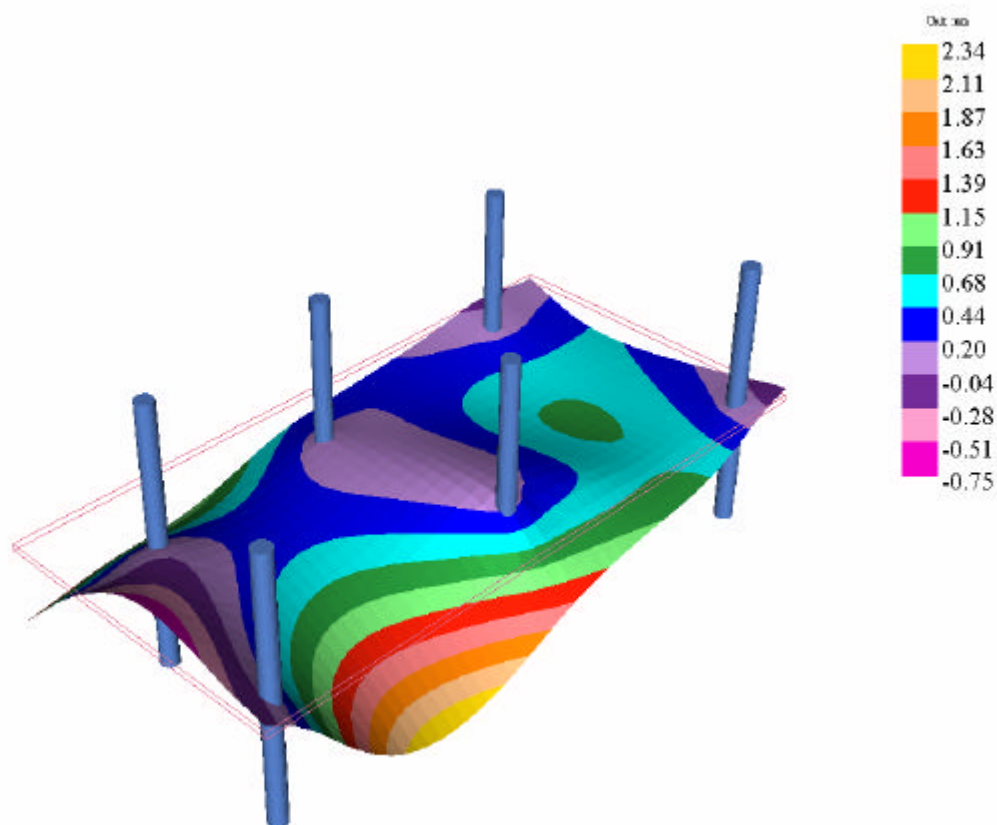


FIGURA 8.163 – Vista Tridimensional das Flechas em Condições de Serviço

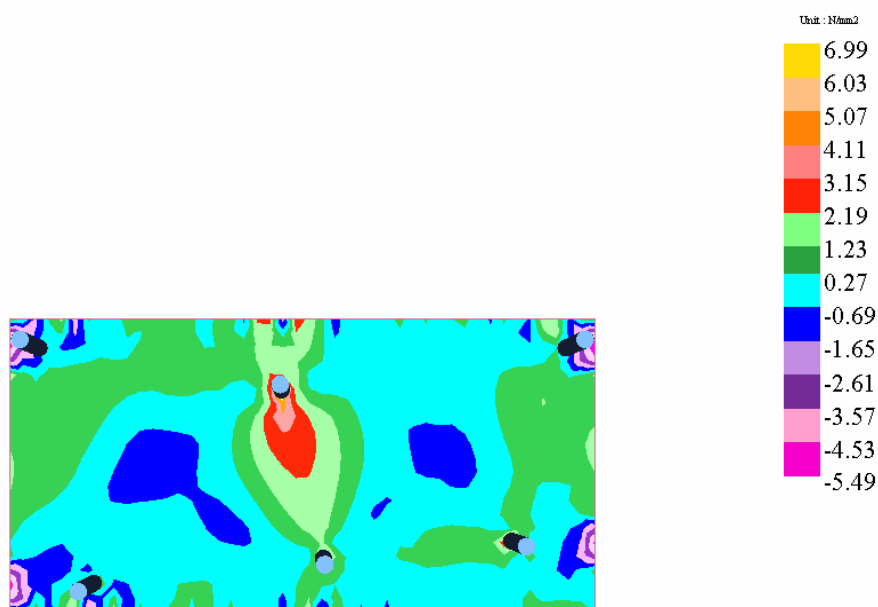


FIGURA 8.164 – Tensões Máximas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço
(N/mm²)



FIGURA 8.165 – Tensões Máximas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço
(N/mm²)



FIGURA 8.166 – Tensões Mínimas nas Fibras Superiores em Condições de Serviço
(N/mm²)



FIGURA 8.167 – Tensões Mínimas nas Fibras Inferiores em Condições de Serviço
(N/mm²)

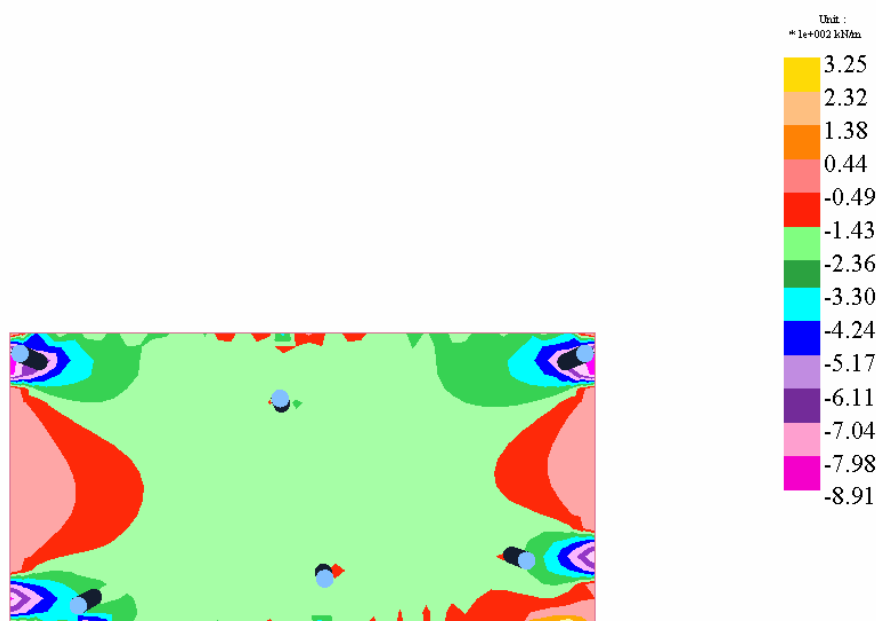


FIGURA 8.168 – Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço, (100 x kN/m) (Observar as Zonas de Regularização de Tensões)



FIGURA 8.169 – Ações Axiais na Laje na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço (1000 x kN/m)

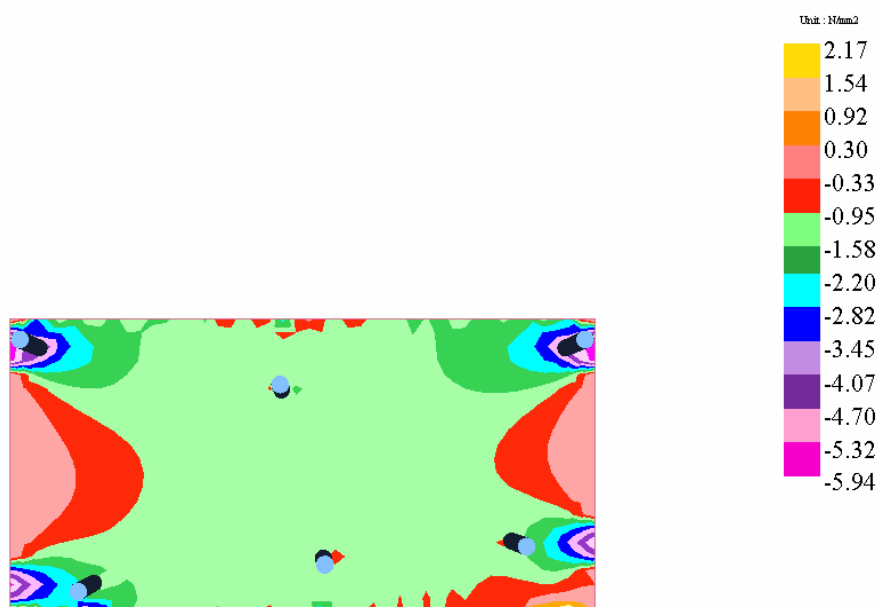


FIGURA 8.170 – Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Concentrados, em Condições de Serviço (N/mm²)



FIGURA 8.171 – Tensões no Plano Médio da Laje (Espessura/2) na Direção dos Cabos Distribuídos, em Condições de Serviço (N/mm²)

8.3.4 – Comparação dos Resultados

8.3.4.1 – Comparação dos Momentos de Projeto

TABELA 8.14 – Support Line 9

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		KN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-2.5
	MEF			-6.7
	% dif			62.7%
1º vão	MPE	-19.2	47.4	-77.1
	MEF	-8.9	40.2	-55.4
	% dif	115.7%	17.9%	39.2%
2o vão	MPE	-84.8	58.5	-35.2
	MEF	-67.0	38.2	-14.9
	% dif	26.6%	53.1%	136.2%
Balanço direito	MPE	-2.2		
	MEF	-6.7		
	% dif	67.2%		

Obs.,

$$\% \text{ dif} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{MEF})$$

MPE = Pórtico equivalente

MEF = Elementos finitos

TABELA 8.15 – Support Line 10

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-32.6
	MEF			-20.9
	% dif			56,0%
1º vão	MPE	-40.1	34.2	-41.6
	MEF	-20.8	29.1	-37.1
	% dif	92.8%	17.5%	12.1%
2o vão	MPE	-36.3	12.8	-32.7
	MEF	-35.8	22.3	-21.9
	% dif	1.4%	42.6%	49.3%
Balanço direito	MPE	-37.4		
	MEF	-23.7		
	% dif	57.8%		

Obs.,

$$\% \text{ dif} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{MEF})$$

MPE = Pórtico equivalente

MEF = Elementos finitos

TABELA 8.16 – Support Line 11

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-3.5
	MEF			-6.0
	% dif			41.6%
Vão central	MPE	-23.0	75.4	-26.3
	MEF	-11.5	54.1	-3.7
	% dif	100.0%	39.4%	610.8%
Balanço direito	MPE	-2.6		
	MEF	-6.0		
	% dif	-56.7%		

obs.,

$$\% \text{ dif} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{MEF})$$

MPE = Pórtico equivalente

MEF = Elementos finitos

TABELA 8.17 – Support Line 12

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balauço esquerdo	MPE			-17.4
	MEF			-15.5
	% dif			12.6%
Vão central	MPE	-9.1	41.3	-28.5
	MEF	-11.1	48.1	-17.5
	% dif	18.0%	14.1%	62.9%
Balauço direito	MPE	-40.7		
	MEF	-33.3		
	% dif	22.3%		

obs.,

$$\% \text{ dif} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{MEF})$$

MPE = Pórtico equivalente

MEF = Elementos finitos

TABELA 8.18 – Support Line 8

Vão		Momento de projeto (fatorado)		
		kN.m		
		Apoio esquerdo	Meio do vão	Apoio direito
Balanço esquerdo	MPE			-28.1
	MEF			-25.9
	% dif			8.5%
Vão central	MPE	-24.7	56.7	-8.1
	MEF	-15.4	46.8	-3.4
	% dif	60.4%	21.1%	138.2%
Balanço direito	MPE	-2.9		
	MEF	-4.7		
	% dif	38.3%		

Obs.,

$$\% \text{ dif} = 100 \times (\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{MEF})$$

MPE = Pórtico equivalente

MEF = Elementos finitos

Com base nos dados das TAB. 8.14 a 8.18 vemos que os momentos de projeto obtidos pelo MPE e os obtidos pelo MEF apresentam diferenças consideráveis quando comparadas diretamente. Uma das causas dessas diferenças é o fato de as faixas (tributários) idealizadas para a análise via MPE (faixas variáveis idealizadas como faixas prismáticas) serem diferentes das faixas analisadas via MEF.

A soma dos momentos de projeto obtidos via pórticos equivalentes foi maior que a soma obtida com os momentos de projeto obtidos via elementos finitos. Já que a análise via pórticos equivalentes não é tão precisa quanto a análise via elementos finitos, as idealizações na definição das faixas de projeto para análise via pórticos equivalentes são feitas a favor da segurança, considerando a retangularização de trechos dos vãos.

8.3.4.2 – Comparação das Tensões em Condições de Serviço

TABELA 8.19 – Support Line 9

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.37	-1.37
	MEF	-1.36	-1.39
	%dif 1	0.74%	1.44%
	%dif 2	0.07%	0.15%
Apoio a direita (face do apoio)	MPE	-1.24	-1.50
	MEF	-1.15	-1.62
	%dif 1	7.83%	7.41%
	%dif 2	0.67%	0.89%
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.52	-1.62
	MEF	-1.33	-1.98
	%dif 1	60.90%	18.18%
	%dif 2	6.00%	2.67%
Meio do vão	MPE	-1.74	-0.40
	MEF	-2.07	-1.02
	%dif 1	15.94%	60.78%
	%dif 2	6.00%	4.59%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.47	-2.62
	MEF	-0.14	-2.42
	%dif 1	435.71%	8.26%
	%dif 2	22.26%	1.48%

2o vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	0.90	-3.31
	MEF	0.20	-2.86
	% dif 1	350.00%	15.73%
	% dif 2	25.55%	3.33%
Meio do vão	MPE	-2.34	-0.07
	MEF	-2.36	-0.87
	% dif 1	0.85%	91.95%
	% dif 2	0.15%	0.59%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	0.14	-2.56
	MEF	1.18	-2.64
	% dif 1	88.14%	3.03%
	% dif 2	7.70%	0.59%
Balanço direito		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio a esquerda (face do apoio)	MPE	-1.46	-1.73
	MEF	-1.36	-1.86
	% dif 1	7.35%	6.99%
	% dif 2	0.74%	0.96%
Extremidade	MPE	-1.60	-1.60
	MEF	-1.58	-1.62
	% dif 1	1.27%	1.23%
	% dif 2	0.15%	0.15%

$$\% \text{ dif 1} = ((\text{MPE} - \text{MEF}) / \text{MEF})$$

$$\% \text{ dif 2} = ((\text{MPE} - \text{MEF}) / (\text{tensão admissível})).$$

Obs. % dif2 = Porcentagem em relação à tensão admissível. Tensões de tração (positivas) são expressas como uma porcentagem de 2.74 MPa e e tensões de compressão (negativas) como uma porcentagem de 13.5 MPa.

TABELA 8.20 – Support Line 10

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.14	-1.14
	MEF	-1.16	-1.13
	%dif 1	1.72%	0.88%
	%dif 2	0.15%	0.07%
Apoio a direita (face do apoio)	MPE	-0.76	-1.53
	MEF	-1.04	-1.45
	%dif 1	26.92%	5.52%
	%dif 2	2.07%	0.59%
1º vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.37	-1.63
	MEF	-1.12	-1.26
	%dif 1	66.96%	29.37%
	%dif 2	5.56%	2.74%
Meio do vão	MPE	-1.26	-0.73
	MEF	-1.51	-0.86
	%dif 1	16.56%	15.12%
	%dif 2	1.85%	0.96%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.27	-1.72
	MEF	-0.63	-1.51
	%dif 1	57.14%	13.91%
	%dif 2	2.67%	1.56%
2o vão		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior

Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.47	-1.59
	MEF	-0.63	-1.76
	%dif 1	25.40%	9.66%
	%dif 2	1.19%	1.26%
Meio do vão	MPE	-1.15	-0.91
	MEF	-1.35	-0.80
	%dif 1	14.81%	13.75%
	%dif 2	1.48%	0.81%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.63	-1.43
	MEF	-0.71	-1.36
	%dif 1	11.27%	5.15%
	%dif 2	0.59%	0.52%
Balço direito		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio a esquerda (face do apoio)	MPE	-0.44	-1.56
	MEF	-0.61	-1.54
	%dif 1	27.87%	1.30%
	%dif 2	1.26%	0.15%
Extremidade	MPE	-1.00	-1.00
	MEF	-1.02	-0.98
	%dif 1	1.96%	2.04%
	%dif 2	0.15%	0.15%

TABELA 8.21 –Support Line 11

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.35	-1.35
	MEF	-1.52	-1.55
	%dif 1	11.18%	12.90%
	%dif 2	1.26%	1.48%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-1.21	-1.48
	MEF	-1.40	-0.73
	%dif 1	13.57%	102.74%
	%dif 2	1.41%	5.56%
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.62	-1.98
	MEF	-1.40	-1.82
	%dif 1	55.71%	8.79%
	%dif 2	5.78%	1.19%
Meio do vão	MPE	-2.37	-0.24
	MEF	-2.41	-1.26
	%dif 1	1.66%	80.95%
	%dif 2	0.30%	7.56%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.53	-2.07
	MEF	-1.92	-2.14
	%dif 1	72.40%	3.27%
	%dif 2	10.30%	0.52%
Balanço direito		Tensões em serviço	
		Mpa	
		Fibra superior	Fibra inferior

Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-1.63	-1.90
	MEF	-1.84	-2.25
	%dif 1	11.41%	15.56%
	%dif 2	1.56%	2.59%
Extremidade	MPE	-1.77	-1.77
	MEF	-1.99	-2.02
	%dif 1	11.06%	12.38%
	%dif 2	1.63%	1.85%

TABELA 8.22 – Support Line 12

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.28	-1.28
	MEF	-1.21	-1.22
	%dif 1	5.79%	4.92%
	%dif 2	0.52%	0.44%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.62	-1.93
	MEF	-0.63	-1.76
	%dif 1	1.59%	9.66%
	%dif 2	0.07%	1.26%
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.85	-1.26
	MEF	-0.69	-1.67
	%dif 1	23.19%	24.55%
	%dif 2	1.19%	3.04%
Meio do vão	MPE	-0.96	-1.15
	MEF	-1.01	-1.12
	%dif 1	0.37%	0.22%
	%dif 2	4.95%	2.68%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.24	-1.87
	MEF	-0.33	-1.59
	%dif 1	27.27%	17.61%
	%dif 2	0.67%	2.07%
Balanço direito		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior

Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	0.20	-2.23
	MEF	-0.02	-1.97
	%dif 1	1100.00%	13.20%
	%dif 2	6.57%	1.93%
Extremidade	MPE	-1.02	-1.02
	MEF	-1.00	-1.00
	%dif 1	2.00%	2.00%
	%dif 2	0.15%	0.15%

TABELA 8.23 – Support Line 13

Balanço esquerdo		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Extremidade	MPE	-1.48	-1.48
	MEF	-1.55	-1.56
	%dif 1	4.52%	5.13%
	%dif 2	0.52%	0.59%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-0.25	-2.70
	MEF	-0.46	-2.63
	%dif 1	45.65%	2.66%
	%dif 2	1.56%	0.52%
Vão central		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior
Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-0.46	-1.91
	MEF	-0.92	-2.16
	%dif 1	50.00%	11.57%
	%dif 2	3.41%	1.85%
Meio do vão	MPE	-1.53	-0.84
	MEF	-2.15	-1.66
	%dif 1	28.84%	49.407%
	%dif 2	4.59%	6.07%
Apoio direito (face do apoio)	MPE	-1.07	-1.31
	MEF	-2.02	-1.72
	%dif 1	77.03%	23.84%
	%dif 2	7.04%	3.04%
Balanço direito		Tensões em serviço	
		MPa	
		Fibra superior	Fibra inferior

Apoio esquerdo (face do apoio)	MPE	-1.43	-1.69
	MEF	-1.46	-1.80
	%dif 1	2.05%	6.11%
	%dif 2	0.22%	0.81%
Extremidade	MPE	-1.56	-1.56
	MEF	-1.57	-1.59
	%dif 1	0.64%	1.89%
	%dif 2	0.07%	0.22%

As TAB. 8.20 a 8.23 comparam as tensões em serviço para as fibras superiores e inferiores obtidas pelo MPE e obtidas pelo MEF. As análises mostram uma aproximação razoável entre os dois métodos de análise.

8.3.4.3 – Comparação das Flechas em Condições de Serviço

TABELA 8.24 - Support Line 9

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	Flecha Admissível	Diferença %
Balanço a esquerda	0.4	0.5	4.7	2.1%
1º vão	0.9	0.9	19.6	0 %
2º vão	1.1	2.2	22.9	4.8 %
Balanço a direita	0.2	-0.6	4.7	17 %

TABELA 8.25 - Support Line 10

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	Flecha Admissível	Diferença (%)
Balanço a esquerda	0.4	0.5	13.3	0.75 %
1º vão	0.9	0.9	17.8	0 %
2º vão	0.5	0.4	15.1	0.7 %
Balanço a direita	0.2	-0.6	13.3	6.0%

TABELA 8.26 - Support Line 11

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	Flecha Admissível	Diferença (%)
Balanço a esquerda	0.5	0.4	4.7	2.1 %
Vão central	0.6	0.9	19.2	1.6 %
Balanço a direita	0.6	0.9	4.7	6.4 %

TABELA 8.27 - Support Line 12

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	Flecha Admissível	Diferença (%)
Balanço a esquerda	0.5	0.9	8.7	4.6 %
Vão central	0.6	0.4	13.7	1.5 %
Balanço a direita	1.1	2.2	11.3	9.7 %

TABELA 8.28 - Support Line 13

VÃO	MPE (mm)	MEF (mm)	Flecha Admissível	Diferença (%)
Balanço a esquerda	0.2	0.9	11.3	6.2 %
Vão central	0.5	0.4	15.9	0.6 %
Balanço a direita	1.1	2.2	4.67	23.5 %

Diferença=(MPE – MEF)/(flecha admissível (aqui adotado L/300 para vão e L/150 para balanços))

Para comparação, as flechas obtidas via MPE foram consideradas como a soma das flechas dos pórticos em uma direção com os pórticos na direção ortogonal para se obter uma flecha mais real, já que as flechas obtidas via MPE não levam em consideração as flechas dos pórticos ortogonais e refletem um indicativo de flecha média ao longo da

linha de apoio de cada faixa de projeto. Já as flechas obtidas via MEF foram consideradas as máximas para cada painel de laje.

As grandes diferenças observadas nas TAB. 8.24 a 8.28, principalmente nos balanços, podem ser atribuídas às diferenças entre as faixas reais de projeto analisadas via MEF e às faixas que tiveram que ser idealizadas para análise via MPE.

8.3.4.4 – Comparação da Quantidade de Armadura Passiva Requerida

TABELA 8.29

Faixa de projeto	PÓRTICOS EQUIVALENTES (kg)	ELEMENTOS FINITOS (kg)	DIFERENÇA (%)
Support line 9	40.91	35.77	14.4 %
Support line 10	32.8	30.73	6.7 %
Support line 11	19.28	15.38	25.4 %
Support line 12	22.33	28.28	21.0%
Support line 13	19.67	19.39	1.4 %
Total	134.99	129.55	4.20 %

Os mesmos critérios de normas e exigências de armaduras mínimas foram considerados para os dois métodos de análises. A TAB. 8.29, apresenta os resultados das armaduras requeridas pelas análises via MPE e via MEF.

9

CONCLUSÃO

Para o exemplo 01, constituído por uma laje regular, as ações de projeto (ações fatoradas) e as tensões obtidas através de análise pelo método dos pórticos equivalentes foram essencialmente iguais as obtidas através da análise feita pelo método dos elementos finitos. Conseqüentemente, a quantidade de armadura requerida foi praticamente a mesma para os esforços obtidos pelos dois métodos de análise. As flechas variaram, também, por um valor pequeno. Podemos concluir que a laje do exemplo 01 projetada via MPE e projetada via MEF não apresentam diferenças significativas.

O exemplo 02 apresentou diferenças significativas nos momentos fletores, na localização das armaduras passivas e nas flechas em serviço. Isso decorre da dificuldade que surge na definição das faixas de laje que compõem cada pórtico, devido à disposição assimétrica dos pilares. A nova NBR6118, item 14.7.8 recomenda que somente nos casos em que os pilares estiverem dispostos em filas ortogonais de maneira regular e com vãos pouco diferentes, o cálculo dos esforços pode ser realizado pelo processo elástico aproximado, com redistribuição, que consiste em adotar em cada direção pórticos múltiplos, para a obtenção dos esforços solicitantes. Nada impede, porém, a utilização deste método, mesmo nestes casos, cujos resultados devem ser

utilizados como solução inicial a ser analisada por métodos mais rigorosos, como elementos finitos. A determinação inicial diretamente via elementos finitos é bem mais trabalhosa, demorada e dependente de boa experiência do projetista, já que existem muitas soluções aceitáveis possíveis. Determinado o projeto básico via pórticos equivalentes, a laje e os cabos e sua geometria obtidos seriam modelados e refinados via elementos finitos.

10

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. AALAMI, BIJAN O., *ADAPT-PT Software Manual*, First Edition. U.S.A., May 2002.
2. AALAMI, BIJAN O., & JURGENS, JENNIFER Guidelines for the Design of Post-Tensioning Floors. *Concrete International*, March 2003, pp 77-83.
3. AALAMI, BIJAN O., Load Balancing: A Comprehensive Solution to Post-Tensioning. *ACI Structural Journal*, November/December 1990, pp 662-670.
4. AALAMI, BIJAN O., Unbonded and Bonded Post-Tensioning Systems in Building Construction A Design and Performance Review. *PTI Technical Notes*, September 1994, 10 pp.
5. AALAMI, BIJAN O., One-Way and Two-Way Post-Tensioned Floor Systems, *PTI Technical Notes*, October 1993, 10 pp.
6. AALAMI, BIJAN O., & KELLEY, GAIL S. , Design of Concrete Floors With Particular Reference to Post-Tensioning, *PTI Technical Notes*, January 2001, 16 pp.
7. AALAMI, BIJAN O., & BOMMER, ALLAN, *Design Fundamentals of Post-Tensioned Concrete Floors*, First Edition, U.S.A, April 1999.

8. ACI Committee. *Recommendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons (ACI 423.3R-96)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, 1996, 19 pp.
9. ACI Committee 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*, American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2002, 391 pp.
10. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 7197-89, *Projeto de Estruturas de Concreto Protendido*, 71 pg.
11. ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 6118-2003, *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*, 170 pg.
12. BELGO MINEIRA – Catálogo Técnico, Disponível em www.belgo.com.br
13. CAUDURO, EUGENIO LUIZ. *Manual para a Boa Execução de Estruturas Protendidas Usando Cordoalhas de Aço Engraxadas e Plastificadas*, Disponível em www.belgo.com.br.
14. CAUDURO, Eugenio Luiz. Em favor da leveza. *Revista Técnica*, Jan/Fev 1997, no 26.
15. CONCRETE SOCIETY. *Post-tensioned Concrete Floors-Design Handbook. Report No 43*. Wexham, The Concrete Society, 1994. 160 pp.
16. DUARTE, EVANDRO PORTO. *Projeto e Cálculo de Lajes Planas Protendidas. MAC Sistema Brasileiro de Protensão*, 76p.
17. EMERICK, ALEXANDRE ANOZÉ EMERICK. *Projeto e Execução de Lajes Protendidas*, Brasília, Dezembro 2002, 116 pg.
18. FRANCO, MÁRIO. *Concreto Protendido em Edifícios – Problemas Particulares. Terceira Jornada Ibero-Latino-Americana de Concreto Protendido*, Setembro 1994, pg. 105-133.
19. Impacto Protensão. www.impactoprotensão.com.br
20. LIN, T. Y. & BURNS, NED H. *Design of Prestressed Concrete Structures*. Third Edition. U.S.A. John Wiley & Sons, 1991. 646 pp.
21. LOUREIRO, GIORDANO JOSÉ. *Projeto de Lajes Protendidas com Cordoalhas Engraxadas. IBRACON, 44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, 2002.

22. PEREIRA, SEBASTIÃO SALVADOR REAL. SAPBS: Um Sistema Para Análise Estrutural em Serviço de Pontes Protendidas em Balanços Sucessivos, tese de doutorado, UFRJ, Março de 1999. 180 pg.
23. Pfeil, W
24. Pfeil, W.
25. PIMENTA, MIGUEL PAOLIELLO. Aspectos de Projeto, *A.B.P.T. Associação Brasileira da Pós-Tensão*, Julho 1996,
26. POST-TENSIONING INTITUTE *Design of Post-tensioned Slabs*, Second Edition, 1987, U.S.A. 54pp.
27. RITZ, P. ET AL. Post-tensioned Slabs. *VSL Report Series 4.2*. Berne/Switzerland, January 1985. 44 pp.
28. SCHMID, MANFRED THEODOR. Lajes Planas Protendidas. *RUDLOFF-VSL*, São Paulo, 1993.
29. SKAF, KALIL J. & STUCCHI, FERNANDO R. Concreto Alternativa de Representação da Protensão No Projeto de Estruturas de Concreto. *Terceira Jornada Ibero-Latino-Americana de Concreto Protendido*, Setembro 1994, pg. 79-104.
30. SILVEIRA, MARCELO C. ALCÂNTARA. Práticas de Projeto e Execução de Edificações Protendidas com Cordoalhas Engraxadas e Plastificadas. *IBRACON, 44º Congresso Brasileiro do Concreto*, Belo Horizonte, 2002.
31. STEVENSON, A. M. Post-tensionede Concrete Floors in Multi-storey Buildings. *British Cement Association* First published 1994. 24 pp.
32. VERÍSSIMO, G.S. & CÉSAR JR, K.L.M. Concreto Protendido – Fundamentos Básicos. Universidade Federal de Viçosa, Novembro 1998.
33. VSL. *VSL Construction Systems*, Disponível em www.vsl.net
34. ZAHN, FRANZ A. & GANZ, HANS R. Post-Tensioned in Buildings. *VSL Report Series 4.1*. Zurich/Switzerland, April 1992. 40 pp.
35. www.adaptsoft.com
36. www.rudloff.com.br
37. www.strucutural.net