Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

Trabalho de Formatura 2013

ANÁLISE DA CONCEPÇÃO ESTRUTURAL E PROCESSO DE PRODUÇÃO DOS ANÉIS SEGMENTADOS DE REVESTIMENTO DE TÚNEIS

(Estudo de caso da Linha 5 – Lilás do metrô de São Paulo)

Grupo:
Guilherme Stoll Toaldo

Heitor de Azevedo Pinto dos Reis

Rafael Amore da Mota Cabral

Waldyr Correa Martins Junior

Orientador: Prof. Dr. Antonio Domingues de Figueiredo

São Paulo, dezembro de 2013.

FICHA CATALOGRÁFICA

Martins Junior, Waldyr Correa
Análise da concepção estrutural e processo de produção dos anéis segmentados de revestimento de túneis: estudo de caso da linha 5 - Lilás do metrô de São Paulo / W.C. Martins Junior, G.S.Toaldo, R.A.M. Cabral, H.A.P. dos Reis. -- São Paulo, 2013.
166 p.

Trabalho de Formatura - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Construção Civil.

1.Metrô - São Paulo (SP) 2.Túneis (Revestimento) 3.Concreto reforçado com fibras I.Toaldo, Guilherme Stoll II.Cabral, Rafael Amore da Mota III.Reis, Heitor de Azevedo Pinto dos IV.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Construção Civil V.t.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Antonio Domingues de Figueiredo pelo incentivo e orientação dado na realização do trabalho;

Ao engenheiro Marco Aurélio Peixoto;

Ao engenheiro Gustavo Aguiar e a equipe de Controle da Qualidade da fábrica de segmentos do consórcio Camargo Correa – Andrade Gutierrez;

Ao professor Sérgio Cavalaro pelo apoio e tempo disponibilizado durante toda a elaboração do trabalho.

RESUMO

O presente trabalho busca estudar a concepção estrutural e o ciclo de produção do revestimento segmentado de túneis utilizado no método mecanizado com uso de máquina tuneladora (TBM). A verificação do elemento estrutural na condição de serviço não é suficiente para a sua concepção, pois o manuseio da peça com resistência ainda reduzida do concreto na etapa de fabricação e as elevadas cargas durante a montagem do anel são muitas vezes críticas para o seu dimensionamento, o que torna necessário o estudo do processo como um todo.

As análises neste trabalho foram realizadas com base na obra de expansão da linha 5 – Lilás do metrô de São Paulo, permitindo aplicar os conhecimentos adquiridos no curso de engenharia civil e durante a elaboração deste trabalho, em um problema real de engenharia. As análises realizadas envolvem aspectos relacionados à concepção estrutural do segmento e ao seu ciclo de fabricação, focando principalmente no uso do concreto reforçado com fibras como alternativa de reforço, dado os potenciais benefícios que este material pode trazer ao desempenho técnico e econômico do segmento.

O estudo da concepção estrutural baseou-se em propor alternativas de reforços, resultantes de uma ferramenta construída para o dimensionamento, a qual é capaz de modelar o comportamento do segmento para qualquer que seja o tipo de reforço – convencional, fibras de aço ou misto. Estas alternativas foram submetidas a uma análise de custo a fim de determinar a solução ótima.

O foco do estudo do ciclo de produção voltou-se em analisar o impacto das condições de fabricação no desempenho final da estrutura, investigando aspectos relacionados as tolerâncias dimensionais de projeto e a condição em que os segmentos são estocados.

Palavras-chave: Anel segmentado, concreto reforçado com fibras, método TBM, concepção estrutural.

ABSTRACT

This work studies the structural design and production cycle of segmented tunnel lining used in mechanized method using tunneling machines (TBM). The verification of the structural element in service condition is not sufficient to its design, since the segment handling with reduced resistance during the fabrication and high loads during assembling of the ring are often critical to its design, which makes it necessary to study the process as a whole.

The analyzes in this study were based on the work of expansion of São Paulo's subway Linha 5 – Lilás, allowing to apply the knowledge acquired in the civil engineering graduation and during the preparation of this work in a real engineering problem . The analyzes involve aspects related to the segment structural design and manufacturing cycle , focusing primarily on the use of fiber reinforced concrete as an alternative reinforcement , given the potential benefits that this material can add to the technical and economic performance of the segment .

The study of the structural design was based on proposing alternatives reinforcements, as results of a developed design tool, which is able to model the behavior of the segment for any type of reinforcement - conventional, steel fibers or mixed. These alternatives were subjected to a cost analysis to determine the optimal solution.

The focus of the production cycle study was to examine the impact of manufacturing conditions in the final performance of the structure, investigating aspects related to dimensional design tolerances and the condition in which the segments are stored.

Keywords: Ring segmented fiber reinforced concrete, TBM method, structural design.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 - Gráfico da expansão do metrô no mundo - cidades.....16
Figura 2 - Gráfico da extensão do metrô no mundo - cidades 16
Figura 3 - Capacidade de oferta – Comparação entre modos.....18
Figura 4 - Construção da estação São Bento, em julho de 1973. 20
Figura 5 - Gráfico Passageiros transportados por ano (em bilhão) no Metrô de São Paulo 21
Figura 6 - Cenário atual e previsto da Linha 5 - Lilás 22
Figura 7 - Classificação dos processos construtivos de túneis 23
Figura 8 - Métodos construtivos utilizados nos túneis do Metrô de São Paulo até 2000 24
Figura 9 - Classificação das máquinas tuneladoras 26
Figura 10 Sequência construtiva: Escavação, Transporte interno, Montagem e Avanço (Esquerda para direita, de cima para baixo 31
Figura 11 - Partes constituintes de um revestimento segmentado.....33
Figura 12 - Execução de curvas com o anel universal 34
Figura 13 - Geometria Geral do anel utilizado no trecho estudado da Linha 5 35
Figura 14 - Exemplo de dano decorrente de impacto nas etapas de produção 37
Figura 15 - Lascamento do cobrimento de concreto provocado por forças de compressão.....37
Figura 16 - Seção transversal exemplo de túnel de metrô 40
Figura 17 - Localização geográfica da fábrica dos segmentos de anéis de revestimento.....42
Figura 18 - Interface entre área fabril e construção do pátio de trens 42
Figura 19 - Setorização da fábrica de segmentos de anéis de revestimento 43
Figura 20 - Disposição dos agregados na fábrica 43
Figura 21 - Posicionamento das baias 43
Figura 22 - Silo de 100 t finalizado ao fundo, segundo silo de 100 t e de 400 t sendo montados.....44
Figura 23 - Central de concreto.....44
Figura 24 - Divisão da central de armação por tipologia de segmento.....44
Figura 25 - Estoque de armaduras.....44
Figura 26 - Sistema carrossel.....45

Figura 27 - Subdivisões da central de produção dos segmentos 45
Figura 28 - Fluxograma do ciclo de produção dos anéis 46
Figura 29 - Composição do anel (segmentação) 46
Figura 30 - Sequência de transporte dos segmentos 47
Figura 31 - Unidade de empilhamento 47
Figura 32 - Pórtico pneumático 47
Figura 33 - Disposição das pilhas pelo canteiro 48
Figura 34 - Prensas para rompimento dos corpos de prova 48
Figura 35 - Câmara úmida 48
Figura 36 - Máquina de sucção a vácuo 49
Figura 37 - Esquema do carregamento na situação de desforma do segmento 50
Figura 38 - Etapa de giro do segmento após a desforma 50
Figura 39 - Segmento na parte côncava antes do giro 51
Figura 40 - Segmento após o giro apoiado na parte convexa 51
Figura 41 - Carregadeira munida de alças para o transporte do segmento 52
Figura 42 - Esquema de carregamento no transporte do segmento 52
Figura 43 - Posicionamento dos segmentos na pilha com a carregadeira 52
Figura 44 - Disposição final dos elementos na pilha 52
Figura 45 - Esquema de carregamento nos segmentos da pilha e representação da excentricidade das forças concentradas 53
Figura 46 - Distâncias entre o eixo do dormente em contato com o solo e os eixos dos demais 54
Figura 47 - Detalhe da abertura utilizada para a fixação do sistema eretor e injeção da argamassa de revestimento 55
Figura 48 - Esquema de carregamento do sistema eretor 55
Figura 49 - Sistema de impulsão da tuneladora 56
Figura 50 - Excentricidade entre o eixo da sapata e o eixo da seção transversal do segmento 56
Figura 51 - Resultados da modelagemem elementos finitos 57
Figura 52 - Modelo de transferência de esforços entre segmentos 58
Figura 53 - Gráficos da variação de M e N em relação ao número de articulações: Linha sólida-Anel segmentado; Linha pontilhada- Anel contínuo 59
Figura 54 - Discretização tridimensional em elementos finitos. 60

Figura 55 - Deformada do trecho e Gráfico do momento fletor dos sistemas considerando acoplamento (a) e desconsiderando (b); Abaixo, configuração deformada e momentos fletores pontuais nos dois casos para o anel central do trecho: Linha contínua – Anéis acoplados; Linha pontilhada: Anel isolado 61
Figura 56 - Danos provocados no Channel Tunnel após incêndio de 1996 63
Figura 57 - Spalling do concreto no revestimento de túnel 63
Figura 58 - Comparação do concreto simples e concreto com adição de fibras de PP frente a uma situação de incêndio.....64
Figura 59 - Canais deixados pelas fibras de PP fibriladas 64
Figura 60 - Distribuição Normal e seus intervalos 65
Figura 61 - Equação da probabilidade de não conformidade e representação gráfica 66
Figura 62 - Posição de estoque e excentricidade prevista no memorial 68
Figura 63 - Diferentes posições de dormentes encontradas no estoque 69
Figura 64 - Modelo de barra adotado para a análise dos carregamentos do estoque 70
Figura 65 - Diagrama de momento fletor considerando excentricidade de 20 cm.....72
Figura 66 - Posicionamento dos dormentes do último segmento da pilha 73
Figura 67 - Diagrama de momento fletor para o carregamento de peso próprio.....73
Figura 68 - Gráfico Tensão x excentricidade.....74
Figura 69 - Diagrama de força cortante para o carregamento de peso próprio.....75
Figura 70 - Diagrama de força cortante considerando excentricidade de 20 cm 76
Figura 71 - Gráfico Força Cortante x excentricidade e resistência de projeto ao cisalhamento para diferentes quantidades de barras.....77
Figura 72 - Distância entre eixo central pré-estabelecido e face interna dos dormentes 79
Figura 73 - Largura dos dormentes 79
Figura 74 - Distribuição acumulada para os esforços estudados (da esquerda para direita) 84
Figura 75 - Distribuição das Excentricidades pontuais.....85
Figura 76 - Exemplos de diagramas M x N 88
Figura 77 - Exemplos de diagramas M x Curvatura 88
Figura 78 - Diagrama parábola retângulo.....90

Figura 79 - Diagrama tensão x deformação completo do CRF a compressão 90
Figura 80 - Equações para a caracterização do comportamento a tração do CRF. ..91
Figura 81 - Exemplo de equação constitutiva do CRF 92
Figura 82 - Equação constitutiva do aço considerando o enrijecimento.....93
Figura 83 - Discretização da seção em camadas.....93
Figura 84 - Influência do número de “camadas” na precisão dos resultados da envoltória resistente 94
Figura 85 - Influência do número de “camadas” na precisão dos resultados do diagrama momento fletor x curvatura.....95
Figura 86 - Contorno da envoltória resistente obtido através do processo de tentativas.....98
Figura 87 - Definição do contorno da envoltória utilizando apenas alguns pontos. ...98
Figura 88 - Exemplo de Diagrama Momento Fletor x Curvatura 101
Figura 89 - Comparação dos resultados obtidos variando o incremento de curvatura para construir o diagrama momento fletor x curvatura 101
Figura 90 - Cálculo de abertura de fissuras em elemento sem reforço convencional 105
Figura 91 - Exemplo de diagrama M x N x w.....108
Figura 92 - Detalhe do diagrama M x N x w para pequenos valores de força normal 109
Figura 93 - Diagrama M x w para diferentes valores de força normal.....109
Figura 94 - Envoltórias resistentes para as duas alternativas de reforços propostas na primeira iteração.....113
Figura 95 - Detalhe das envoltórias resistentes 114
Figura 96 - Diagrama M x N x w para diferentes níveis de abertura de fissuras utilizando um teor de 40 kg/m³ de fibra de aço.....115
Figura 97 - Diagrama M x N x w utilizando um teor de 10 kg/m³ de fibra de aço 118
Figura 98 - Envoltória resistente final utilizando 10 kg/m³ de fibra de aço e comparação com a de 40 kg/m³.....119
Figura 99 - Envoltórias resistentes para quatro alternativas de reforços para segmentos armados.....120
Figura 100 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,1 mm 121

Figura 101 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,2 mm 121
Figura 102 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,3 mm 122
Figura 103 - Alternativas resultantes do dimensionamento para cada trecho em função da abertura de fissura máxima admitida em projeto 124
Figura 104 - Razão unitária de produção de armaduras (RUP) 130
Figura 105 - Gráfico de frequência de danos estruturais nas fases construtivas 136
Figura 106 - Fissuras Longitudinais 137
Figura 107 - Fissuras de Canto 137
Figura 108 - Definição da nomenclatura e tabela de tolerâncias recomendadas 138
Figura 109 - Variação da Capacidade resistente relativa com o aumento das imperfeições de contato 139
Figura 110 - Mecanismo de acumulo de imperfeições - Curva de amplificador da imperfeição de contato esperada 139
Figura 111 - Modelo de análise 141
Figura 112 - Distribuição acumulada de valores de Espessura, com resultados estatísticos e quadro comparativo 145
Figura 113 - Distribuição acumulada de valores de Largura para segmentos do tipo A1 e B1 146
Figura 114 - Gráfico das probabilidades de não conformidade encontradas para diferentes tolerâncias 151
Figura 115 - Interação entre diferentes deficiências de contato 152
Figura 116 - Capacidade resistente relativa e saliência na junta circunferencial para diferentes valores de largura e espessura 153
Figura 117 - Gráfico das deficiências de contato calculadas para diferentes tolerâncias 157

SUMÁRIO

1 Introdução 16
1.1 Contextualização 16
1.2 Motivação 17
1.3 Objetivo 17
2 Transporte em São Paulo 18
2.1 Comparativo entre modos 18
2.2 Breve história do metrô de São Paulo 19
2.3 Metrô em São Paulo e a Linha 5 - Lilás 21
3 Métodos Construtivos 23
3.1 Vala Recoberta – Método Direto e Invertido 24
3.2 Sequencial por escavação de solo – NATM 25
3.3 Túneis Mecanizados com Tuneladora – TBM 26
3.4 Escolha do método 27
4 O método TBM 29
5 Apresentação do anel de revestimento segmentado 32
5.1 Geometria 34
5.2 Reforços 35
5.2.1 Concreto reforçado com fibras 36
5.2.2 Concreto reforçado com fibras em anéis segmentados 36
6 Concepção Estrutural 39
7 Ciclo de produção dos segmentos 42
7.1 Fábrica de segmentos 42
7.1.1 Localização 42
7.1.2 Subdivisões da Fábrica 43
8 Solicitações 49
8.1 Solicitações do Ciclo de Produção 49

8.1.1 Desforma 49
8.1.2 Giro do segmento 50
8.1.3 Transporte para o estoque 51
8.1.4 Estoque 52
8.2 Solicitações de instalação 54
8.2.1 Sistema eretor 54
8.2.2 Sistema de impulsão 55
8.3 Solicitações de Serviço 56
8.3.1 Métodos de cálculo 56
8.3.2 Análise 2D x 3D 59
8.4 Resistência a incêndios 62
9 Métodos Estatísticos 65
9.1 Aproximação pela Normal 65
9.2 Amostra representativa 67
10 Análise dos esforços solicitantes na fase de estoque 68
10.1 Entendo o problema 69
10.2 Modelo para o cálculo dos esforços 70
10.3 Máximo Momento fletor 71
10.3.1 Excentricidade da carga aplicada 71
10.3.2 Peso próprio do último segmento 72
10.3.3 Carga total aplicada 73
10.4 Máxima Força Cortante 75
10.5 Tratamento estatístico 77
10.5.1 Metodologia de obtenção de dados 78
10.5.2 Cálculo dos valores limites 81
10.5.3 Resultados obtidos 82
10.6 Conclusões 86

11 Análise estrutural dos segmentos....88
11.1 Ferramentas para a verificação estrutural....88
11.2 Equações Constitutivas....89
11.2.1 Concreto Reforçado com fibras....89
11.2.2 Aço....92
11.3 Cálculo das integrais....93
11.4 Diagrama Momento Fletor x Força Normal....95
11.4.1 Definição dos pontos de deformação crítica....97
11.5 Diagrama Momento Fletor x Curvatura....99
11.5.1 A importância do diagrama Momento Fletor x Curvatura....102
11.6 Abertura de fissuras....102
11.7 Diagrama Momento fletor x Força Normal x Abertura de fissura....105
11.7.1 Comportamento do diagrama M x N x w....108
12 Aplicação das ferramentas na otimização do reforço do anel segmentado...110
12.1 Definição do escopo de verificação....110
12.2 Obtenção dos Esforços....111
12.3 Primeira iteração: Verificação do ELU....113
12.4 Otimização do teor de fibras em segmentos de CRF....115
12.4.1 Teor mínimo....116
12.4.2 Segunda iteração: Verificação do ELS....117
12.5 Otimização do reforço em segmentos armados....119
12.6 Conclusões....124
13 Análise dos custos das configurações de reforço....126
13.1 Custo dos materiais....126
13.1.1 Armadura de aço....126
13.1.2 Fibra de aço....127
13.2 Custo da mão-de-obra....127

13.2.1 Armador 127
13.3 Produtividade 128
13.3.1 Coleta de dados 128
13.3.2 Metodologia de análise da produtividade 129
13.3.3 Análise dos dados 129
13.4 Composição dos custos 130
13.4.1 Configurações de projeto 131
13.4.2 Configurações estudadas 131
13.5 Estimativa de economia 132
13.6 Considerações finais 135
14 Patologias 136
15 Análise da variabilidade dimensional e seu controle na produção 141
15.1 Levantamento da amostra 141
15.1.1 Levantamento da Espessura – Visita de campo à Fábrica 142
15.1.2 Aquisição do registro da Largura - Controle de Qualidade 144
15.2 Análise estatística 145
15.2.1 Espessura 145
15.2.2 Largura 146
15.3 Verificação das premissas de projeto 148
15.3.1 Espessura 149
15.3.2 Largura 150
16 Modelo de previsão das deficiências de contato 152
16.1 Descrição do modelo 152
16.2 Aplicação do modelo 156
16.3 Conclusões 157
17 Conclusões Finais 159
18 Referências Bibliográficas 161

1 INTRODUÇÃO

1.1 Contextualização

A problemática da mobilidade urbana têm se tornado uma discussão crescente na maioria das metrópoles mundiais que não possuem um sistema de transporte público bem consolidado. Pessoas em busca de oportunidades de trabalho e melhores condições de vida, cada vez mais se aglomeram em cidades de grande porte, aumentando a demanda por transporte. No âmbito de sanar essa questão, esforços são direcionados para a implementação de alternativas economicamente viáveis e com grande capacidade de transporte de indivíduos. Dentre estas, destaca-se o sistema metroviário.

Quando comparada com outras capitais mundiais, do ponto de vista da população que desfruta do sistema, o atraso no desenvolvimento da malha de São Paulo é evidente e preocupante (Figura 1 e Figura 2). A região metropolitana de Londres, que possui uma população de aproximadamente 13 milhões de pessoas usufrui de um sistema de metrô com 402 km (BBC Brasil, 2013) - 31 quilômetros de metrô para cada milhão de habitantes. Já em São Paulo, a população metropolitana é de aproximadamente 20 milhões de pessoas e conta com um sistema de 74,3 km (3,7 quilômetros para cada milhão de habitantes).

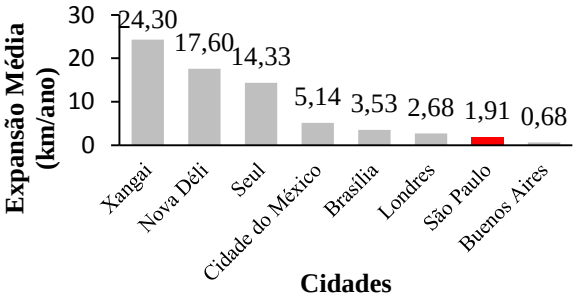


Figura 1 – Gráfico da expansão do metrô no mundo - cidades.

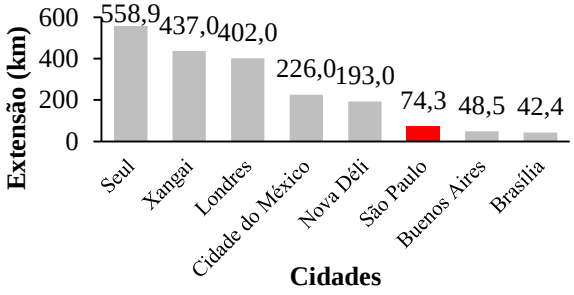


Figura 2 – Gráfico da extensão do metrô no mundo - cidades.

A projeção da malha metroviária para 2020 para região metropolitana de São Paulo apresenta uma extensão muito superior, passando para aproximadamente 180 km. A necessidade de expansão em curto prazo gera demanda pelo desenvolvimento de técnicas construtivas mais eficientes. Atualmente, um dos processos utilizados na

execução de túneis é o método TBM (Tunel Boring Machine), que será utilizado na expansão da linha 5 (Lilás) do metrô da cidade de São Paulo. A grande qualidade do método e a falta de base teórica estimulou o desenvolvimento de novos modelos comportamentais para as situações de projeto durante os últimos anos.

1.2 Motivação

O metrô apresenta-se como uma solução eficaz para o problema de mobilidade urbana enfrentado hoje em grandes metrópoles mundiais, como São Paulo. A expansão da malha metroviária será uma constante no cenário da infraestrutura brasileira nos próximos anos, e o aprimoramento das tecnologias utilizadas em sua construção tem papel fundamental no desempenho da engenharia nesse processo.

Dessa forma, o papel do engenheiro em formação deve ser o de se familiarizar com essas tecnologias, buscando entender o processo de maneira sistêmica a fim de contribuir para a evolução do mesmo durante sua vida profissional.

Mais especificamente, o aprimoramento do método TBM pode torná-lo mais competitivo frente a outras tecnologias no mercado brasileiro e aumentar sua produtividade, viabilizando assim a produção necessária em resposta à crescente demanda por transporte público demonstrada pela sociedade.

1.3 Objetivo

Analisar a concepção estrutural e o ciclo de produção dos anéis segmentados, buscando aplicar o estado de conhecimento para gerar soluções de melhor desempenho técnico-econômico, com foco no uso de concreto reforçado com fibras. Essa análise tem como base o projeto da Linha 5 - Lilás do Metrô de São Paulo, e se utiliza de suas soluções e práticas para descrever o processo estudado (concepção e produção).

2 TRANSPORTE EM SÃO PAULO

2.1 Comparativo entre modos

A mobilidade da Grande São Paulo é assistida por três grandes divisões: Companhia do Metropolitano de São Paulo (popularmente conhecida como Metrô), Companhia Paulista de Trens Metropolitanos (CPTM) e Empresa Metropolitana de Transportes Urbanos de São Paulo (EMTU).

A EMTU é responsável pelo gerenciamento do transporte de baixa e média capacidade. O gerenciamento do transporte de alta capacidade é realizado pelo Metrô e CPTM. Os diferentes sistemas de transporte e suas capacidades de oferta podem ser observados na figura abaixo (Figura 3).

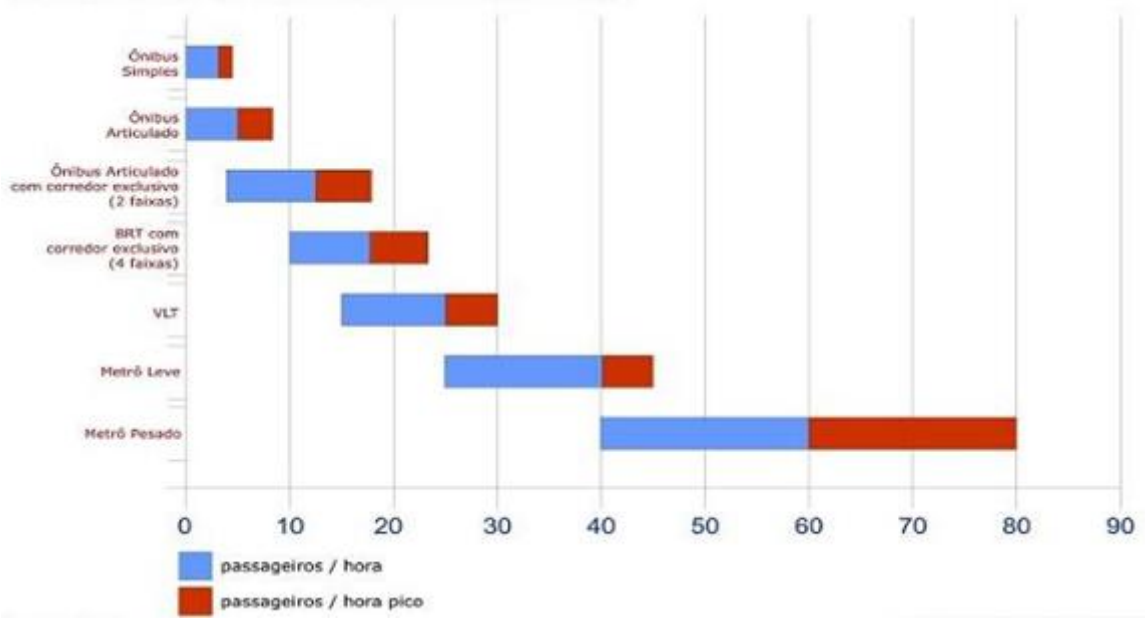


Figura 3 - Capacidade de oferta – Comparação entre modos [1].

A Tabela 1 apresenta as principais vantagens, desvantagens, capacidade e custos dos diferentes modos. Observa-se que o metrô é o sistema de transporte que conduz o maior número de pessoas, porém seu investimento ainda é muito elevado.

Tabela 1 - Quadro comparativo dos diferentes tipos de transporte [1].

Modal	Capacidade (pax/h/sentido)	Custo (mi R$/km)	Vantagens	Desvantagens
VLT	15 a 30 mil	40 a 60	- Fácil inserção na cidade com menor custo; - Acessibilidade perfeita; - Segurança na evacuação em caso de acidentes; - Fácil manutenção.	- Velocidade comercial reduzida em função da interferência nos cruzamentos; - Não opera sem condutor.
Metrô leve	25 a 45 mil	60 a 80	- Velocidade comercial (28 a 40km/h); - Todas as vantagens de um metrô; -Pode operar sem condutor; - H*eadways* < 90 seg.	- Altos custos de infraestruturas; - Manutenção igual à de um metrô pesado.
Monotrilho	10 a 35 mil	80 a 200	- Velocidade comercial (28 a 40 km/h); - Implantação relativamente rápida; -Pode operar sem condutor; - H*eadways* < 90 seg.	- O elevado pode causar poluição visual; - Evacuação difícil em caso de acidentes; - Aparelhos de mudança de via complexos e caros; - Manutenção cara e sofisticada
Metrô pesado	60 a 80 mil	Acima de 200	- Velocidade comercial (30 a 40 km/h); - Implantação relativamente lenta; -Pode operar sem condutor; - H*eadways* < 90 seg.	- Considerando a necessidade de vias em túneis, estações grandes em função da demanda, tem custo elevado.

2.2 Breve história do metrô de São Paulo

O projeto metroviário na cidade de São Paulo teve início na década de 60, quando em 1967 um consórcio formado pelas empresas alemãs Hochtief e DeConsult e pela brasileira Montreal iniciou estudos geológicos e sociais na região. Isso ocorreu aproximadamente 100 anos após a inauguração da primeira linha do metrô em Londres, no ano de 1863.

No ano seguinte foi fundada a Companhia do Metropolitano de São Paulo e tiveram início as obras de instalação do metrô. O projeto inicial idealizado foi a concepção de uma rede básica de setenta quilômetros, dividida em quatro linhas, a qual tinha a previsão de conclusão em 1978.

O avanço da obra foi considerável e, no ano de 1973 (Figura 4), a cidade já contava com 11 km de túneis, entre Jabaquara e a Liberdade e 16 estações. Porém a meta inicial estava longe de ser atingida.

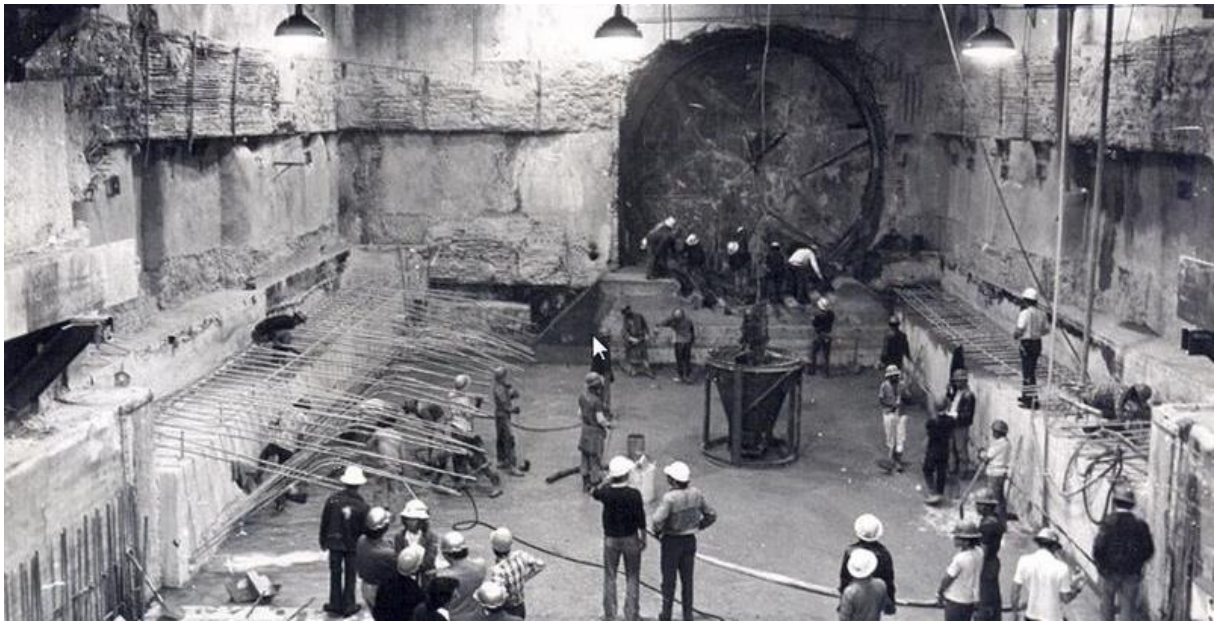


Figura 4 – Construção da estação São Bento, em julho de 1973.
Fonte: Metrô – jul. 1973/Divulgação.

O ano de 1974 foi marcado pelo início da operação comercial do Metrô. Gradualmente, os trechos foram sendo ampliados e incorporados ao sistema. O metrô foi se mostrando cada vez mais essencial ao transporte paulista e recordes começaram a ser batidos: no ano de 1981, o número acumulado de passageiros transportados chegou a marca de 1 bilhão e a demanda ultrapassava a marca de 1 milhão de passageiros por dia. No ano de 1988 o metrô já possuía um somatório histórico de usuários transportados de 4 bilhões de pessoas. A previsão inicial de extensão foi atingida apenas em 2012 (trinta e quatro anos após o esperado), fato este que contribui para a elevada demanda de usuários por quilômetro de linha.

A Figura 5 mostra a rápida evolução do acumulado dos passageiros transportados no Metrô de São Paulo.

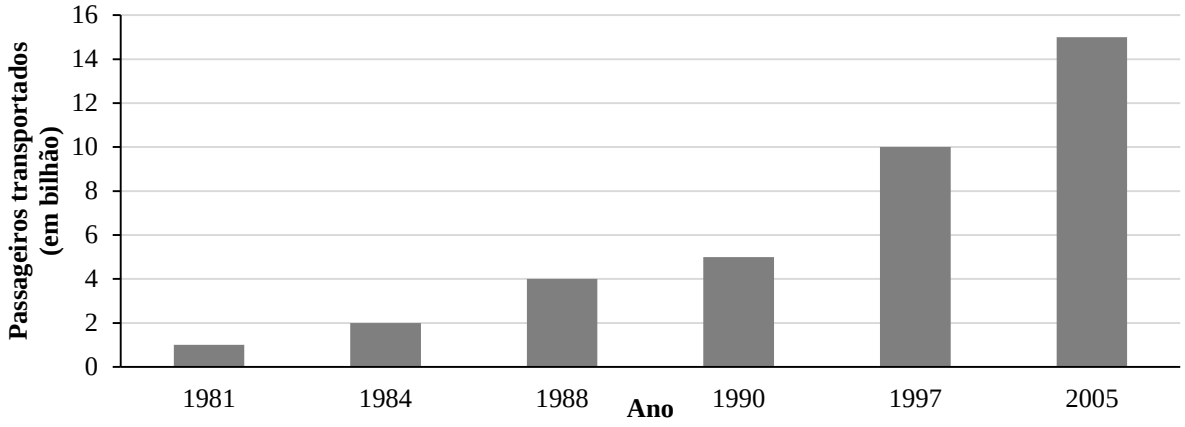


Figura 5 – Gráfico Passageiros transportados por ano (em bilhão) no Metrô de São Paulo.

2.3 Metrô em São Paulo e a Linha 5 - Lilás

A cidade de São Paulo conta atualmente com cinco linhas de metrô em operação. Este cenário tende a melhorar, pois o Governo do Estado de São Paulo pretende investir R$45 bilhões em transporte de massa sobre trilhos no período 2012 - 2015, investimentos que serão feitos principalmente no Metrô e na CPTM (Metrô, 2013), fazendo com que a rede metroviária, que atualmente conta com 74,3 km passe para 101,3 km, uma média recorde de 8,5 km por ano.

Para atingir essa meta, o Metrô de São Paulo está trabalhando com quatro frentes de trabalho simultâneas: prolongamento da Linha 5 – Lilás, fase 2 da Linha 4 – Amarela, Linha 15 – Prata e primeira fase Linha 17 – Ouro, as duas últimas em modelo de monotrilho.

A construção da Linha 5 - Lilás teve início no ano de 1998, sob a supervisão da CPTM. Apenas no ano de 2002 o Metrô passou a se responsabilizar pela operação e manutenção da mesma.

A linha está em expansão, passando das atuais seis estações (8,4 km) para dezessete estações (16 km), conforme observado na Figura 6. Pela primeira vez na história do Metrô serão operados três tuneladoras shield simultaneamente.

Um dos equipamentos possui diâmetro de 10,5 m e será utilizado nos trechos que estão previstos trilhos nos dois sentidos no ramal. As outras duas, de 6,9 m de diâmetro, serão utilizadas para perfurar os trechos onde os trilhos de sentidos opostos ficarão separados.

Figura 6 – Cenário atual e previsto da Linha 5 - Lilás.

3 MÉTODOS CONSTRUTIVOS

Na construção de túneis são muitas as possibilidades e variáveis envolvidas. A Figura 7 a seguir mostra uma classificação mista dos processos construtivos de túneis atualmente vigentes.

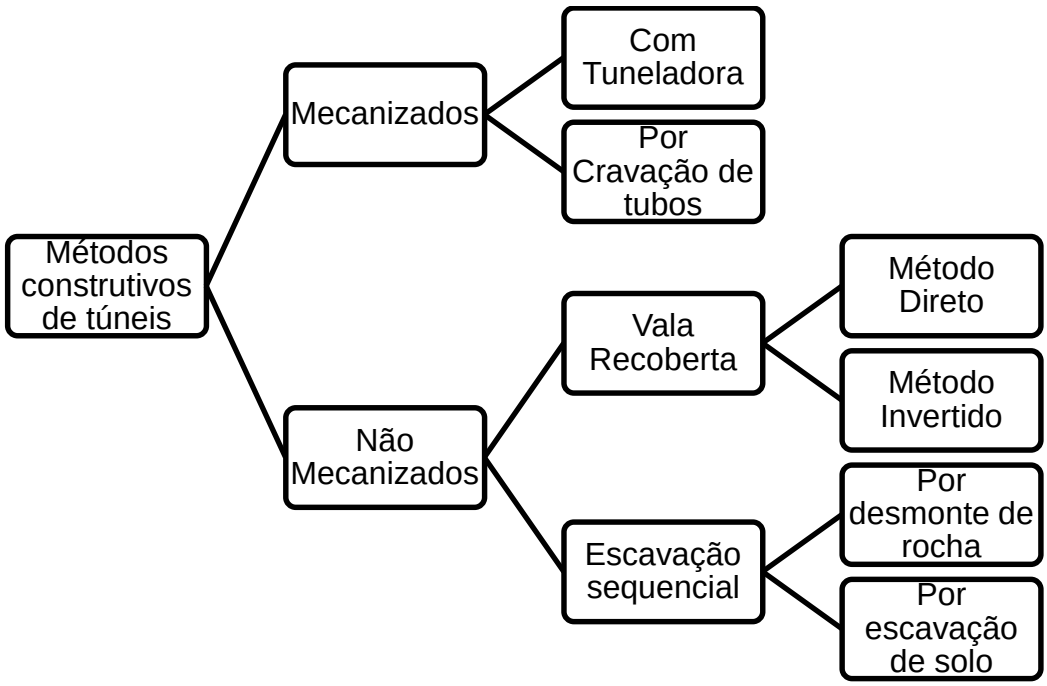


Figura 7 - Classificação dos processos construtivos de túneis [2].

Serão apresentados na sequência os três métodos considerados como sendo principais na execução de túneis para linhas metroviárias, tendo como base o gráfico da Figura 8. Através de uma breve descrição e das principais características de cada processo construtivo, pretende-se evidenciar os fatores que limitam, condicionam e impedem a aplicação de cada um, analisando também os pontos que levaram à escolha do método TBM para a obra estudada.

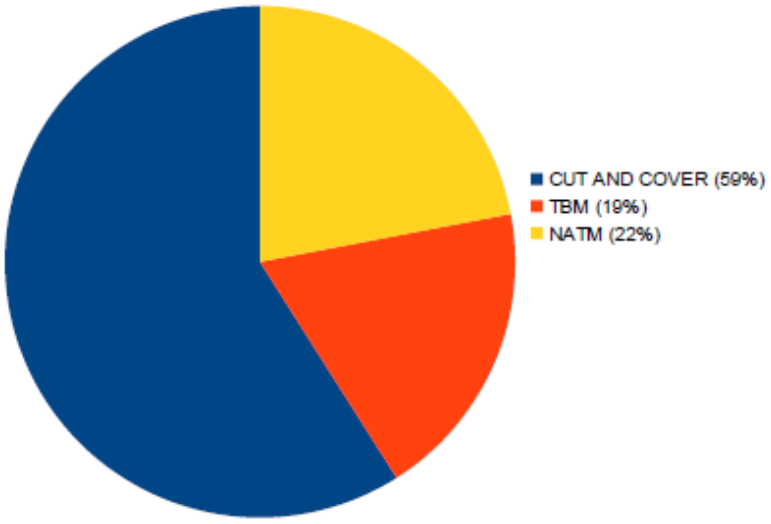


Figura 8 - Métodos construtivos utilizados nos túneis do Metrô de São Paulo até 2000
Fonte: Companhia do Metropolitano de São Paulo.

3.1 Vala Recoberta – Método Direto e Invertido

A aplicação do Método Direto na execução de um túnel consiste em escavar uma vala ao longo de seu traçado, construi-lo e, após executada a cobertura, cobrir com solo, recuperando a situação de superfície existente antes da implantação da obra. Este método é conhecido por Cut and Cover [2].

Uma variação deste processo é o Método Invertido, cuja proposta é remover uma pequena cobertura de solo e pré-instalar a laje em concreto que corresponde ao futuro teto da escavação, apoiada em uma estrutura enterrada previamente construída. Após a construção desta laje, faz-se o reaterro – definitivo ou provisório – e libera-se a área da superfície num prazo sensivelmente menor do que aquele obtido pelo Método Direto. A continuidade da escavação, então, dá-se por baixo da cobertura já executada [2].

Túneis de pequena profundidade, assim como túneis de serviços públicos, esgoto e túneis de trânsito rápido, são frequentemente construídos com o método do Cut and Cover. Para pequenas profundidades, este método é usualmente mais barato e mais prático que escavações subterrâneas [3].

O maior problema deste método construtivo é o transtorno causado à população quando em ambiente urbano. Devido ao longo tempo para liberação da área das obras, são intensos os transtornos causados pela interferência com o trânsito e outros sistemas da infraestrutura urbana, como redes de água e instalações elétricas [4]. Além disso, destacam-se os grandes acréscimos ao custo da obra quando se trata de escavação profunda, aumentando o volume de material escavado, estocado e transportado, além da grande complexidade técnica. Por estes motivos, o método é especialmente recomendado a túneis de pequena profundidade, situados a não mais do que 35 m da superfície. Todavia, a vantagem econômica para esta técnica de construção se dá para profundidades de até 12 metros [5].

3.2 Sequencial por escavação de solo – NATM

O método NATM (New Austrian Tunneling Method) surgiu não como tecnologia de construção, mas sim como premissa de projeto [2]. Este método caracteriza-se essencialmente por permitir uma acomodação natural do maciço escavado durante um tempo no máximo igual ao tempo de auto sustentação do solo (stand up time). Ao permitir que o maciço se deforme, as tensões existentes logo após a escavação variam com os deslocamentos induzidos no maciço, reduzindo então a tensão a ser suportada pelas paredes do túnel, o que possibilita que a estrutura do túnel seja mais delgada [4].

O método é composto, basicamente, por duas atividades que se alternam: escavação e instalação da estrutura de suporte, o qual visa garantir níveis de deslocamentos admissíveis ou prevenir a ruptura. Usualmente, constituem o sistema de suporte um revestimento em concreto projetado e estruturas auxiliares como cambotas metálicas e tirantes [2].

Esta metodologia construtiva permite acomodar condições geológicas variáveis, bem como mudanças na seção transversal do túnel. Para túneis de até 2,4 quilômetros de extensão, com geometria ou comportamento geotécnico variável, o NATM tem maior viabilidade financeira. Considera-se esta técnica especialmente viável para túneis curtos, escavações largas (como estações de metrô, por exemplo),

geometrias não usuais, interseções de túneis e seções transversais variáveis, e túneis de baixas profundidades. Os aspectos positivos deste método podem ser sintetizados em uma palavra: flexibilidade [5].

Estudos apresentam como uma desvantagem do método NATM a baixa adequação a solos excessivamente moles ou permeáveis quando abaixo do lençol freático. Neste caso, pode-se recorrer a opções de tratamento e ajustes de solo, que podem comprometer a viabilidade financeira dependendo do volume de solo tratado. Além disso, a produtividade usualmente encontra-se entre 1 a 3 m escavados por dia de trabalho. Esta pode ser compensada adotando múltiplas frentes de escavação, as quais, obviamente, impactam no custo de execução [6].

3.3 Túneis Mecanizados com Tuneladora – TBM

Trata-se, em essência, do método construtivo que toma partido de máquina tuneladora, conhecida internacionalmente por TBM (Tunneling Boring Machine). Destaca-se a existência de diversos tipos de máquinas tuneladoras, algumas delas possuindo couraças – também nomeados escudos ou shields – para auxílio à escavação em rochas brandas, solos saturados ou outras condições que exijam colocação imediata de estrutura de suporte [7]. Um exemplo de classificação de tuneladoras encontra-se na Figura 9.

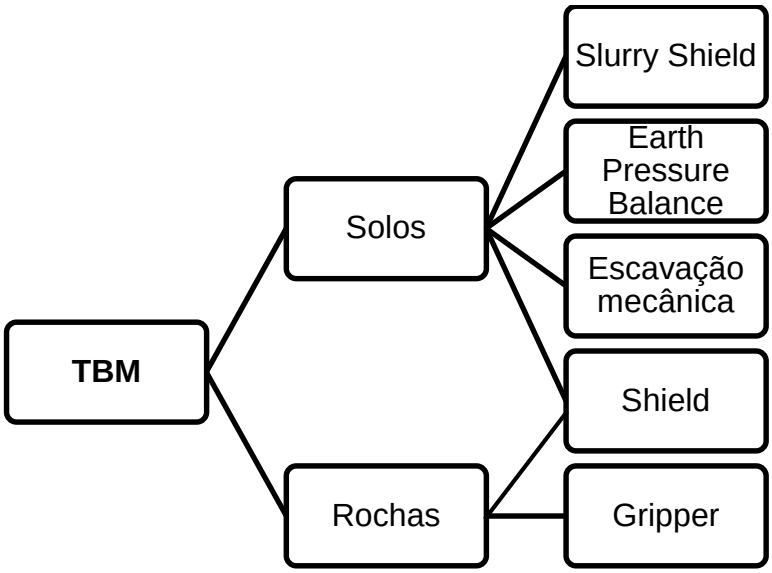


Figura 9 – Classificação das máquinas tuneladoras [5].

As vantagens da escavação com tuneladoras estão relacionadas às maiores condições de segurança da obra, melhores condições de trabalho, maior regularidade e qualidade da superfície escavada, maior velocidade de escavação e menor indução de vibrações no maciço escavado. Vale lembrar que a variabilidade geológica possível de ser encontrada ao longo de um túnel e a baixa flexibilidade com relação a mudanças na geometria do túnel são importantes condicionantes do método [4].

Quanto ao aspecto econômico, conclui-se que túneis com extensão acima de 3,2 km tornam viáveis os investimentos em tuneladoras. O custo desta tecnologia construtiva depende ainda do estado de conservação da tuneladora, bem como da forma de aquisição da mesma. Outro ponto relevante deste método é a produtividade alcançada, podendo ser de 1 m/dia até 67 m/dia, a depender do solo e do tipo de tuneladora [2].

3.4 Escolha do método

O processo de escolha do método construtivo de um túnel é complexo e envolve aspectos técnicos, econômicos, ambientais e sociais. Alguns fatores intervenientes na escolha do método construtivo de túneis podem ser apontados como de maior relevância: finalidade, características do solo, cobertura do maciço sobre o túnel, ocupação da superfície, seção transversal, extensão, taxas de avanço requeridas e modalidade contratual.

O conjunto destes fatores forma o contexto no qual um túnel estará inserido durante e após sua construção. Contudo, a regra geral é que este contexto apresente mudanças à medida que cada componente varie. Frente a isto, é possível e comum que mais de um método construtivo seja utilizado para o mesmo túnel, fazendo com que trechos distintos da obra sejam construídos com diferentes tecnologias [2].

Pode-se elencar algumas características do trecho da Linha 5 estudado que viabilizam a utilização do método TBM e levaram à sua escolha, como: grande profundidade, grande extensão com seção constante, ocupação urbana densa da

superfície e compatibilidade geológica (solo relativamente homogêneo). Entretanto, apenas um estudo mais detalhado com foco na análise comparativa entre métodos construtivos poderia apresentar uma justificativa completa, evidenciando a ponderação de todas as variáveis envolvidas.

4 O MÉTODO TBM

Devido à escolha do método TBM para a execução do metrô em estudo, este será melhor detalhado a seguir.

A obra utilizará uma tuneladora em couraça que mantém a estabilidade da frente de escavação por meio de uma contrapressão da terra (EPB: Earth Pressure Balanced). Este tipo de máquina permite o avanço tanto em modo aberto (nenhuma pressão aplicada na frente de escavação) quanto em modo fechado (com pressão aplicada na frente). Seu escudo é constituído por uma fina casca em aço que garante a segurança dos trabalhadores na parte frontal da escavação contra eventuais desabamentos e incursões de água.

Neste método, a escavação é efetuada através da rotação da cabeça da máquina tuneladora, que é dotada de ferramentas de corte e aberturas por onde entra o terreno escavado. O solo escavado, devidamente misturado com os agentes de acondicionamento, entra na câmara de escavação num estado plastificado. A acumulação do solo na câmara origina um aumento da pressão no seu interior. O solo é extraído através de um trado sem fim, que garante a manutenção e o controle da pressão na câmara. A pressão no interior da câmara é assim mantida com o objetivo de equilibrar a pressão de terras e a pressão hidrostática. Tal condição é possível através da ação combinada do impulso dos macacos hidráulicos e da remoção do terreno a um ritmo adequado (função da velocidade de avanço da tuneladora).

Para o correto funcionamento de uma tuneladora, é essencial que o terreno escavado forme uma “pasta” impermeável, capaz de ser extraída facilmente pelo trado e que permita uma correta transmissão e ajuste da pressão na frente [8]. No fim de cada ciclo de escavação, o revestimento por segmentos pré-fabricados é montado na cauda do escudo.

O eretor é um dos principais sistemas da tuneladora, pois é responsável pela montagem do anel. Este é um procedimento delicado e vital para a qualidade do produto final, pois além da necessidade de se atentar para a minimização de

aberturas, fissuras, destacamento de cantos, infiltrações, desfasamentos, entre outros, durante a operação, esta movimentação introduz esforços estáticos e dinâmicos que devem ser considerados no dimensionamento do segmento. Os eretores podem ser divididos em dois grupos: mecânicos e à vácuo, sendo que este último reduz a concentração de tensões, minimizando o risco de dano durante a montagem.

O impulso que permite o avanço da tuneladora decorre da reação obtida contra a própria estrutura do túnel através de sapatas ligadas a macacos hidráulicos. Como resultado do processo construtivo, é formado um vazio anelar entre o revestimento e o terreno, que é criado devido a forma cônica do escudo e a diferença entre seu diâmetro externo e do revestimento. De forma a minimizar os assentamentos à superfície e a criar um bom contato entre o revestimento e o terreno, o vazio anelar deve ser preenchido o mais rapidamente possível. Este preenchimento normalmente é executado através da injeção de argamassa, simultaneamente com o avanço da tuneladora. Esse preenchimento tem como principal objetivo criar um contato perfeito entre o revestimento e o maciço, evitar assentamentos e concentração de tensões [8].

Completados os ciclos de escavação, ereção e injeção, um novo anel é concluído, garantindo o suporte permanente do túnel. Este método não necessita de medidas adicionais após a passagem da tuneladora. Uma vez finalizado o trabalho de escavação, o túnel executado fica praticamente pronto para ser utilizado [8].

A Figura 10 ilustra quatro momentos da sequência construtiva: Escavação do maciço, transporte interno dos segmentos, montagem dos anéis e avanço da tuneladora.

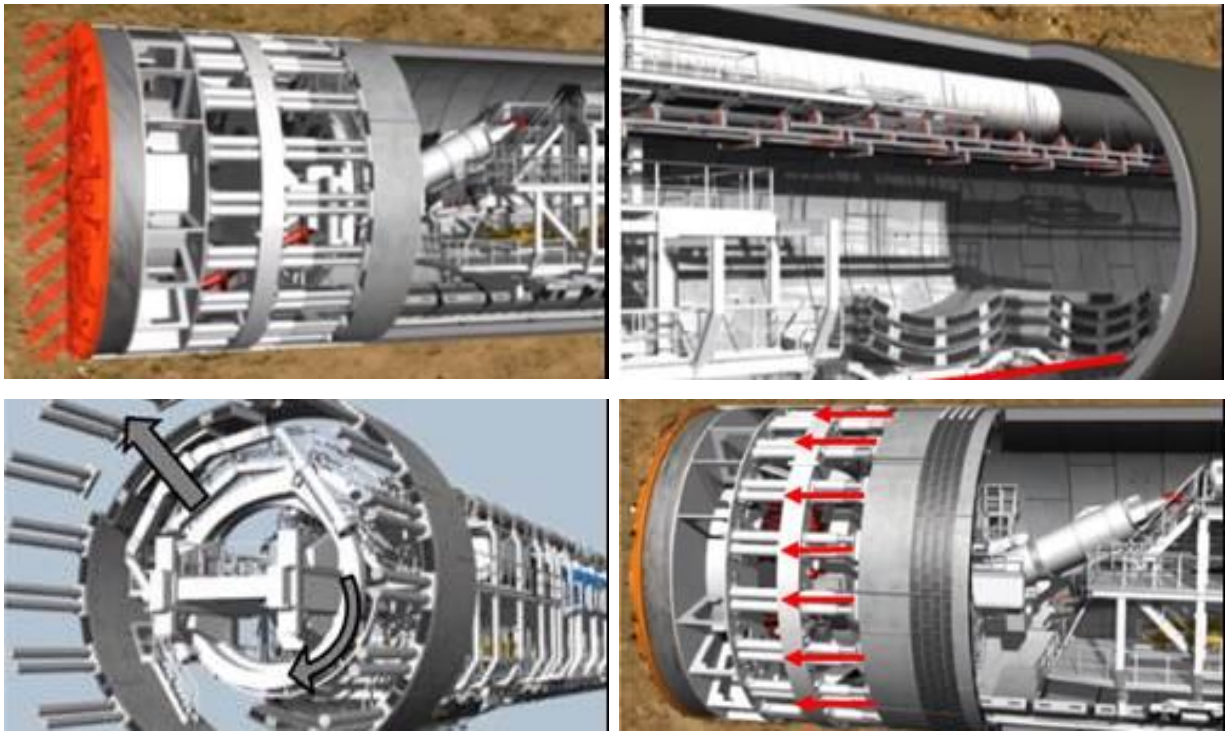


Figura 10 Sequência construtiva: Escavação, Transporte interno, Montagem e Avanço (Esquerda para direita, de cima para baixo) [9].

Fica evidente então que os segmentos recebem diversas solicitações significativas durante a montagem do anel, principalmente quando manipulados pelo eretor e quando servem de apoio para o avanço da tuneladora. Tendo isso em vista, cada etapa será analisada nos capítulos a seguir.

5 APRESENTAÇÃO DO ANEL DE REVESTIMENTO SEGMENTADO

Se o conceito de um túnel compreende a combinação do revestimento e do solo, o revestimento é, evidentemente, o componente principal. O revestimento assegura a estabilidade da escavação, limita as deformações do solo, permite o uso seguro do túnel e representa o principal componente do custo total de um túnel (15 - 40%). Todas estas são boas razões para que o revestimento venha sendo o elemento mais estudado e pesquisado. Os revestimentos pré-fabricados, por serem amplamente utilizados, estão na linha de frente dessas pesquisas [10].

Dentro do método construtivo com utilização de tuneladoras, este estudo tem como foco a concepção e produção dos segmentos que compõe o anel de revestimento. O anel de revestimento é composto por segmentos pré-fabricados de concreto montados automaticamente na medida que a tuneladora avança, formando uma estrutura multiarticulada que apresenta um comportamento estrutural complexo. Existem diferentes tipos de revestimento, que variam quanto à forma dos segmentos e do anel. A configuração intercalada das juntas (como visto na Figura 11) é comumente empregada com o principal objetivo de minimizar problemas de estanqueidade quando os quatro cantos das juntas coincidem (juntas cruzadas, ou “cross joints”) [11].

A divisão do anel em segmentos surge devido às limitações de transporte e instalação, permitindo que estas sejam transportadas para o interior do túnel com maior facilidade. As principais vantagens do uso deste sistema são: suporte imediato e contínuo; garante uma total impermeabilização desde que é instalado; permite a reação longitudinal aos macacos hidráulicos; permite a redução do tempo de execução das obras, por não ser necessário executar um revestimento secundário. Porém, surge a necessidade de elementos de conexão (parafusos) e de contato (packers e gaskets), fixando os segmentos nos dois sentidos.

Os packers são elementos de contato entre anéis, em sua maioria placas poliméricas, que desempenham diversas funções estruturais. São responsáveis por distribuir as cargas na superfície de contato entre segmentos sem gerar concentrações elevadas de tensão, função mais crítica nas juntas radiais, pois

recebem as cargas de avanço da tuneladora. Visam também evitar que a carga seja transmitida através da zona da peça sem armadura (cobrimento). Ele é ainda a primeira parte mobilizada na transmissão de forças tangenciais entre anéis, resultante dos deslocamentos diferenciais, uma vez que os demais elementos de conexão possuem certa folga para facilitar a montagem do anel [12]. Na obra estudada optou-se por não utilizar os packers, fazendo com que a transmissão de esforços se dê diretamente no contato concreto-concreto entre segmentos. Essa configuração permite uma maior redistribuição de esforços entre anéis e pode mobilizar maior tensão tangencial entre anéis adjacentes, o que pode ser positivo para o comportamento global do túnel, contanto que não se desenvolvam concentrações elevadas de tensão e danos localizados decorrentes de deficiências de contato [12].

Os gaskets são elementos de vedação, usualmente peças poliméricas, presentes nas quatro faces do segmento, com o objetivo de impedir a passagem de água. Nos segmentos do trecho estudado, utiliza-se a tecnologia de juntas ancoradas, que são integradas ao segmento durante sua concretagem. Esse tipo de junta apresenta algumas vantagens, de acordo com o fabricante: economia de tempo na correção de imperfeições e limpeza da fenda de encaixe; redução de gastos com adesivo e sua aplicação, utilizados em outras tecnologias; melhor adesão gasket – concreto; maior impermeabilidade devido ao aumento da distância para a água entre o gasket e o concreto. A Figura 11 a seguir ilustra as partes constituintes do revestimento segmentado.

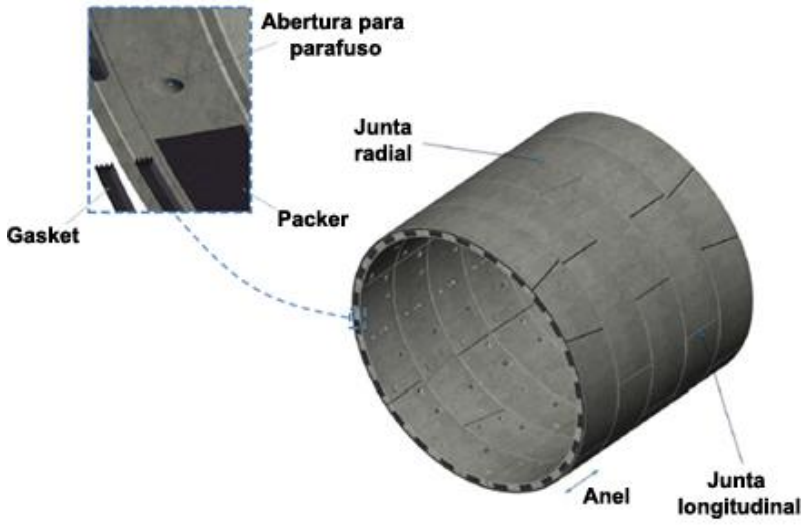


Figura 11- Partes constituintes de um revestimento segmentado [12].

5.1 Geometria

Em termos da geometria de revestimentos segmentados, o estado da arte tem sido o uso de anéis do tipo universal, principalmente devido: à flexibilidade de adaptação a alinhamentos com diferentes tipos de curvas; ao uso de um molde único na pré-fabricação; ao melhor comportamento estrutural, com a disposição alternada dos segmentos que evita a formação de juntas contínuas e rótulas estruturais e favorece o imbricamento das peças [8].

Este sistema permite executar tanto curvas verticais como horizontais com diferentes raios de curvatura utilizando uma mesma geometria de anel. A característica de sua geometria que permite esse fato é a conicidade, a qual é obtida cortando-se um tubo com um plano inclinado. A Figura 12 ajuda a entender como este sistema funciona.

Figura 12 – Execução de curvas com o anel universal [12].

Em função do ângulo entre os planos de corte, o anel apresenta a dimensão longitudinal variável ao longo de seu perímetro. Esse sistema permite que curvas sejam feitas através do simples giro de anéis sucessivos.

Na teoria, a quantidade de giros relativos que se pode dar em um anel é infinita. Porém, na prática, os giros possíveis estão limitados pela distribuição de conectores para o encaixe dos anéis, de forma que suas posições coincidam [12]. O giro entre anéis é definido pela posição da peça-chave. A Figura 13 mostra a geometria geral utilizada na Linha 5, onde o anel é divido em 6 partes, 5 peças de mesmo comprimento e a peça chave, posicionada por último, que finaliza a montagem do anel.

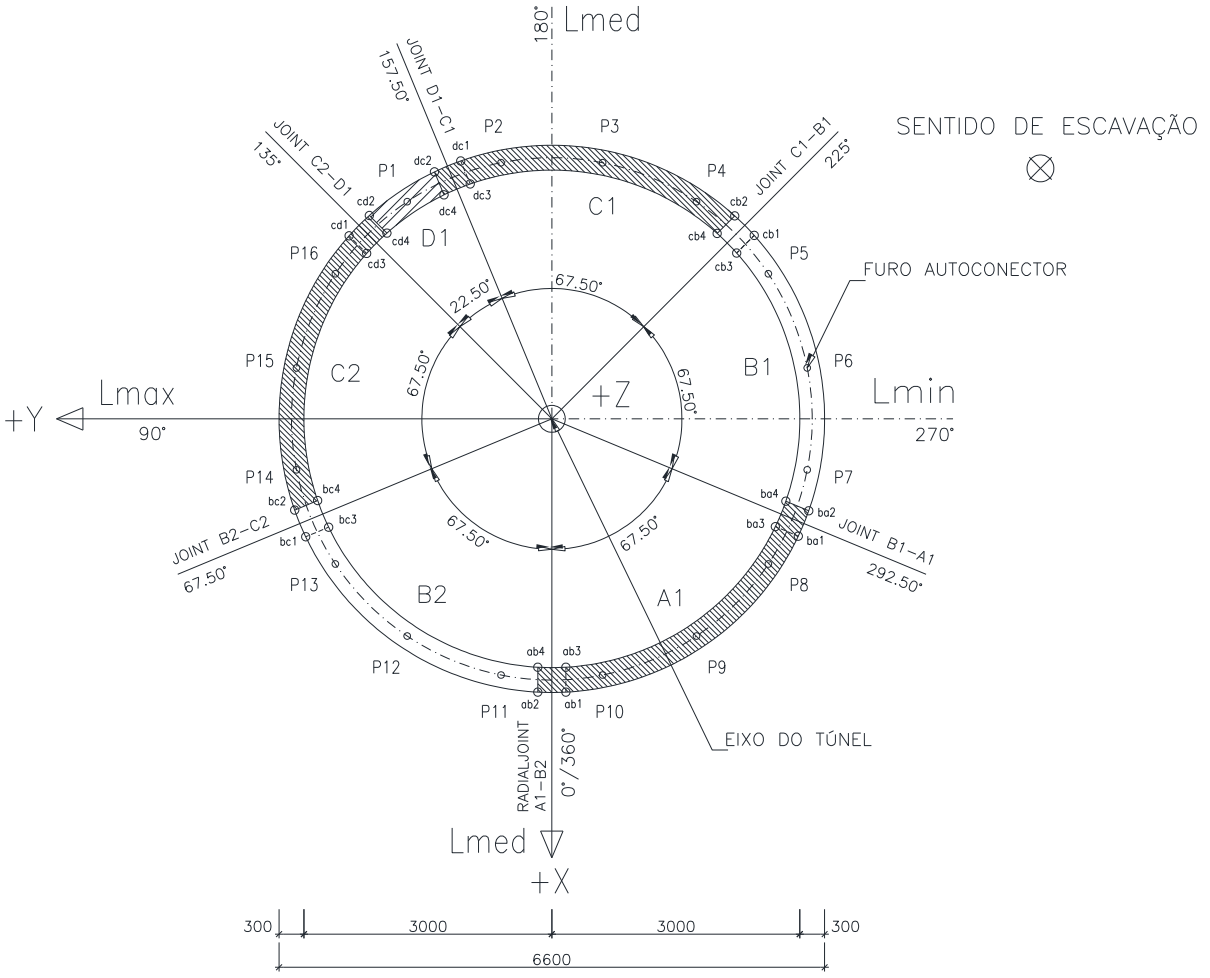


Figura 13 - Geometria Geral do anel utilizado no trecho estudado da Linha 5.

5.2 Reforços

Várias características são responsáveis por tornar o concreto o material estrutural mais utilizado no mundo; moldabilidade, abundância de matérias-primas e resistência à compressão são algumas delas. Porém, projetos estruturais são limitados pela baixa resistência à tração do material e pelo seu comportamento frágil, portanto, muitas vezes é necessário o uso de armaduras ou fibras de aço para auxiliar nesta limitação. A seguir, serão abordados brevemente as principais características do concreto reforçado com fibras e, em seguida, o uso deste reforço em anéis segmentados.

5.2.1 Concreto reforçado com fibras

Os concretos com fibras podem ser definidos como compósitos, ou seja, materiais constituídos de, pelo menos, duas fases distintas principais. Consideram-se como fases principais do concreto com fibras a própria matriz de concreto e as fibras, que podem ser produzidas a partir de diferentes materiais, como aço, vidro, polipropileno, náilon, entre outros [13]. A adição de fibras no concreto reduz a propagação de fissuras e microfissuras no material, pois atuam como ponte de transferência de tensões na região fissurada. Esse mecanismo reduz a característica frágil do concreto que passa a apresentar um comportamento pseudo-dúctil com uma capacidade residual e maior resistência à fadiga, prolongando as condições de utilização da estrutura.

O material constituinte da fibra irá definir o módulo de elasticidade e a resistência mecânica da mesma, as quais são duas das propriedades que mais influenciam a capacidade de reforço que a fibra pode proporcionar ao concreto. Só são consideradas fibras com capacidade de reforço das matrizes cimentícias aquelas que apresentam maior capacidade de deformação na ruptura e maior resistência à tração que a matriz de concreto [13].

Especificamente neste trabalho, serão abordados dois tipos de fibras: as fibras de aço, utilizadas como reforço estrutural em substituição total ou parcial da armadura de aço e as fibras de polipropileno (PP), as quais tem um papel importante na segurança da estrutura em situações de incêndio.

5.2.2 Concreto reforçado com fibras em anéis segmentados

Dadas as solicitações que o revestimento de túneis está submetido em condições de serviço, caracterizadas basicamente por um esforço normal e momento fletor de baixa intensidade, usualmente apenas um reforço mínimo é necessário. Dessa forma, o uso de fibras de aço surge como uma forte alternativa de reforço de tais estruturas.

A substituição da armadura convencional nos anéis de revestimento de túneis por fibras de aço incorpora algumas vantagens econômicas e de desempenho, contribuindo para que o uso desse material seja cada vez mais utilizado nesta aplicação [14].

No caso do reforço convencional, vários danos decorrentes principalmente de impactos podem ocorrer nas etapas de produção, transporte e instalação dos segmentos, provocando lascamentos do cobrimento de concreto (Figura 14) com possível exposição da armadura, o que pode desencadear um processo contínuo de corrosão. Esse mesmo tipo de dano pode ocorrer durante a fase serviço, porém, provocado por forças de compressão (Figura 15). A vantagem da adição de fibras é a sua distribuição aleatória na seção, estando presente inclusive próximo da superfície, reforçando toda a peça, e não uma determinada posição, como ocorre com as armaduras convencionais. Esse fato resulta numa maior resistência ao impacto, o que reduz a quantidade de segmentos danificados [15].

Figura 14 – Exemplo de dano decorrente de impacto nas etapas de produção.

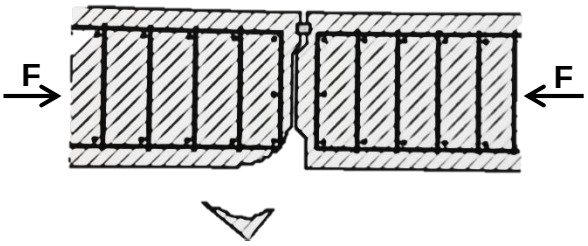


Figura 15 – Lascamento do cobrimento de concreto provocado por forças de compressão.

Estruturas que utilizam fibras em vez de armaduras convencionais estão menos sujeitas à corrosão eletrolítica. As fibras de aço próximas da superfície estão expostas a umidade e podem sofrer este fenômeno. Porém, isso não levará a um

processo continuo pelo fato de que cada fibra está envolvida e protegida pelo concreto. Além disso, a corrosão das fibras não causará lascamento, pois a tensão gerada pela expansão do diâmetro da fibra é incapaz de provocar maiores danos. O único aspecto negativo da corrosão no CRF não fissurado é o aparecimento de pontos de ferrugem na superfície do concreto [15].

Além disso, em função do tipo de fibra utilizado, há um aumento considerável na resistência ao fenômeno de lascamento (“spalling”) numa situação de incêndio [12]. Nessas situações, as fibras de PP derretem, o que resulta num maior volume de poros e menor pressão de vapor, reduzindo o lascamento do concreto [15].

Os pontos mencionados anteriormente relacionam-se basicamente com vantagens de desempenho do material, sendo que a redução dos problemas de fraturas e danos localizados pela maior resistência ao impacto também representam uma vantagem econômica.

As armaduras dos segmentos pré-fabricados de concreto são complexas de serem produzidas e necessitam de uma grande área de estocagem no pátio da fábrica. Além disso, elas precisam ser içadas até a fôrma e, em seguida, alguns ajustes de posicionamento são necessários. A substituição da armadura convencional pelas fibras de aço elimina estas etapas, levando a uma redução dos custos de produção. Portanto, mesmo que o custo unitário das fibras seja mais elevado, a substituição acaba apresentando uma grande vantagem: a facilitação das condições de produção [13] e a eliminação dos custos associados à montagem da armadura [12].

Vale destacar que, em geral, as cargas impostas na condição de serviço permitem a substituição total da armadura. Porém, as cargas impostas durante o transporte e construção do túnel podem ser determinantes devido as suas características de aplicação e magnitude. Por isso, em alguns casos, se opta por manter alguma armação com a única função de resistir às cargas citadas, se bem que com um projeto cuidadoso dos segmentos, seria possível a substituição total da armadura [12].

6 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Não existe um consenso universal a respeito das etapas de concepção estrutural de revestimentos segmentados de túneis. Apesar disso, existem algumas etapas usualmente seguidas, que trazem recomendações genéricas sobre alguns aspectos básicos dessa concepção [18]. Estas etapas estão descritas a seguir:

1. Atendimento a uma especificação, norma ou padrão - O túnel deve ser projetado de acordo com especificação, norma ou padrão apropriado. Como não existem normas brasileiras sobre o assunto, é recomendado que sejam utilizadas normas ou diretrizes técnicas adotadas em outros países. No caso do dimensionamento do trecho estudado, utilizou-se diversas normas usuais para estruturas de concreto (NBR 6118-2007: Projeto de Estrutura de Concreto – Procedimento; NBR 12655-2006: Concreto de cimento Portland – Preparação, controle e recebimento – Procedimento; ABNT NBR-8800: 2008 – Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios, i.e.), assim como normas técnicas complementares da Companhia do Metropolitano de São Paulo e algumas recomendações estrangeiras (AFTES – Considerations on the usual methods of tunnel lining design – Working Group n.7,1993.; AFTES – Recommendations relatives a la conception, le dimensionnement et l'execution des revêtements en voussoirs préfabriques en béton armé installés à l'arriere d'un tunnelier. Working Group n°18 (1998), i.e.).

2. Definição do diâmetro interno do túnel – O diâmetro do túnel a ser projetado deve ser definido considerando a demanda de espaço exigida pelos diferentes sistemas presentes em um túnel, como sistemas de trilhos, elétricos, de sinalização, e sistemas massa/mola, além de espaços de locomoção como passarelas de emergência. Também devem ser levadas em consideração tolerâncias para a passagem da tuneladora e para a montagem dos anéis, e deformações que possam se desenvolver com o tempo [19]. A Figura 16 mostra uma das seções transversais da Linha 5.

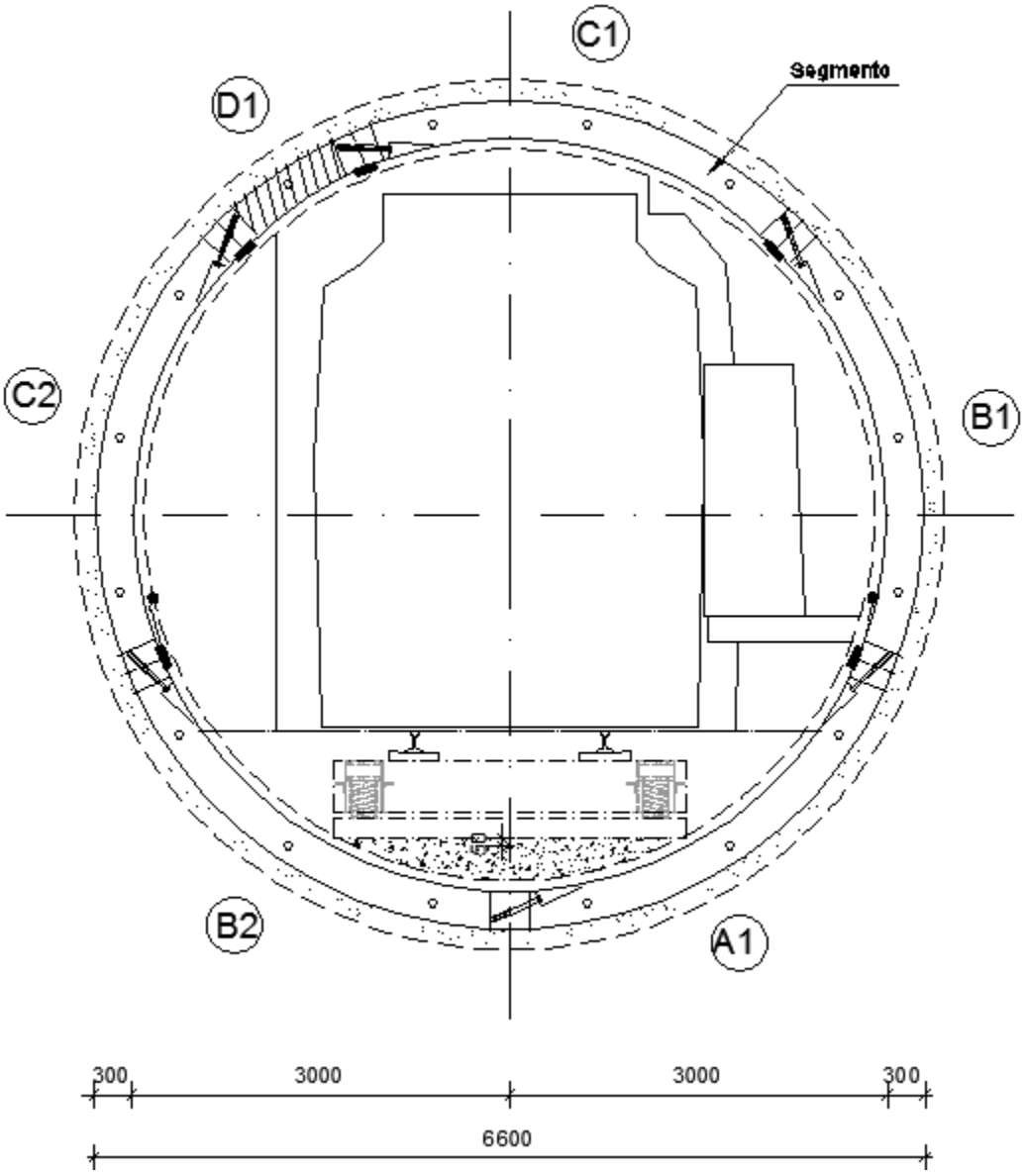


Figura 16 - Seção transversal exemplo de túnel de metrô.

3. Determinação das cargas – Além da determinação dos carregamentos que agem no túnel na condição de serviço (pressão do solo e da água, por exemplo), deve-se determinar aqueles que atuam nas etapas do ciclo de fabricação dos segmentos (desforma, estocagem, entre outros) e na fase de montagem dos anéis pela tuneladora, identificando casos críticos para o dimensionamento.

4. Determinação das características do revestimento – O projeto deve definir as características geométricas (espessura, comprimento, forma, número de segmentos) físicas (concreto) e construtivas (tipos de junta, armaduras e reforços) do anel de revestimento.

5. Cálculo dos esforços solicitantes – Deve-se calcular os esforços atuantes (momento fletor, força normal e cortante) utilizando modelos aproximados e métodos de dimensionamento.

6. Verificação da Segurança – A estrutura deve se mostrar segura contra as forças calculadas.

7. Revisão – Se o revestimento projetado não é seguro ou se mostra antieconômico, o projeto deve ser revisto e o revestimento redimensionado.

8. Aprovação do projeto - Uma vez que o projeto seja julgado seguro, econômico e otimizado, o projeto pode então ser aprovado pelos responsáveis.

7 CICLO DE PRODUÇÃO DOS SEGMENTOS

A pesquisa de campo à fábrica de segmentos teve como objetivo obter uma visão sistêmica do processo e entender como as diferentes etapas do ciclo de produção interagem entre si e com a concepção estrutural. O capítulo que segue descreve o cenário encontrado, evidenciando as principais características do ciclo.

7.1 Fábrica de segmentos

7.1.1 Localização

Os segmentos dos anéis de revestimento dos túneis, em estudo no presente trabalho, são fabricados em terreno limítrofe à Avenida Guido Caloi no Jardim São Luís, São Paulo (Figura 17). Considerando que as instalações da fábrica são provisórias, esta foi alocada em parcela da área destinada ao pátio de manutenção e manobra dos trens da linha em questão, de maneira a funcionar concomitantemente com a construção do último (Figura 18).

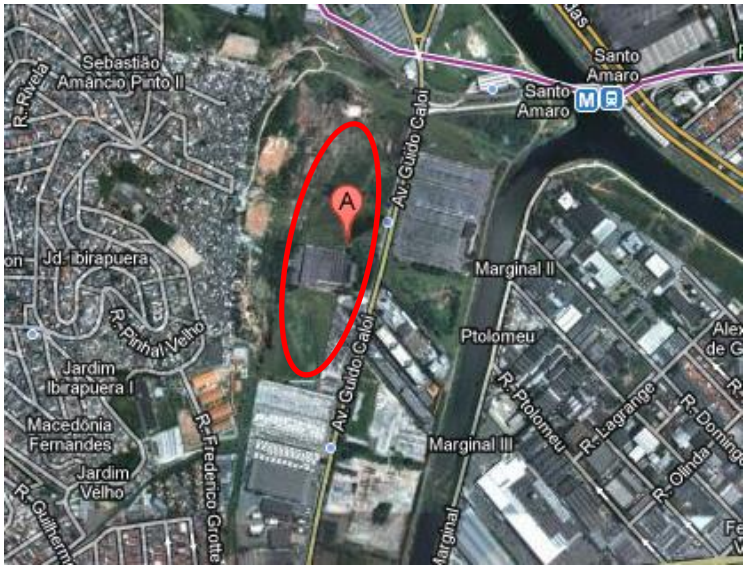


Figura 17 - Localização geográfica da fábrica dos segmentos de anéis de revestimento.

Figura 18 - Interface entre área fabril e construção do pátio de trens.

7.1.2 Subdivisões da Fábrica

A setorização da fábrica de segmentos de anéis é composta por sete grandes subdivisões dispostas conforme o croqui ilustrativo abaixo (Figura 19).

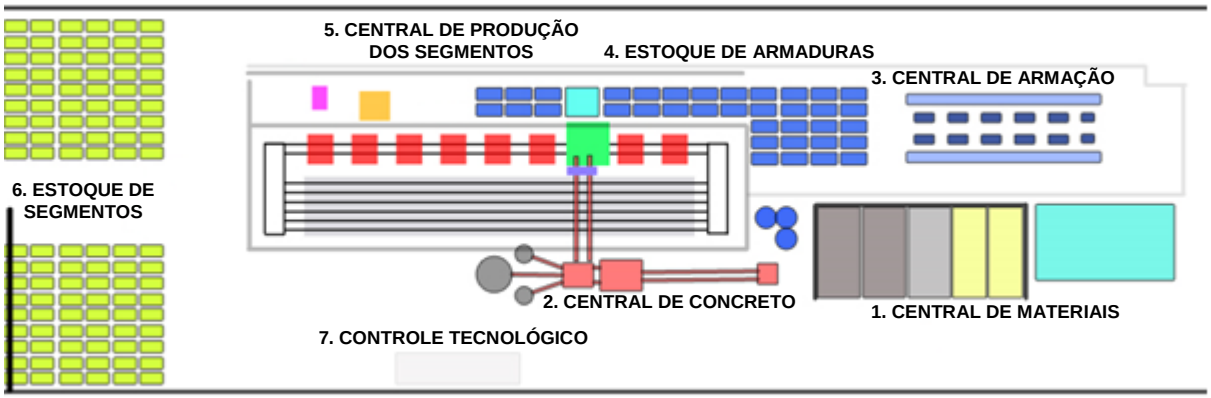


Figura 19 - Setorização da fábrica de segmentos de anéis de revestimento.

7.1.2.1 Central de Materiais

A constituição da central de materiais dá-se por meio de baias devidamente cobertas dispostas paralelamente umas às outras (Figura 20). Nelas encontram-se agregados miúdos, agregados graúdos, fibras de polipropileno e embutidos (Figura 21).

Figura 20 - Disposição dos agregados na fábrica.

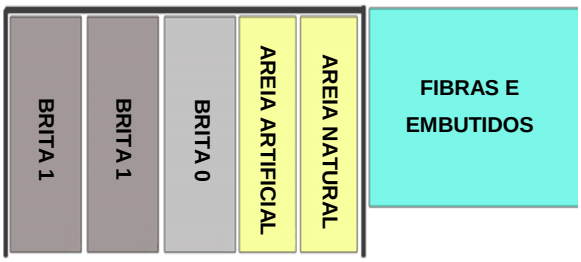


Figura 21 - Posicionamento das baias.

7.1.2.2 Central de Concreto

A escala industrial de produção dos segmentos de anéis impõe a necessidade de utilização de grandes quantidades de cimento e aditivos. Desta forma, estes materiais são armazenados no formato de silos (Figura 22) – posicionados na central de concreto (Figura 23) juntamente com o castelo d'água.

Figura 22 - Silo de 100 t finalizado ao fundo, segundo silo de 100 t e de 400 t sendo montados.

Figura 23 - Central de concreto.

A central de concreto pode sofrer modificações a fim de se inserir as fibras no ciclo de produção, pois esta deve ser misturada diretamente no concreto. Futuramente serão avaliados os impactos dessa modificações no funcionamento da central.

7.1.2.3 Central de Armação e Estoque de Armaduras

O último insumo faltante para que o ciclo de fabricação seja viabilizado é a armadura, cuja central de confecção é dividida pelas tipologias dos segmentos de estruturação do anel. Uma vez findado o serviço dos armadores, o produto é direcionado para estoque adjacente.

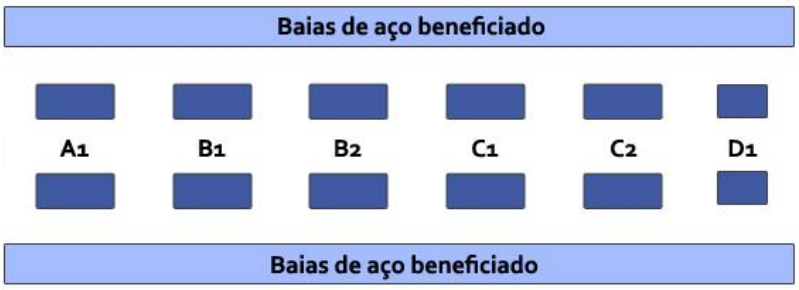


Figura 24 - Divisão da central de armação por tipologia de segmento.

Figura 25 - Estoque de armaduras.

A área de estoque consumida pelas armaduras, assim como seu custo e tempo de produção serão objeto de análise quando forem avaliados os impactos da substituição do reforço convencional por reforço com fibras, já exemplificados no subitem 5.2.

7.1.2.4 Central de Produção dos Segmentos

A central responsável pela produção dos segmentos trabalha sob o sistema de carrossel (Figura 26). Ela é composta por câmara de cura térmica que comporta trinta e três fôrmas, plataforma de montagem linear constituída por oito estações, cabine de concretagem interligada com central de concreto, cabine de controle e área de moldagem de corpos de prova (Figura 27). Os equipamentos responsáveis pela extração do segmento da fôrma e giro do mesmo encontram-se imediatamente a frente da plataforma.

Figura 26 - Sistema carrossel.

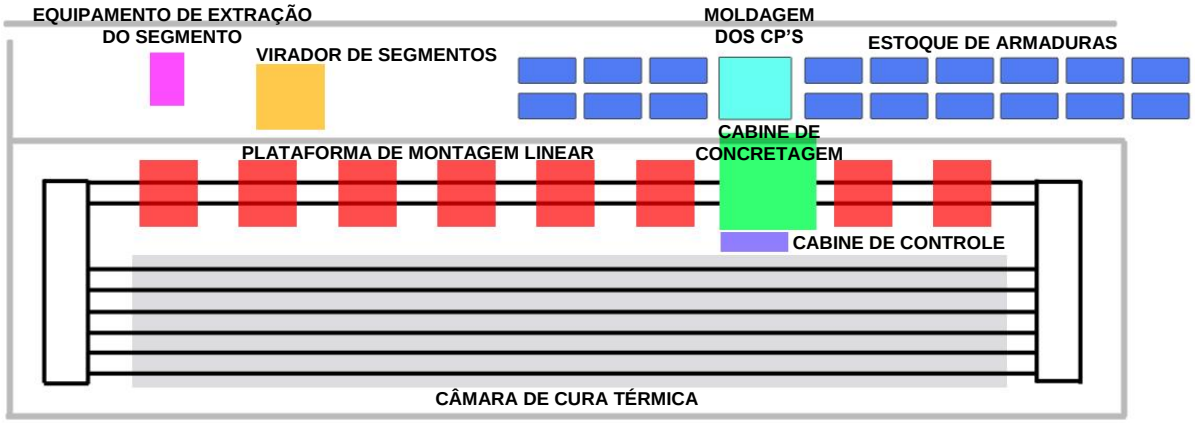


Figura 27 - Subdivisões da central de produção dos segmentos.

O ciclo de produção dos segmentos de anéis é composto por dez etapas executivas atreladas a estações de trabalho (Figura 28). Atualmente, como a obra se encontra na fase inicial de escavação, o circuito não opera com sua capacidade produtiva máxima.

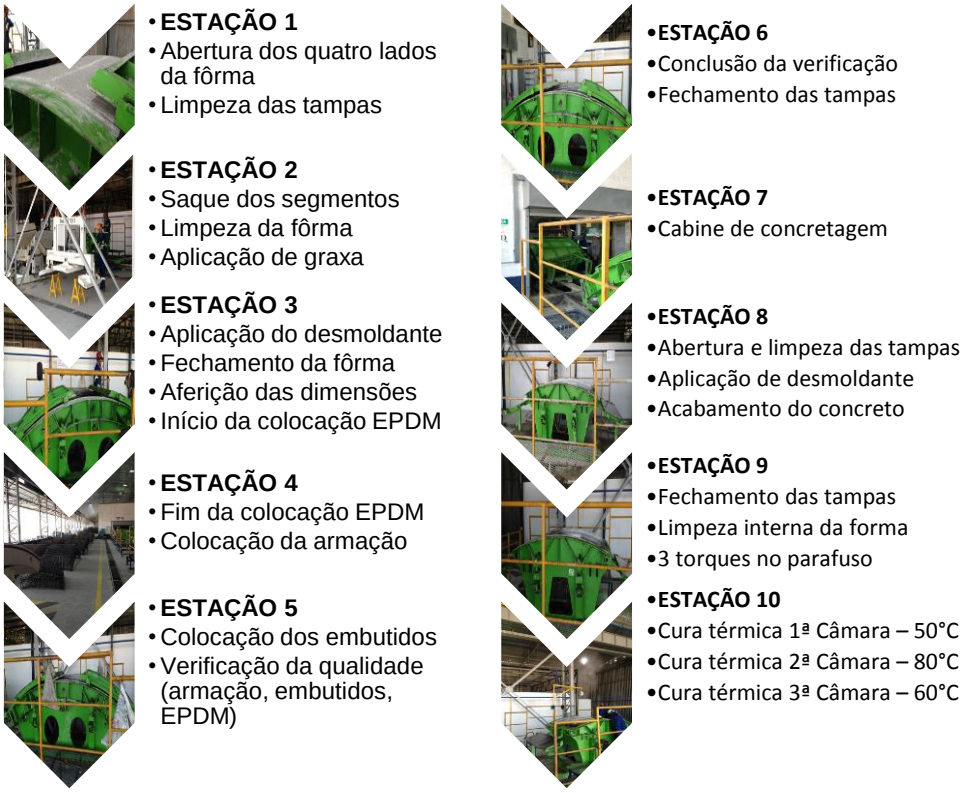


Figura 28 – Fluxograma do ciclo de produção dos anéis.

A conformação dos anéis empregados no revestimento dos túneis envolve a produção de sete segmentos por unidade (Figura 29). Destes, competem a seis deles – cinco peças convencionais e uma chave – o desempenho estrutural, e o sétimo elemento, denominado “invert”, propicia a locomoção da máquina tuneladora que realizará a escavação, sendo retirado após a finalização do túnel.

Figura 29 – Composição do anel (segmentação).

7.1.2.5 Estoque de Segmentos

O transporte dos segmentos de anéis entre a central de produção – mais precisamente a partir do virador de peças – e a área de estocagem, é realizado com o auxílio de carregadeira (Figura 30). O equipamento possui duas cintas alocadas na parte dianteira da composição para viabilizar o serviço em questão.

Figura 30 - Sequência de transporte dos segmentos.

As pilhas de segmentos são formadas pelas peças constituintes de um anel (Figura 31) – cinco peças convencionais, uma peça chave e um “invert”. A locomoção do conjunto dentro da área de estocagem deve-se a um pórtico pneumático (Figura 32) cuja escolha está atrelada a maior mobilidade deste frente a um pórtico sobre trilhos.

Figura 31 - Unidade de empilhamento.

Figura 32 - Pórtico pneumático.

Quando estiver com a sua capacidade máxima atendida, o estoque de segmentos possuirá 504 pilhas, divididas em duas áreas: a primeira comportando 261 pilhas (estoque 1) e a segunda 243 pilhas (estoque 2), ambas com espaçamento de 50 X 90 cm (Figura 33).

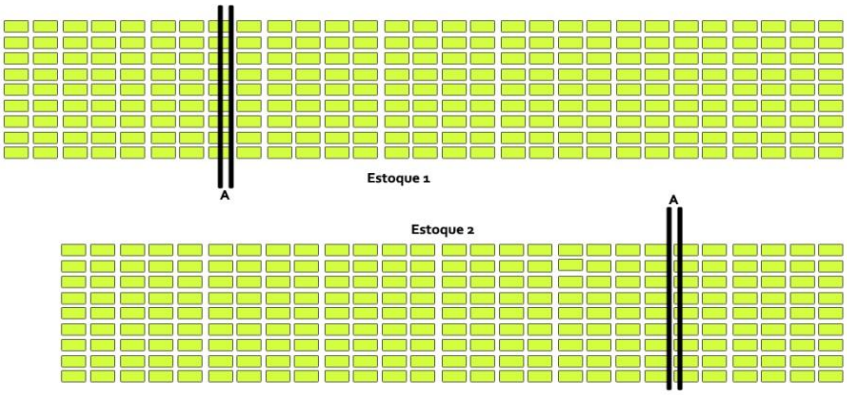


Figura 33 - Disposição das pilhas pelo canteiro.

Vale ressaltar que tanto o transporte como a estocagem dos segmentos, apesar de não serem analisados no presente trabalho, influenciam na produtividade da linha. Por se tratar de uma produção em grande escala, qualquer alteração que minimize o tempo do ciclo completo (concretagem-estocagem) pode trazer benefícios significativos do ponto de vista econômico.

7.1.2.6 Controle Tecnológico

O laboratório de controle tecnológico dos segmentos conta com sala de extração e corte de corpos de prova, sala para ruptura dos mesmos (Figura 34) e câmara úmida (Figura 35).

Figura 34 - Prensas para rompimento dos corpos de prova.

Figura 35 - Câmara úmida.

Dando continuidade ao acompanhamento da produção dos segmentos, será possível apresentar com maiores detalhes os tipos de sistemas de controle de qualidade utilizados, como ensaios de corpo de prova, avaliando sua eficácia através do seu parâmetro principal e seu efeito na produção.

8 SOLICITAÇÕES

8.1 Solicitações do Ciclo de Produção

Os carregamentos atuantes nos segmentos no ciclo de produção muitas vezes são mais críticos do que quando comparados com aqueles da fase de instalação ou até mesmo os de serviço. Isso ocorre pela imposição do ciclo de produção no manuseio da peça logo após a sua desforma, quando o concreto ainda não atingiu a sua resistência final de projeto, apesar do uso de aditivos para acelerar a pega.

8.1.1 Desforma

A desforma dos segmentos de anéis ocorre com o auxílio de sucção a vácuo. Esse equipamento substitui o tradicional método empregado no Brasil baseado no içamento da peça por pontos localizados. A grande vantagem do equipamento com ventosas (Figura 36) é a distribuição de esforços, evitando tensões localizadas. A Figura 37 mostra o esquema de carregamento nesta situação, com uma possível aderência segmento-forma, que provoca um carregamento adicional no lado côncavo (o mesmo foi considerado na etapa de dimensionamento).

Figura 36 – Máquina de sucção a vácuo.

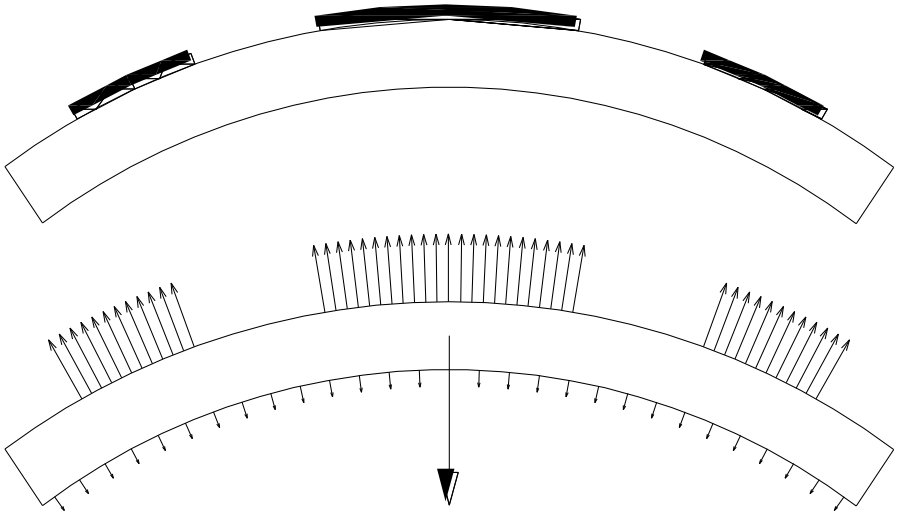


Figura 37 – Esquema do carregamento na situação de desforma do segmento.

8.1.2 Giro do segmento

A concretagem do segmento ocorre na posição horizontal com o lado côncavo para baixo, porém, a estocagem e transporte são realizados na posição oposta, surgindo a necessidade de rotacionar o elemento. Para isso, após a desforma, o segmento é posicionado num equipamento capaz de realizar o giro sem a introdução de grandes esforços dinâmicos (Figura 38).

Figura 38 – Etapa de giro do segmento após a desforma.

Observando o equipamento que realiza o giro do segmento, é possível observar quatro pontos de apoio, tanto para o lado côncavo como para o convexo. O esquema de carregamento para esta situação pode ser descrito basicamente pelo peso próprio do segmento e as reações de apoio (Figura 39 e Figura 40).

Vale destacar que o carregamento atuante quando o segmento encontra-se na posição vertical é o mesmo que na posição horizontal (peso próprio e reações dos apoios), porém numa seção com altura muito maior. Desta forma, conclui-se que esta posição não é crítica perante as demais.

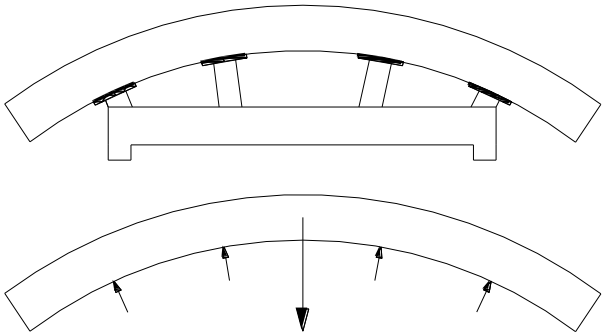


Figura 39 – Segmento na parte côncava antes do giro.

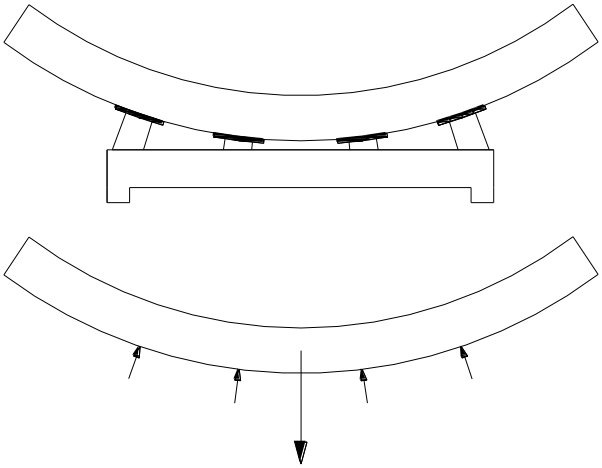


Figura 40 – Segmento após o giro apoiado na parte convexa.

8.1.3 Transporte para o estoque

Após o giro do segmento, este é transportado para a área de estocagem por meio de uma carregadeira munida de duas alças (Figura 41), as quais passam pela parte inferior do segmento e permitem que este seja erguido e transportado. A flexibilidade das alças minimiza a introdução de esforços dinâmicos no momento em que o segmento é suspenso do equipamento de giro. A Figura 42 ilustra os carregamentos atuantes nesta etapa.

Figura 41 – Carregadeira munida de alças para o transporte do segmento.

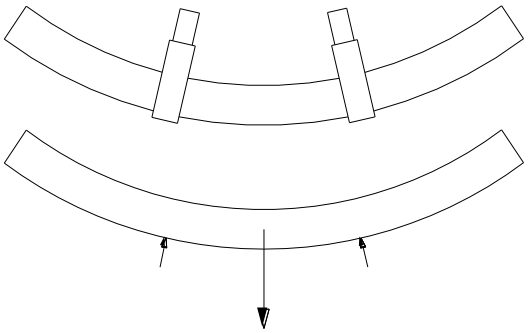


Figura 42 – Esquema de carregamento no transporte do segmento.

8.1.4 Estoque

Os segmentos que constituem um mesmo anel mais a peça chave são dispostos em uma única pilha e posicionados pela carregadeira (Figura 43). O contato entre as peças é feito por dormentes de madeira de dimensões 14 x 14 x 110 cm, já as dimensões do dormente em contato com o solo são 25 x 25 x 110 cm (Figura 44).

É evidente que o último segmento da pilha é o que apresenta as solicitações críticas de estoque, pois recebe o peso de todas as peças posicionadas acima dele. Vale lembrar que o peso do maior segmento é aproximadamente 44,5 kN, além disso, as solicitações atuantes neste segmento dependem da excentricidade das forças concentradas – em função do posicionamento entre dormentes (Figura 45).

Figura 43 – Posicionamento dos segmentos na pilha com a carregadeira.

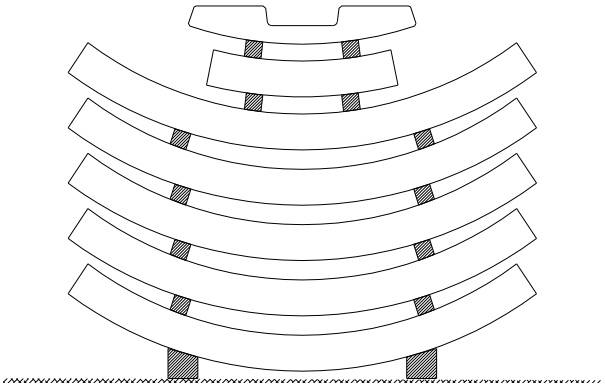


Figura 44 – Disposição final dos elementos na pilha.

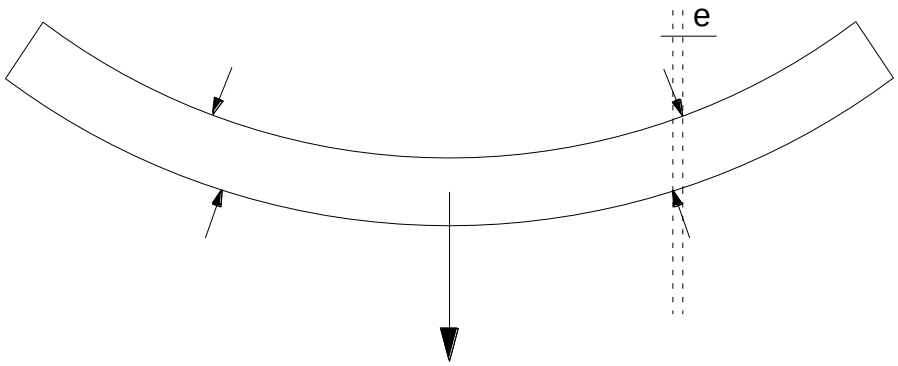


Figura 45 – Esquema de carregamento nos segmentos da pilha e representação da excentricidade das forças concentradas.

Considerou-se uma excentricidade de 10 cm para a verificação de esforços, porém, observando a real disposição dos segmentos na pilha, fica claro que esta tolerância pode ser facilmente ultrapassada. Ao posicionar o novo segmento a ser colocado na pilha, os dormentes deslocam-se, pois não há nenhum tipo de fixação entre estes e o segmento. O próprio operário da carregadeira é responsável por ajustá-los de forma a respeitar a tolerância de projeto.

A fim de avaliar a precisão do posicionamento dos dormentes, utilizou-se uma fotografia da pilha para um estudo preliminar. Traçou-se a linha de eixo do dormente em contato com o solo e, a partir desta, mediu-se a distância entre os eixos dos demais dormentes (Figura 46). Vale destacar que a perspectiva da foto distorce as medidas, portanto estes valores possuem erros (da ordem de 10 cm), mesmo assim, observa-se que a tolerância de projeto não é respeitada justamente para o segmento crítico (excentricidade de 23 ± 10 cm).

A não conformidade com a tolerância de projeto não implica necessariamente na ruptura do segmento, porém, pode gerar fissurações excessivas que comprometem o desempenho do túnel (estado limite de serviço - ELS).

A situação apresentada na Figura 46 é apenas uma amostra representativa de inúmeras pilhas, não sendo possível obter conclusões palpáveis. Porém, baseado no procedimento de posicionamento dos segmentos na pilha, é esperado que a tolerância não seja respeitada.

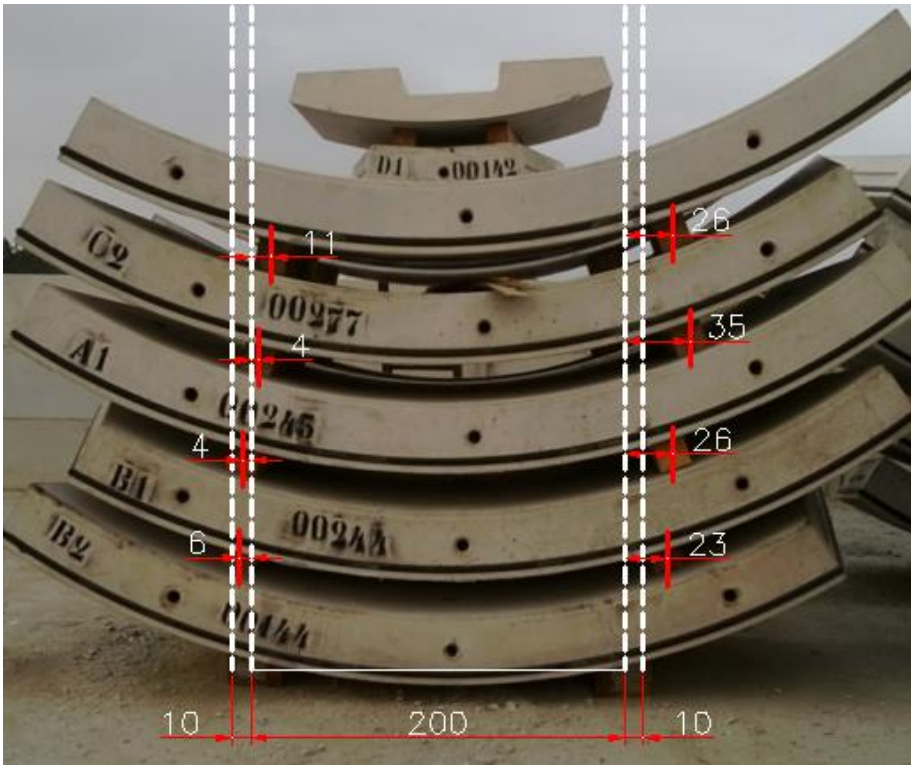


Figura 46 – Distâncias (em cm) entre o eixo do dormente em contato com o solo e os eixos dos demais.

É evidente a variedade de carregamentos pela qual o segmento é submetido durante sua produção. Tendo isso em vista, propõe-se a avaliação do impacto da variação das condições de produção e de seus parâmetros nos esforços internos resultantes, através do método analítico e da modelagem 2D do segmento em programas de análise estrutural.

8.2 Solicitações de instalação

8.2.1 Sistema eretor

Uma vez que cada pacote de seis segmentos chega a tuneladora, o anel é montado empregando o sistema eretor de segmentos. Este é um dos principais sistemas da tuneladora e, através de dois movimentos - giro ao redor do eixo do túnel e posicionamento na seção – ele agarra e posiciona os segmentos para a montagem do anel. O sistema eretor fixa-se na mesma abertura do segmento que será utilizada para a injeção da argamassa de preenchimento. A Figura 47 ajuda a caracterizar o carregamento atuante nesta etapa, ela mostra que o sistema eretor agarra o

segmento em apenas duas aberturas alinhadas, portanto, o segmento é submetido ao peso próprio, carga concentrada do eretor e força dinâmica decorrente da movimentação, representado no esquema da Figura 48.

Figura 47 – Detalhe da abertura utilizada para a fixação do sistema eretor e injeção da argamassa de revestimento.

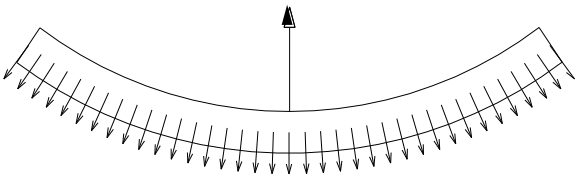


Figura 48 – Esquema de carregamento do sistema eretor.

Vale lembrar que já existe o sistema eretor a vácuo, que da mesma forma que na etapa de extração do segmento da forma na fabricação do segmento (conforme apresentado no item 8.1.1), minimiza a concentração de esforços na peça.

8.2.2 Sistema de impulsão

A tuneladora requer uma reação a fim de impulsionar-se para frente. Este reação é obtida empurrando-se contra a própria estrutura do túnel com sapatas espaçadas em torno do perímetro [20], conforme representado na Figura 49. As sapatas apoiam-se no último anel instalado, que por sua vez transfere os esforços para os demais anéis já em serviço. A tuneladora que será utilizada no trecho da linha em estudo possui um sistema de impulsão constituído por 16 sapatas, as quais aplicam um empuxo máximo total de 60000 kN.

A verificação do segmento para os esforços aplicados pelo avanço da tuneladora devem examinar o cisalhamento e momento fletor resultantes de uma possível excentricidade resultante do posicionamento da sapata fora do eixo da seção transversal do segmento [21] (Figura 50).

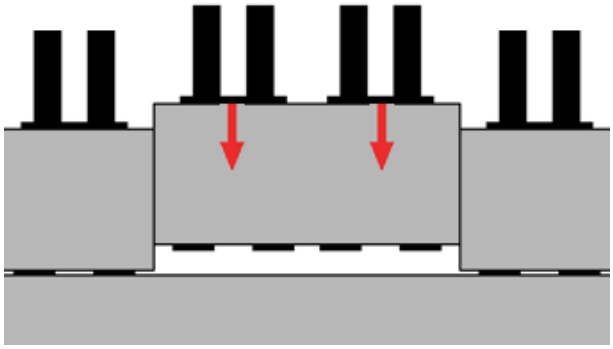


Figura 49- Sistema de impulsão da tuneladora [12].

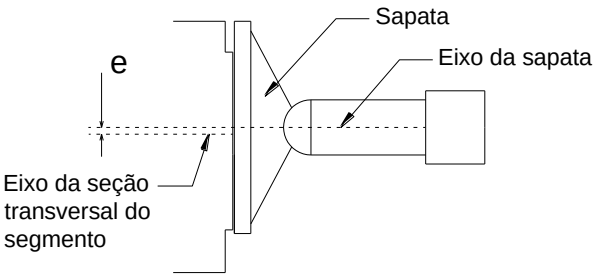


Figura 50 – Excentricidade entre o eixo da sapata e o eixo da seção transversal do segmento.

8.3 Solicitações de Serviço

8.3.1 Métodos de cálculo

Devido à complexidade de esforços considerados, costuma-se adotar a análise bidimensional para calcular as respostas dos segmentos na situação de serviço. No memorial de cálculo da Linha 5, foram realizadas análises numéricas de elementos finitos utilizando o software Plaxis 2D 9.0.

Neste programa, o solo é simulado com 15 nós de elemento triangular com dois graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x e y. O revestimento segmentar é simulado com elementos de viga com três graus de liberdade em cada nó: translações nas direções x, y e rotação na direção z. Também é feita a hipótese de que os limites dos modelos estão suficientemente distantes a partir das zonas de escavação para evitar influências no comportamento da zona circundante das áreas de escavação.

Quanto ao comportamento físico, o critério de Mohr Coulomb é utilizado para os elementos representativos do solo, enquanto o revestimento segmentar é representado por elementos com comportamento elástico linear.

A Figura 51 exemplifica o método utilizado e alguns de seus resultados (campo de tensões no eixo x, diagrama da força normal e do momento fletor).

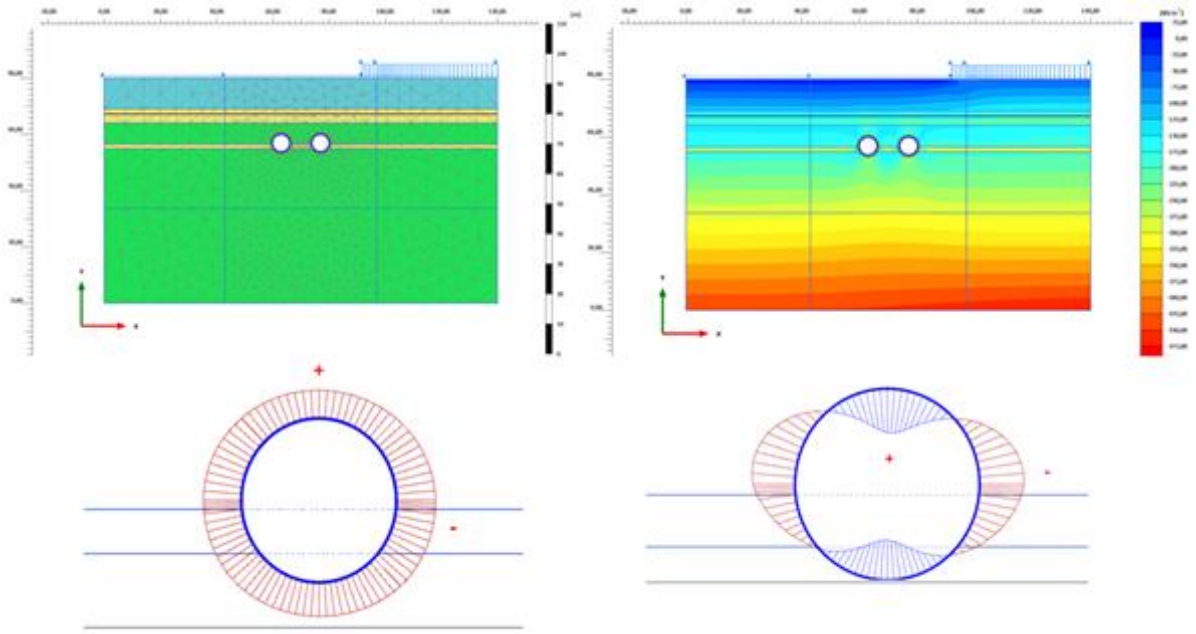


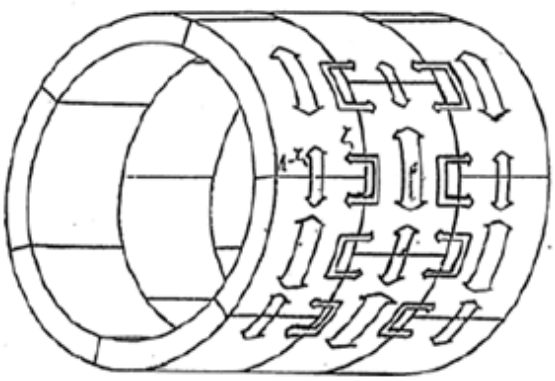
Figura 51 – Resultados da modelagemem elementos finitos (Seção Km 11+530).

Entretanto, como o próprio memorial de cálculo evidencia, a modelagem adotada não é representativa, uma vez que um revestimento segmentar tem uma rigidez à flexão diferenciada daquela de um tubo monolítico ou de um anel isolado composto por segmentos de viga, como o utilizado.

Visando uma correta calibração da rigidez à flexão, o memorial descreve os seguintes passos para transferir este aspecto físico para as análises numéricas:

I. A correção do módulo de elasticidade do anel, de acordo com um Fator de Modificação ζ, que varia entre 0.3 e 0.5 como uma função do número de segmentos e da rigidez do solo circundante.
II. Cálculo das cargas que atuam sobre o revestimento.
III. Modificação do valor do momento fletor, aumentando e diminuindo o valor para o segmento e a articulação, respectivamente, pelo Fator ζ (a força normal permanece a mesma).

Estes passos se baseiam no modelo de transferência de esforços proposto, representado na Figura 52.



$E_c = (1- \zeta) \cdot E_{concreto}$
$M_j = (1 - \zeta) \cdot M_c$
$M_s = (1 + \zeta) \cdot M_c$
Onde:
E_c = o módulo de elasticidade virtual do anel;
$E_{concreto}$ = o módulo de elasticidade do concreto;
M_c = o momento fletor derivado da análise;
M_j = o momento fletor da articulação;
M_s = o momento fletor do segmento.

Figura 52 - Modelo de transferência de esforços entre segmentos.

Estas correções buscam mitigar as diferenças entre o comportamento real e a modelagem simplificada do anel como segmentos de viga. O passo I diminui o módulo de elasticidade (resultando no chamado “modulo de elasticidade virtual”) diminuindo sua rigidez antes de calcular os esforços, uma vez que a rigidez de um anel segmentado é menor do que a do anel contínuo modelado. Depois que os esforços são calculados, o passo III majora os momentos no segmento e minora os momentos na posição das articulações, tentando simular o seu efeito, já que elas não são integradas no modelo.

De fato, estudos indicam que o número e a orientação das articulações tem uma influência significativa no momento fletor máximo induzido em um revestimento segmentar, evidenciando ainda a existência de configurações ótimas relativas ao empuxo lateral do solo (K_0) [22]. De modo geral, quanto maior o número de articulações, menor o momento de flexão máximo e também a influência da orientação das articulações nele. A Figura 53 evidencia a relação entre o número de articulações e a variação do momento (significante) e da normal (insignificante), para modelos de anel contínuo e segmentado (valores relativos ao caso estudado na tese de referência [22]).

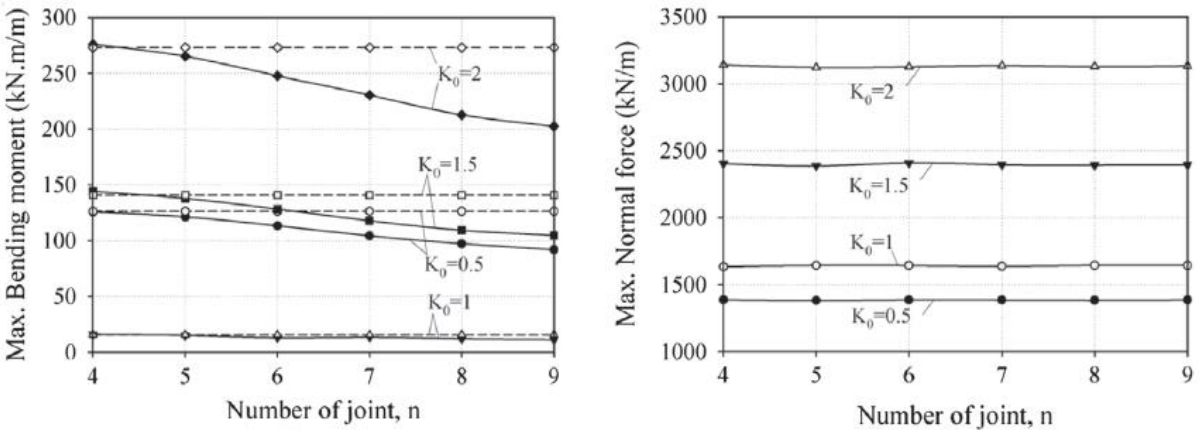


Figura 53 – Gráficos da variação de M e N em relação ao número de articulações: Linha sólida-Anel segmentado; Linha pontilhada- Anel contínuo.

Entretanto, as correções feitas na modelagem utilizada no dimensionamento da Linha 5, ainda que de encontro com o conceito geral, podem não ser precisas na previsão das tensões e dos deslocamentos apresentados pelo anel. Um modelo mais completo que permitisse o posicionamento e a variação da rigidez rotacional de cada articulação produziria campos de tensão e deslocamentos mais próximos da realidade, e possibilitaria a busca de soluções otimizadas (podendo inclusive avaliar a possibilidade de outras configurações de anel quanto ao número de segmentos), além fornecer maior garantia quanto ao desempenho estrutural dos anéis.

Durante a visita à fábrica, descobriu-se que o projeto de armação dos segmentos será revisto a fim de atender alívio de pressões na superfície do terreno, não considerada no dimensionamento. Os segmentos já fabricados serão utilizados em trechos com menor probabilidade de alterações no carregamento.

8.3.2 Análise 2D x 3D

O método usual (2D) modela os anéis de maneira isolada, não considerando as forças de interação entre anéis. Porém, estudos recentes mostram que a configuração particular dos revestimentos de túnel segmentares que produz a sua resposta estrutural frente a cargas de projeto usuais poderia apresentar uma significativa tridimensionalidade devido à interação estrutural entre os anéis adjacentes, o chamado “efeito de acoplamento” [11].

A comparação com os modelos planos habituais atualmente empregados em projetos de revestimentos fornece conclusões significativas sobre as implicações dos efeitos de acoplamento e as condições em que se tornam mais relevantes.

O deslocamento radial relativo entre anéis adjacentes produz a deformação nos packers decorrente do cisalhamento, originando na transferência de forças tangenciais entre os anéis [11]. Na ausência de packers, esta transferência pode ser ainda mais pronunciada, ocorrendo no contato concreto-concreto entre os segmentos.

A resposta cortante das articulações circunferenciais determina a interação estrutural entre os anéis adjacentes e, consequentemente, o grau de tridimensionalidade do comportamento do revestimento. Maior redução da rigidez do solo irá resultar em maiores deslocamentos radiais diferenciais entre os anéis adjacentes, aumentando as forças tangenciais transferidas e a influência estrutural da interação entre anéis.

Buscando determinar numericamente essa influência, foram criados modelos tridimensionais dos túneis segmentados. A Figura 54 mostra uma discretização em elementos finitos de um túnel real – a linha 9 do metrô de Barcelona [11].

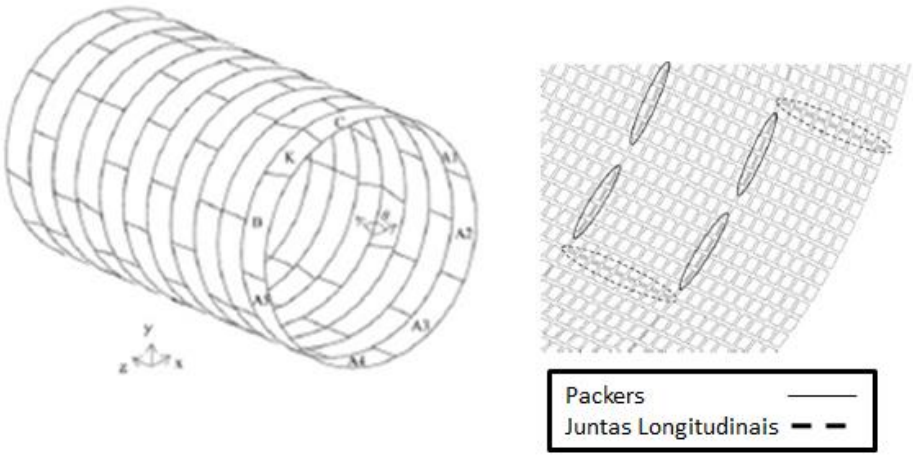


Figura 54 - Discretização tridimensional em elementos finitos (Adaptado de [11]).

Em resumo, os resultados da análise comprovaram as expectativas em relação a modelagem 3D. Comparando dois modelos, um com o efeito do acoplamento e um sem, os resultados foram significativamente diferenciados. Os efeitos de

acoplamento fazem com que a diferença do deslocamento radial entre os segmentos diminua, provocando uma resposta mais rígida do revestimento. Como consequência, a deformação global é reduzida, e os momentos fletores internos crescem. A Figura 55 mostra a deformação e o gráfico do momento fletor nos dois casos [11].

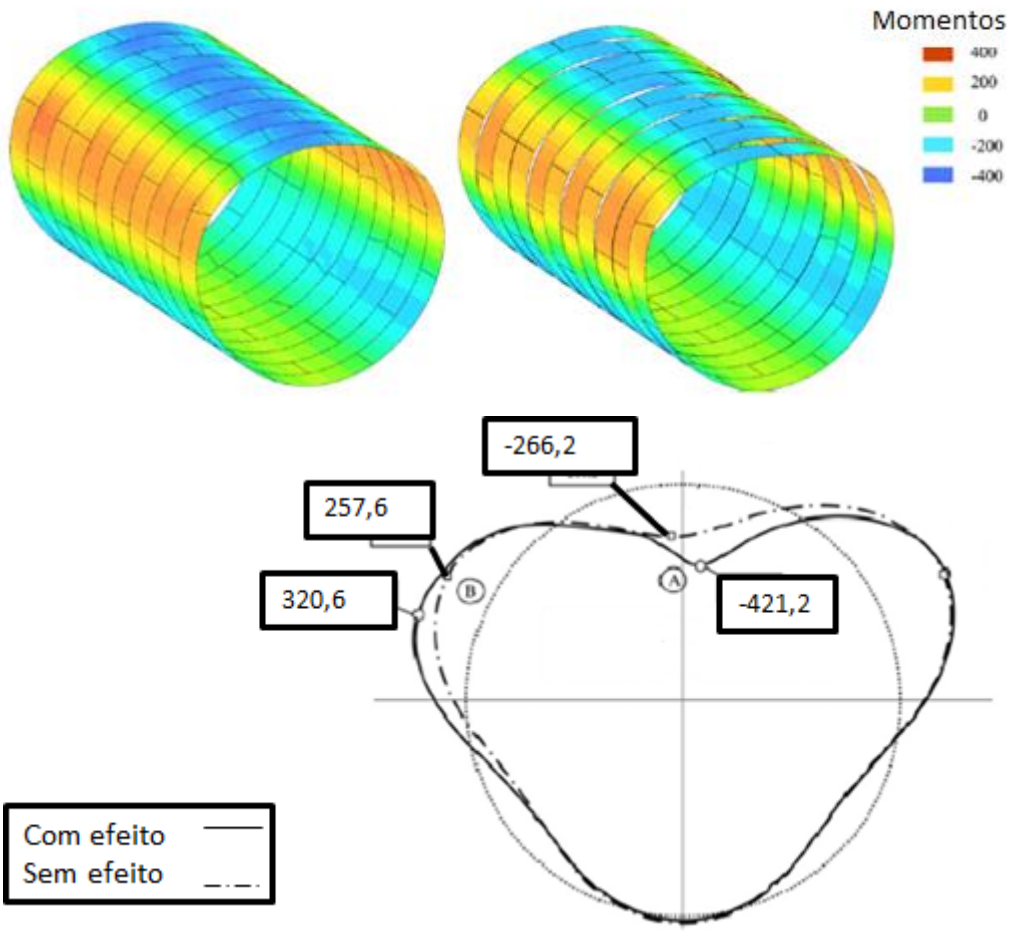


Figura 55 – Deformada do trecho e Gráfico do momento fletor dos sistemas considerando acoplamento (a) e desconsiderando (b); Abaixo, configuração deformada e momentos fletores pontuais nos dois casos para o anel central do trecho: Linha contínua – Anéis acoplados; Linha pontilhada: Anel isolado.

O aumento das forças de flexão pode alcançar o momento de fissuração da seção de concreto, produzindo mudanças na rigidez da estrutura e da redistribuição das tensões neste sistema tridimensional.

Os resultados das análises de sensibilidade revelaram que os efeitos de acoplamento são significativos quando o revestimento é incorporado em condições de solo mole (abaixo de Es = 150 MPa, no caso de estudo) ou sujeitas a cargas com

alto desequilíbrio. Estes efeitos produzem um aumento significativo nos momentos fletores radiais em relação a consideração do anel isolado, atingindo no estudo de caso exemplificado um aumento de mais de 150% em condições desfavoráveis. A deformação do revestimento também é reduzida, mas numa importância menor, apresentando reduções máximas da ovalização vertical em torno de 25% [11]. É importante ressaltar que a análise e os seus resultados se referem a configurações de revestimento com juntas sobrepostas.

Conclui-se então que a utilização de uma modelagem tridimensional pode agregar valiosa precisão ao processo e, consequentemente, gerar melhores soluções estruturais, com maior garantia de desempenho e provável economia em sua produção. Em contrapartida, se trata de um processo de modelagem muito mais complexo, que demanda um maior nível de conhecimento e controle, sendo assim mais suscetível a erros.

Portanto, em termos práticos de obtenção de resultados, ainda é discutível o real valor agregado a solução com a mudança do ambiente de modelagem de 2D para 3D. Tendo isso em vista, pode-se propor uma análise do impacto dessa mudança no dimensionamento dos anéis segmentados.

Entretanto, esta análise dependeria da realização de diversos modelos comparativos com diferentes modelagens, e foi considerada demasiadamente complexa e longa para ser abordada no presente estudo em paralelo com as demais análises propostas. Dessa forma, as observações feitas no decorrer deste capítulo tiveram a principal função de introduzir o cálculo das solicitações de serviços que serão utilizadas nas análises propostas, e destacar uma possível área de atuação para estudos futuros na temática da análise estrutural de túneis.

8.4 Resistência a incêndios

Dezenas de grandes incêndios em túneis ocorreram no mundo nos últimos anos. Além da perda de vidas humanas, esses acidentes podem causar grandes perturbações e enormes perdas financeiras devido à suspensão do uso do túnel e

aos elevados custos de reparo. Estudos estimam que a perda financeira no acidente de 1996 no Channel Tunnel foi da ordem de £ 200 milhões (Figura 56).

Figura 56 – Danos provocados no Channel Tunnel após incêndio de 1996.

Figura 57 – Spalling do concreto no revestimento de túnel.

Com as características de alta temperatura de pico, alta taxa de aquecimento, longa duração e não uniformidade de distribuição de temperatura no interior dos túneis, as situações de incêndio podem resultar em danos severos ao revestimento de concreto. Os danos envolvem a deterioração das propriedades do concreto, redução de espessura devido ao spalling (Figura 57) e a não uniformidade de tensões térmicas – que leva a uma severa redução das condições de segurança, ameaçando a segurança da operação futura ou até mesmo provocando o colapso da estrutura. Especificamente para o TBM, incêndios em túneis executados em solo mole com elevadas pressões de água podem levar ao rompimento da impermeabilização nas juntas, vazamentos ou até fluxo de água para dentro do túnel [14].

O fenômeno conhecido por spalling (destacamento ou lascamento) pode ser caracterizado pela ruptura de camadas ou pedaços de concreto na superfície do elemento estrutural quando exposto a elevadas temperaturas e rápido aquecimento em situações de incêndio. Casos em que o concreto é de elevada resistência e trabalha em condições de saturação de água (frequente para o caso dos revestimentos de túneis produzidos por tuneladoras), aumenta-se a suscetibilidade do concreto ao tipo mais crítico deste fenômeno: o spalling explosivo. Conforme a temperatura aumenta, a umidade no concreto transforma-se em vapor. Sem possibilidade de dispersão dos gases, a pressão no interior do concreto aumenta

drasticamente. Esse processo continua até o ponto em que a resistência à tração do concreto é superada, fazendo com que pedaços do material sejam violentamente desalojados. Também existe um consenso de que a expansão térmica dos agregados também tem influência direta sobre este fenômeno [16].

A perda da espessura de concreto em algumas seções pode ser tão grande a ponto de expor a armadura de aço, comprometendo a segurança estrutural do túnel. Diante deste risco, uma das técnicas que se vem empregando para minimizar esses riscos é o emprego de fibras de polipropileno (Figura 58). Frente às altas temperaturas geradas durante um incêndio, as fibras de polipropileno acabam por se fundir, deixando pequenos canais no concreto que permitem a saída dos vapores (Figura 59) e, a redução da pressão interna praticamente elimina o risco do spalling explosivo [17].

Figura 58 – Comparação do concreto simples e concreto com adição de fibras de PP frente a uma situação de incêndio.

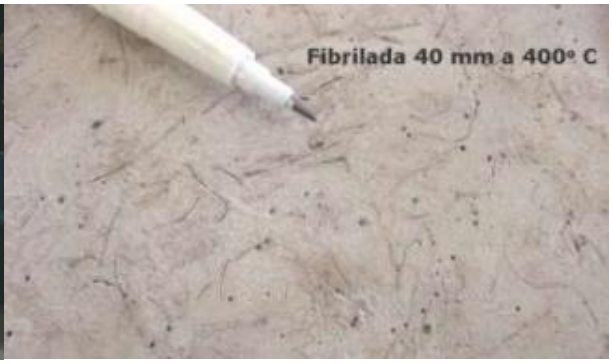


Figura 59 – Canais deixados pelas fibras de PP fibriladas [23].

Vale destacar que não são todas as microfibras de PP que evitam o spalling explosivo e, mesmo para aquelas que o fazem, podem existir diferenças significativas entre a proteção fornecida dependendo da fibra utilizada. Microfibras de PP monofilamento oferecem proteção superior a este fenômeno quando comparadas as microfibras de PP fibriladas, enquanto que macrofibras e fibras de aço oferecem pouca ou nenhuma proteção contra o spalling explosivo [16].

9 MÉTODOS ESTATÍSTICOS

Nos capítulos que seguem foram analisadas amostras de dados relativos ao posicionamento das peças no estoque e a geometria dos segmentos. Essas análises foram realizadas com base em algumas ferramentas estatísticas, explanadas a seguir:

9.1 Aproximação pela Normal

Assumindo que as variações das dimensões estudadas são aleatórias, as mesmas podem ter sua distribuição aproximada pela Normal se a amostra for suficientemente grande, com base no Teorema do Limite Central.

Para comprovar que tal aproximação é razoável e estimar o erro cometido, utilizaram-se dois mecanismos principais:

- Comparação da distribuição com a Normal: Traçando o gráfico da distribuição acumulada da amostra e comparando-o com a curva Normal, é possível verificar visualmente se a aproximação é coerente.

- Porcentagem da amostra compreendida nas faixas de desvio padrão (σ): Para a distribuição Normal, há uma porcentagem conhecida compreendida nas faixas de ±1 σ(68,2%), ±2σ (95,4%), e ±3σ (99,7%) em relação à média (Figura 60). Uma comparação destes percentuais com os encontrados na amostra pode fornecer mais uma confirmação da possibilidade de aproximação da distribuição da amostra pela Normal.

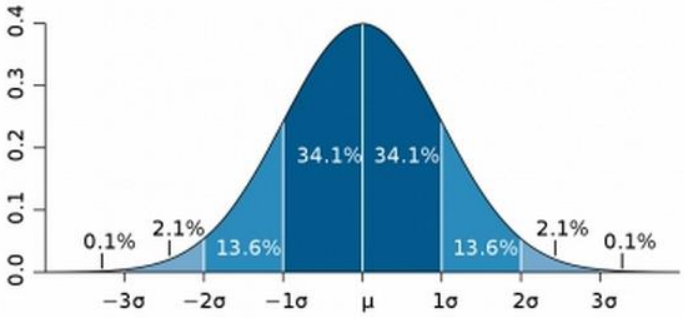


Figura 60 - Distribuição Normal e seus intervalos. FONTE: http://web.mit.edu.

Validada a aproximação, é possível então utilizar a seguinte função densidade de probabilidade da distribuição normal com média μ e desvio padrão σ para calcular probabilidades das variáveis analisadas:

$$P_{[x_1 \leq x_2]} = \int_{-\infty}^{x} f(x,\mu,\sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma^2}} e^{(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2})}, -\infty < x < \infty, \sigma > 0$$

A equação indica a probabilidade de ocorrência de um valor X_1 qualquer ser menor ou igual a um valor X pré-determinado (o que equivale à área do gráfico da distribuição normal até o ponto X), possibilitando assim calcular a probabilidade de não conformidade com os valores limites de projeto através da expressão ilustrada na Figura 61. Os valores obtidos no presente trabalho foram calculados utilizando o MS Excel, que trás essa função em seu programa.

$$P_{[x_0 \leq x \leq x_1]} = 1 - P_{[x \leq x_1]} + P_{[x_0 \leq x]}$$

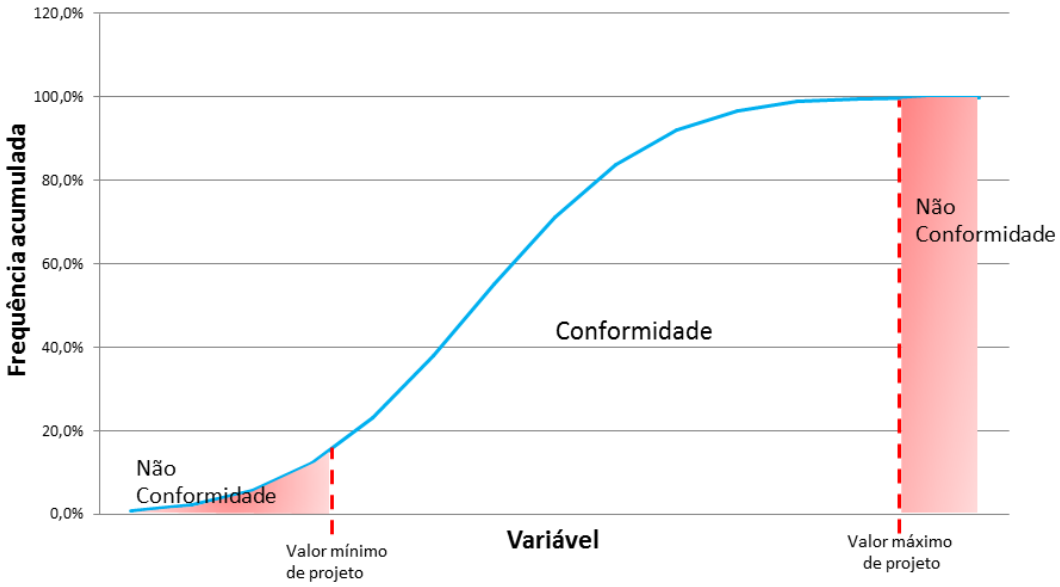


Figura 61 - Equação da probabilidade de não conformidade e representação gráfica.

9.2 Amostra representativa

Considerando a distribuição aproximada pela normal, pode-se definir uma amostra representativa como [24]:

$$n = \left(\frac{Z_{\frac{\alpha}{2}} . \sigma}{E} \right)^2$$

Onde:

n = número de indivíduos na amostra;

$Z_{\alpha/2}$ = Valor crítico que corresponde ao grau de confiança desejado;

σ = Desvio-padrão populacional da variável estudada;

E = Margem de erro ou erro máximo de estimativa.

Considerou-se, no caso dos dormentes, o desvio padrão populacional como sendo o amostral. Sabe-se que essa consideração gera um erro, pois a amostra não é suficientemente grande (30 pilhas), porém, o erro gerado é da ordem de milímetros, o que não deve impactar na análise, já que os esforços nos segmentos na posição de estoque são afetados quando se varia a posição dos dormentes na ordem de centímetros.

Dessa forma, pode-se estimar a amostra necessária a partir de algumas hipóteses. Assume-se, com base nas variações limites dos parâmetros, que o erro admitido entre a variação média da amostra e a média real adotada seja de cerca de 10% da variação permitida. Para uma população de grande variabilidade, mas dentro dos parâmetros de projeto, teríamos um desvio padrão igual ao limite da variação. Adotando um grau de confiança $\alpha = 95\%$, temos que $Z_{(\alpha/2)} = 1{,}96$. Com essas hipóteses, a amostra necessária para a análise seria de $(1{,}96.S/0{,}1.S)^2 = 384{,}16$, resultando em uma amostra necessária de 385 segmentos medidos.

Entretanto, depois de realizadas as medições, constatou-se que o desvio padrão das amostras era muito inferior ao estimado, o que possibilitou uma redução significativa do seu tamanho. Dessa forma, a mesma fórmula foi utilizada a fim de se calcular o erro cometido na aproximação da população pela amostra obtida. Esse erro é evidenciado em cada análise.

10 ANÁLISE DOS ESFORÇOS SOLICITANTES NA FASE DE ESTOQUE

O estoque é organizado de forma que todos os segmentos de um mesmo anel estejam empilhados. Por consequência desta configuração, o último segmento da pilha deve suportar o peso de todos os demais, além disso, a imprecisão do posicionamento dos dormentes gera excentricidades entre o ponto de aplicação de carga e a reação do apoio, resultando em momentos fletores que devem ser previstos no dimensionamento. Estes carregamentos acontecem ainda nas primeiras horas após a desforma do segmento e, portanto, o concreto ainda não atingiu a sua resistência máxima. Estes fatores contribuem para que esta etapa tenha o potencial de ser crítica em algumas situações.

A memória de cálculo considera uma excentricidade máxima de 10 cm na verificação do segmento, como mostra a Figura 62.

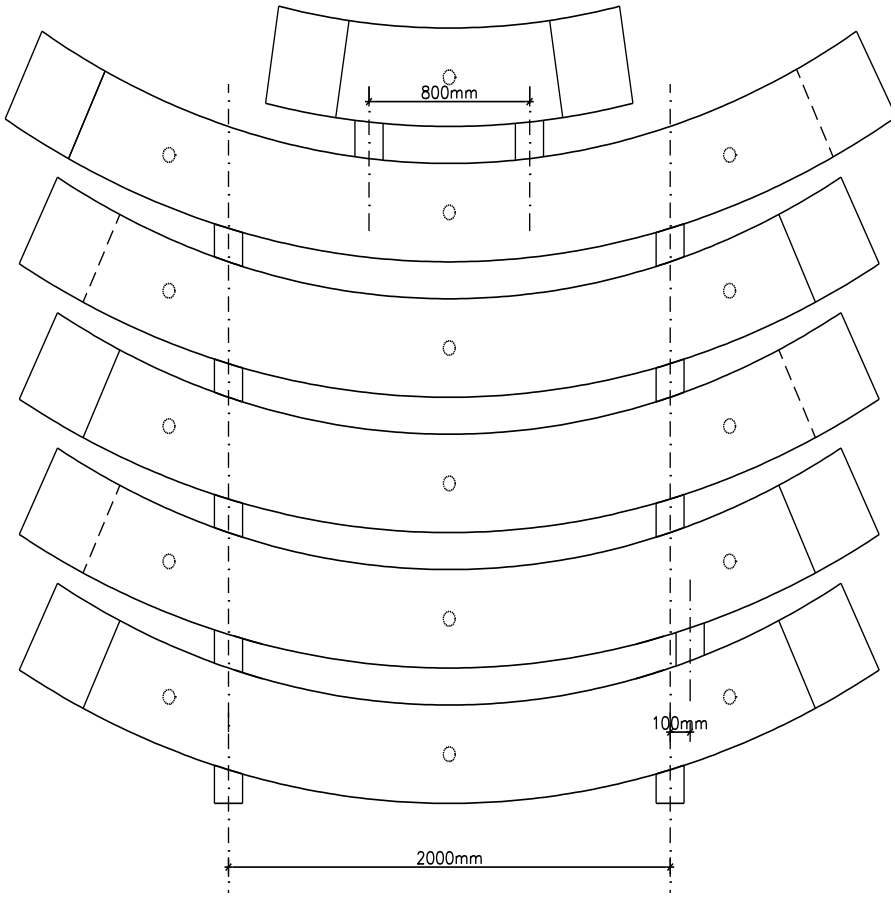


Figura 62 - Posição de estoque e excentricidade prevista no memorial.

Entretanto, uma visita à fabrica revelou que o controle dessa tolerância não é feito de maneira muito precisa. Trata-se de um processo manual, realizado pelo operador da carregadeira adaptado que posiciona os segmentos nas pilhas. Foi observado também durante a inspeção visual que existem duas formas distintas de se posicionar os dormentes: seguindo um alinhamento vertical (como demostrado no memorial), e seguindo um alinhamento inclinado, aproximando-se da normal da superfície do segmento. Essas duas maneiras distintas podem ser visualizadas na Figura 63.

Figura 63 - Diferentes posições de dormentes encontradas no estoque.

Tratando-se de um carregamento muitas vezes considerado crítico, resolveu-se analisá-lo de maneira um pouco mais precisa a fim de avaliar o impacto de uma excentricidade superior a admissível.

10.1 Entendo o problema

Os esforços críticos sem dúvida ocorrem para o último segmento da pilha, pois este recebe o carregamento de todos os demais acima deste. Contudo, este carregamento não é necessariamente simétrico, pois em função do posicionamento dos dormentes dos primeiros segmentos da pilha, um lado pode se tornar mais carregado enquanto o outro é aliviado, aumentando o máximo momento fletor. Portanto, o modelo a ser utilizado também deve considerar a excentricidade nos

demais segmentos, mesmo que o interesse seja determinar os esforços apenas no último segmento.

10.2 Modelo para o cálculo dos esforços

Utilizou-se um modelo simplificado de barra simplesmente apoiada para o estudo (Figura 64).

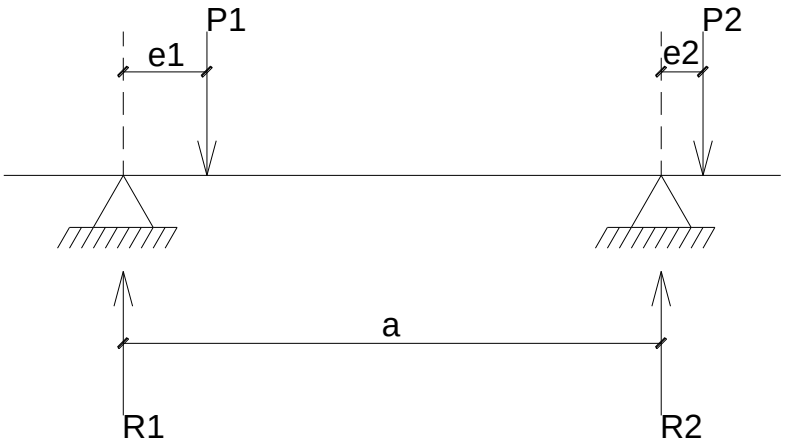


Figura 64 – Modelo de barra adotado para a análise dos carregamentos do estoque.

As reações obtidas para um determinado segmento serão aplicadas para aquele posicionado abaixo deste. O valor de cada reação de apoio pode ser calculado pelas seguintes expressões:

$$R_{2,i} = \frac{P_{1,i}.e_1 + P_{2,i}.(a + e_2)}{a}$$

$$R_{1,i} = P_{1,i} + P_{2,i} - R_{2,i}$$

Onde:

$$P = \frac{PP_i}{2} + R_{i-1}$$

i: $segmento\ na\ i^{\underline{a}}\ posição\ na\ pilha.$

Note que, por simplificação, metade do peso próprio é somada em cada um dos pontos de aplicação de carga, ou seja, considera-se que a parcela da reação de apoio referente ao peso próprio não é afetada pelo posicionamento dos dormentes.

10.3 Máximo Momento fletor

10.3.1 Excentricidade da carga aplicada

Deseja-se obter o máximo momento fletor no último segmento. Este esforço solicitante pode ser decomposto em dois componentes: um proveniente da excentricidade das cargas aplicadas e o outro devido ao peso próprio do último segmento da pilha, o qual será determinado no próximo item. Dessa forma, o momento fletor total será calculado somando-se estas duas componentes, partindo do princípio de superposição de efeitos.

O objetivo é avaliar se a precisão do posicionamento dos dormentes pode gerar esforços que comprometam o desempenho da estrutura, por exemplo, por fissuração excessiva. Portanto, será calculado o máximo momento fletor que pode acontecer estabelecendo uma tolerância para a excentricidade.

A seção onde irá ocorrer o máximo momento fletor irá depender do ponto de aplicação da carga. Serão calculados os momentos fletores para duas seções do segmento, a escolha da primeira seção irá depender se a carga está aplicada entre os dois dormentes ou externamente a estes. No primeiro caso, a seção será no próprio ponto de aplicação da carga, já no segundo caso, a seção será no apoio. A outra seção em que o momento fletor será calculado é no meio do vão.

O momento fletor na primeira seção será máximo quando o centro de aplicação das cargas desloca-se para um determinado lado. Por exemplo, o máximo momento fletor no lado esquerdo (1 - Figura 64) ocorre quando a excentricidade e_1 e e_2 são negativas e iguais à tolerância máxima. Este fato faz com que a reação R_1 torne-se mais carregada em relação a R_2 em cada segmento e a força aplicada no último seja superior a aquela que aconteceria caso não existisse excentricidade em nenhum dos segmentos acima.

A Tabela 2 mostra o máximo momento fletor que se pode obter na primeira seção em função da tolerância máxima admitida no posicionamento dos dormentes no

estoque. Esse é o cenário mais desfavorável, pois considera que a excentricidade máxima ocorreu para todos os segmentos da pilha. Vale lembrar que ainda falta a parcela do momento fletor do peso próprio do último segmento. Além disso, dependendo das diversas possibilidades de excentricidade das cargas, o máximo momento fletor pode ocorrer na seção no meio do vão, esse será calculado mais adiante. Por enquanto, o estudo limitar-se-á somente na seção próxima ao apoio.

Tabela 2 – Máximo momento fletor no último segmento decorrente da carga concentrada.

$e_{máx}$ (cm)	M_F (kN.m)
1	-0,93
5	-5,12
10	-11,43
15	-18,91
20	-27,59

A Figura 65 apresenta o diagrama de momento fletor para a situação de excentricidade de 20 cm. Este diagrama foi obtido utilizando um software de análise estrutural, onde se aproximou a geometria do segmento por um modelo de barras. Nota-se que os valores obtidos para o modelo com apenas uma barra e aquele que aproxima a geometria do segmento por várias barras são bem próximos, portanto, será utilizado o modelo proposto por apenas uma barra para determinar estes esforços em função da excentricidade.

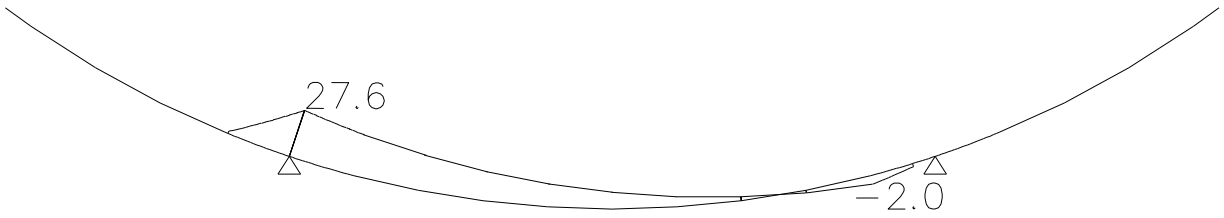


Figura 65 – Diagrama de momento fletor considerando excentricidade de 20 cm (em kN.m).

10.3.2 Peso próprio do último segmento

O momento fletor decorrente do peso próprio do último segmento é calculado admitindo-se como válida a hipótese de que o posicionamento dos dormentes em

contato com o solo não varie e apresente a configuração ilustrada na Figura 66. Este esforço solicitante é constante para todas as pilhas e, portanto, será calculado apenas uma vez e será sobreposto ao efeito de excentricidade das cargas a fim de obter o momento fletor total atuante no último segmento.

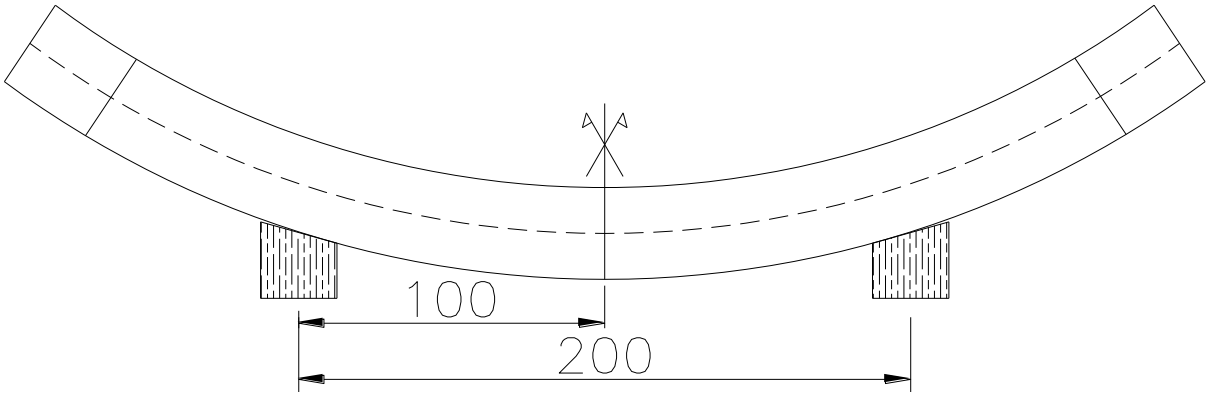


Figura 66 – Posicionamento dos dormentes do último segmento da pilha (medidas em cm).

O diagrama de momentos fletores para esta situação encontra-se na Figura 67.

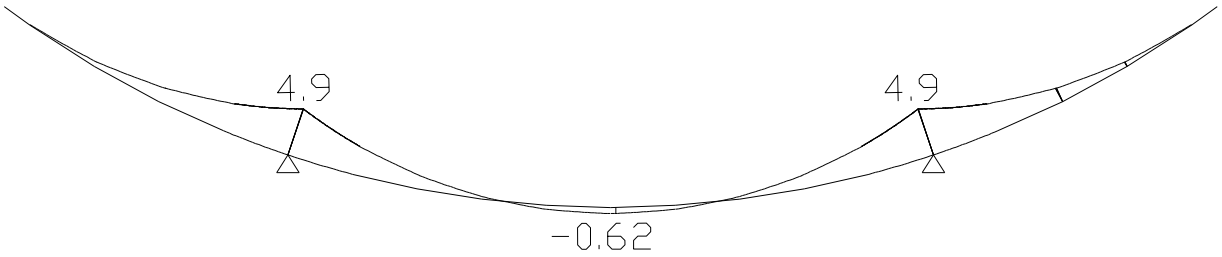


Figura 67 – Diagrama de momento fletor para o carregamento de peso próprio (em kN.m).

10.3.3 Carga total aplicada

Em posse das duas parcelas descritas anteriormente, pode-se calcular o máximo momento fletor que pode ocorrer no último segmento da pilha em função da tolerância do posicionamento dos dormentes.

Deseja-se avaliar se o posicionamento dos dormentes pode comprometer o desempenho do elemento estrutural. Isso será feito comparando a máxima tensão de tração que surge no segmento quando o momento fletor total é aplicado com a resistência à tração do concreto.

Esta solicitação acontece quando o concreto ainda não atingiu a resistência máxima. Portanto, a resistência a tração é calculada baseando-se no valor de resistência a compressão de apenas 15 MPa.

$$f_{ctk,inf} = 0{,}7.0{,}3.{f_{ck}}^{2/3} = 1{,}28\ MPa$$

A Tabela 3 mostra o momento fletor total (excentricidade dos dormentes + peso próprio) e a tensão de tração resultante (calculada pela fórmula $\sigma = M.z/I$) em função da excentricidade máxima admitida. A Figura 68 ajuda a visualizar os resultados. A linha horizontal indica a resistência à fissuração do concreto.

Tabela 3 – Tensão na seção do apoio quando o momento fletor total é aplicado.

$e_{máx}$ (cm)	M_F (kN.m)	$M_F + M_{PP}$ (kN.m)	σ (MPa)
1	-0,93	-5,83	-0,26
5	-5,12	-10,02	-0,45
10	-11,43	-16,33	-0,73
15	-18,91	-23,81	-1,06
20	-27,59	-32,49	-1,44

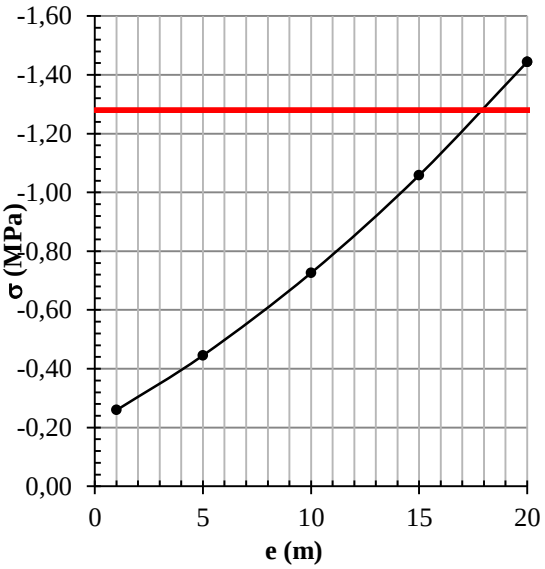


Figura 68 – Gráfico Tensão x excentricidade

Observa-se que a resistência à tração do concreto é atingida quando a excentricidade é superior a aproximadamente 18 cm, o que compromete o desempenho da estrutura devido à formação de fissuras. A fim de avaliar a probabilidade de ocorrência deste fenômeno nas reais condições de estoque, é proposto um tratamento estatístico ao problema, o qual utiliza dados levantados na fábrica de segmentos. Este processo será descrito detalhadamente neste projeto.

10.4 Máxima Força Cortante

O posicionamento dos dormentes não só exige a verificação da fissuração do concreto devido ao momento fletor adicional que surge devido a excentricidade de aplicação das forças como também exige a verificação ao cisalhamento.

Primeiramente, será obtida a máxima força cortante que atua no último segmento da pilha em função da excentricidade máxima permitida, admitindo-se novamente a hipótese de que esta máxima excentricidade irá ocorrer para todos os segmentos da pilha, o que representa a situação mais desfavorável.

A máxima força cortante será dividida em duas componentes: a primeira devido ao peso próprio do último segmento e a segunda devido ao esforço concentrado aplicado pelos demais segmentos da pilha. A primeira componente (V_{PP}) utiliza as mesmas hipóteses feitas no item 10.3.2 e, portanto, será calculada apenas uma vez. O diagrama de força cortante deste carregamento está apresentado na Figura 69.

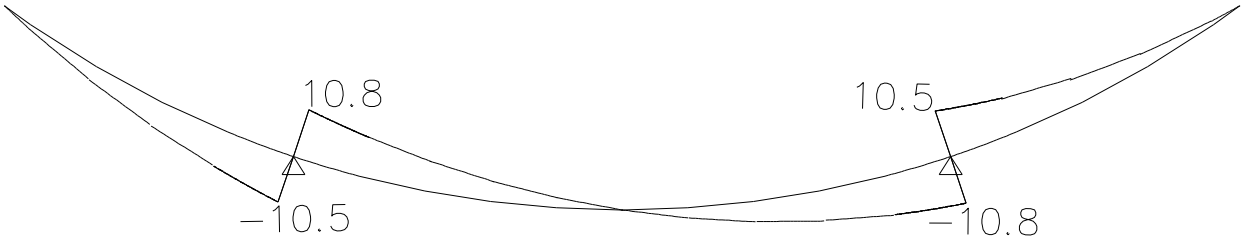


Figura 69 - Diagrama de força cortante para o carregamento de peso próprio (em kN.m).

A segunda componente (V) é função da excentricidade dos demais segmentos da pilha. A Tabela 4 apresenta os máximos valores da força cortante ($V_{máx}$) em função da máxima excentricidade permitida.

Tabela 4 – Máxima força cortante ($V_{máx}$) em função da máxima excentricidade permitida.

$e_{máx}$ (cm)	V_F (kN)	$V_F + V_{PP}$ (kN)
1	92,94	102,84
5	102,41	112,31
10	114,25	124,15
15	126,10	136,00
20	137,94	147,84

A Figura 70 apresenta o diagrama de momento fletor para a situação de excentricidade de 20 cm obtido no software de análise estrutural. Nota-se que os resultados divergem, esta diferença deve-se ao fato de que o carregamento dos dormentes é aplicado verticalmente e, portanto, possui uma componente normal ao eixo da seção.

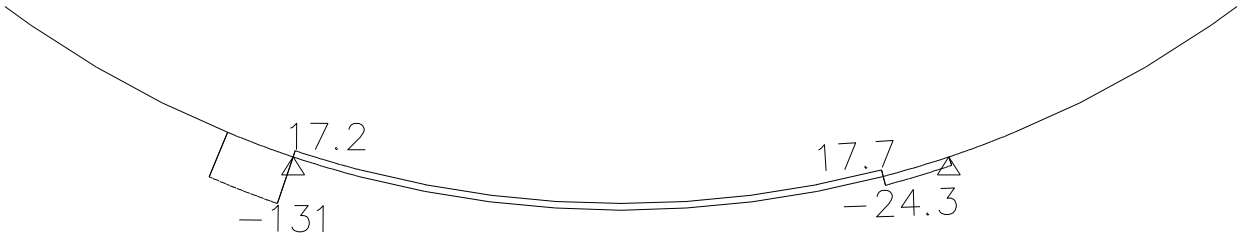


Figura 70 - Diagrama de força cortante considerando excentricidade de 20 cm (em kN.m).

O eixo do segmento forma com o eixo vertical na seção do apoio um ângulo de aproximadamente 18º, portanto, os valores obtidos na Tabela 4 serão multiplicados pelo cosseno desse ângulo a fim de se obter a componente transversal ao eixo. Os valores da força cortante correspondente ao carregamento dos dormentes e ao carregamento total encontram-se na Tabela 5. Observa-se que agora os valores obtidos para os dois modelos encontram-se bem próximos.

Tabela 5 – Valores corrigidos da força cortante para o carregamento dos dormentes e esforço total considerando o peso próprio.

$e_{máx}$ (cm)	V_F (kN)	$V_F + V_{PP}$ (kN)
1	88,39	98,89
5	97,40	107,90
10	108,66	119,16
15	119,93	130,43
20	131,19	141,69

Estes valores devem ser confrontados com a resistência de projeto ao cisalhamento, a qual é calculada pela equação abaixo, conforme a ABNT NBR-6118:

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

Esta resistência também depende da armadura de flexão, portanto, será calculada para a situação sem nenhuma armadura de flexão e para algumas quantidades de barras, consideraram-se os mesmos valores utilizados na memória de cálculo para os demais parâmetros. Os resultados obtidos encontram-se na Figura 71.

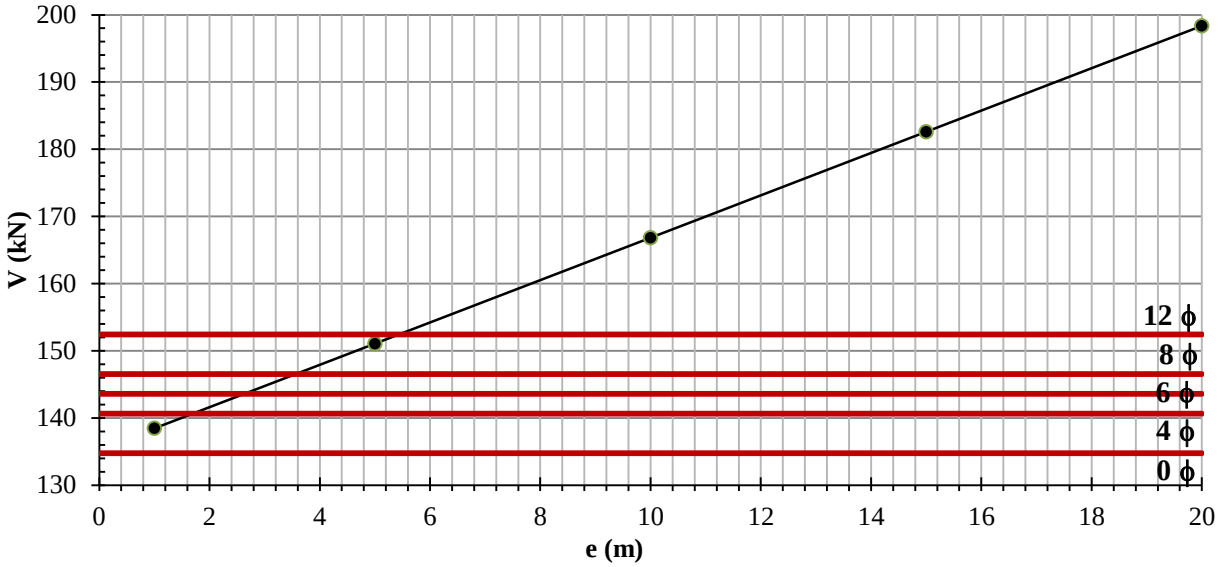


Figura 71 – Gráfico Força Cortante x excentricidade e resistência de projeto ao cisalhamento para diferentes quantidades de barras.

Observa-se que caso o segmento não possua armadura de flexão, a partir de 15 cm de excentricidade, aproximadamente, o esforço solicitante supera a resistência de projeto ao cisalhamento. Portanto, considerando um segmento sem reforço (tanto de armadura de flexão como transversal), pode-se dizer que a força cortante é até mais crítica do que o momento fletor, pois a partir de 15 cm de excentricidade a segurança a esta solicitação já é comprometida, diferentemente do momento fletor, o qual tem consequências somente a partir de 18 cm. Vale lembrar que as fibras de aço também contribuem para a resistência ao cisalhamento e esta deve ser considerada ao avaliar o impacto do posicionamento dos dormentes no desempenho do segmento.

10.5 Tratamento estatístico

Mostrou-se anteriormente que o máximo momento fletor pode ocorrer em diferentes seções dependendo da excentricidade de aplicação das cargas no último segmento. Além disso, observou-se que o posicionamento dos dormentes dos demais

segmentos também influencia o máximo momento fletor, apesar de ter um impacto reduzido quando comparado com a excentricidade no último segmento.

Os itens anteriores mostraram que o posicionamento dos dormentes pode afetar o desempenho do elemento estrutural, pois existe a possibilidade de que os esforços decorrentes dessa excentricidade superem a resistência à tração ou de cisalhamento do concreto. Sendo assim, resolveu-se elaborar um estudo sobre a real probabilidade de ocorrência desse fato, levantando dados na fábrica de segmentos e obtendo os esforços resultantes através do modelo proposto.

10.5.1 Metodologia de obtenção de dados

Os dados coletados na fábrica de segmentos originaram-se de uma população de aproximadamente 500 anéis estocados. Destes, 30 pilhas de segmentos foram escolhidas ao acaso para a realização do estudo estatístico do estoque. Vale ressaltar que conjuntos de segmentos com ao menos um elemento rotulado pela fábrica como “reparado” ou “não aprovado” não foram mensurados.

A metodologia adotada para a medição das excentricidades entre apoios de segmentos – oriundas da irregularidade no posicionamento dos dormentes ao longo da pilha – utilizou as seguintes ferramentas: metro de madeira (2 metros), prumo de face e trena metálica (8 metros). A precisão tanto do metro de madeira quanto da trena metálica é milimétrica.

A presente obtenção de dados desconsiderou os dormentes alocados imediatamente abaixo do “invert” e da “peça chave”. Tal premissa deve-se ao pequeno carregamento existente no local, uma vez que estes elementos são mais leves e residem nos topos das pilhas que compõem cada anel. Para os demais dormentes foram coletadas as seguintes medidas: distância entre eixo central pré-estabelecido e face interna dos dormentes (Figura 72), e largura dos dormentes (Figura 73).

Para a verificação da primeira dimensão foi necessária a criação de um eixo principal alocado próximo ao centro da pilha – este foi materializado com um prumo faceado com a lateral dos segmentos. A partir do eixo pré-estabelecido mediu-se, com trena metálica, a distância entre este e a lateral interna dos dormentes, tanto os dispostos a direita como a esquerda do eixo. No entanto, como o comprimento longitudinal dos dormentes é menor que a largura dos segmentos necessitou-se utilizar o metro de madeira como ferramenta de prolongamento. Já a segunda medida se mostrou muito mais simples, pois a largura dos dormentes foi aferida com a utilização do metro de madeira ou da trena metálica, ambos dispostos paralelamente à base ou ao topo do dormente.

Figura 72 - Distância entre eixo central pré-estabelecido e face interna dos dormentes.

Figura 73 - Largura dos dormentes.

Por fim, partindo dos dados coletados conforme o procedimento acima calcularam-se as excentricidades entre dormentes. Estas se encontram na Tabela 6.

Tabela 6 - Excentricidade entre dormentes.

Pilha	e_{esq} (cm)	e_{dir} (cm)	Pilha	e_{esq} (cm)	e_{dir} (cm)	Pilha	e_{esq} (cm)	e_{dir} (cm)
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	10,85	- 6,85		3,80	- 3,35		8,45	- 7,65
1	3,65	- 9,20	11	10,70	- 2,90	21	- 2,55	- 5,30
	11,50	- 4,35		7,95	- 9,75		8,35	- 6,70
	3,45	- 7,05		3,00	- 5,60		4,55	- 3,75
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	10,75	- 3,95		4,90	- 7,45		7,50	- 4,75
2	7,35	- 5,40	12	3,80	- 8,05	22	12,50	- 4,85
	3,50	- 8,85		7,25	- 8,35		2,95	- 6,90
	6,25	- 10,75		5,45	- 2,95		8,95	- 4,80
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	13,50	- 5,70		7,55	- 7,20		7,05	- 6,15
3	8,15	0,80	13	8,85	- 2,75	23	7,25	- 5,00
	8,50	- 8,65		11,30	- 6,55		10,00	- 10,85
	4,50	- 5,95		- 0,55	- 6,90		4,75	- 2,95
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	7,10	- 2,30		8,50	- 7,50		7,70	- 5,80
4	3,45	- 8,20	14	13,45	- 6,70	24	12,60	- 10,90
	14,70	- 5,80		4,40	- 7,70		6,00	- 8,95
	7,45	- 7,30		4,25	- 5,65		7,00	- 6,70
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	10,50	- 4,20		6,00	- 4,75		7,95	- 6,60
5	7,85	- 7,60	15	5,45	- 7,30	25	1,55	- 8,20
	7,55	- 7,30		7,40	- 3,60		4,50	- 5,15
	- 0,90	- 2,00		2,25	- 5,70		12,55	- 2,40
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	6,90	- 8,10		5,60	- 3,15		6,10	- 3,00
6	3,60	- 2,20	16	8,70	- 6,50	26	8,15	- 6,25
	3,15	- 7,45		6,20	- 6,55		11,90	- 1,90
	5,10	- 5,90		5,60	- 3,15		- 4,70	- 14,70
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	7,00	- 5,65		4,90	- 4,00		6,40	- 6,05
7	8,60	- 8,75	17	7,95	- 8,95	27	9,25	- 6,35
	5,55	- 7,90		4,40	- 7,10		9,95	- 10,50
	4,25	- 7,60		3,50	- 0,95		6,55	- 2,60
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	- 1,30	- 1,95		8,75	- 5,75		7,70	- 7,65
8	4,00	- 5,65	18	8,45	- 4,00	28	7,25	1,55
	7,20	- 11,20		0,65	- 6,85		5,05	- 11,50
	- 2,10	- 5,55		- 0,10	3,70		14,70	- 5,30
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	- 5,85	3,85		- 0,55	- 11,70		7,00	- 5,80
9	7,40	- 1,20	19	4,45	- 3,30	29	3,80	- 10,85
	7,85	- 7,45		6,75	- 4,15		12,90	- 8,00
	11,35	- 12,95		7,10	- 0,40		- 5,15	- 7,15
	0,00	0,00		0,00	0,00		0,00	0,00
	7,40	- 2,20		15,95	- 5,55		8,30	- 7,00
10	12,00	- 5,95	20	3,05	- 5,10	30	5,65	- 2,00
	8,30	- 7,15		8,20	- 2,15		6,00	- 4,85
	4,80	- 4,90		3,75	- 7,65		4,85	- 11,75

Considerou-se que o erro de precisão das ferramentas e das etapas do processo de medição totalizariam, quando propagados, um erro total da ordem de 1,5 cm. Possíveis variações desse erro foram consideradas desprezíveis para a análise, dispensando assim cálculos mais precisos.

10.5.2 Cálculo dos valores limites

Para avaliar a probabilidade de dano aos segmentos foram estabelecidos valores limites para os esforços solicitantes que, quando ultrapassados, tem efeitos negativos indesejáveis, como fissuração e ruptura.

O momento fletor compromete o desempenho estrutural do elemento quando a resistência a tração do concreto ($f_{ctk,inf}$) é superada. O momento fletor que provoca a fissuração no material pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$f_{ctk,inf} = M.\frac{z}{I} \rightarrow M = 28{,}74kN.m$$

A resistência ao cisalhamento para elementos reforçado com fibras sem nenhum outro tipo de reforço é de difícil obtenção, pois muitas vezes parâmetros muito específicos são utilizados, tais como a tensão de aderência interfacial fibra-matriz (τ_f), fator de aderência, considerando o contorno e as características superficiais das fibras (β), estas variáveis estão presentes no modelo proposto por Narayanan e Darwish [25]. O modelo de Oh et al [26] para a contribuição das fibras de aço na resistência ao cisalhamento utiliza como variável a altura da linha neutra e, portanto, é variável conforme o carregamento.

A fim de obter uma estimativa para a contribuição das fibras de aço para a resistência ao cisalhamento, serão utilizados alguns resultados obtidos dos modelos propostos pelo FIB model code e RILEM [27] (Tabela 7). Apesar destes resultados não serem referentes ao reforço apenas com fibras de aço, eles servirão de base para obter uma estimativa da resistência ao cisalhamento para o problema da análise do posicionamento dos dormentes.

Tabela 7 - Aumento da resistência devido a adição de fibras para os modelos propostos pelo FIB model code e RILEM [27].

Volume de fibras (%)	Reforço	V_R (kN)	Aumento da resistência devido a adição de fibras (%)	
0,00	3 ϕ 8	24,8	-	FIB model code
0,50	3 ϕ 8	30,4	22,6	
0,25	3 ϕ 6	24,4	-	
0,50	3 ϕ 6	25,0	2,5	
0,75	3 ϕ 6	25,9	6,1	
0,00	3 ϕ 8	19,2	-	RILEM
0,50	3 ϕ 8	20,1	4,7	
0,25	3 ϕ 6	16,2	-	
0,50	3 ϕ 6	16,9	4,3	
0,75	3 ϕ 6	17,7	9,3	

Realizando uma média entre os valores de 0,5 % de volume de fibras, o que corresponde a um teor de 40 kg/m³ de fibra de aço, obtém-se um aumento da resistência ao cisalhamento médio de 8,5 %. Dessa forma, tem-se as seguintes resistências ao cisalhamento para os segmentos:

Reforço convencional

$$V_{Rd1} = 152{,}43\ kN$$

Reforço com fibras de aço

$$V_{Rd} = 134{,}75.1{,}085 = 146{,}20\ kN$$

10.5.3 Resultados obtidos

Visando o comportamento global da estrutura de estocagem, foi feita a análise do efeito conjunto das excentricidades na pilha, tratando assim cada pilha como um elemento da população a ser estudada. Os dados levantados na fábrica de segmentos foram inseridos no modelo e, dessa forma, obteve-se os esforços de momento fletor e de força cortante. Os resultados encontram-se na Tabela 8. O erro aceitável tem intervalo de confiança de 95% e foram calculados conforme método explanado anteriormente.

Tabela 8 – Esforços solicitantes obtidos com os dados levantados na fábrica de segmentos.

Pilha	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	$M_{vão}$ (kN.m)	V_1 (kN)	V_2 (kN)	Vmáx (kN)
1	- 1,3	2,1	5,4	96,1	97,2	97,2
2	1,5	5,1	8,3	98,9	94,4	98,9
3	- 0,4	1,2	5,4	93,2	100,0	100,0
4	2,1	2,5	7,3	93,5	99,8	99,8
5	- 3,6	- 2,5	1,1	96,5	96,8	96,8
6	0,4	0,9	5,6	98,6	94,7	98,6
7	- 0,4	2,4	6,0	98,8	94,5	98,8
8	- 2,4	0,3	2,1	102,8	90,5	102,8
9	5,8	7,5	11,6	95,9	97,4	97,4
10	- 0,2	0,2	5,0	93,5	99,8	99,8
11	- 1,7	0,7	4,5	96,2	97,1	97,1
12	0,6	- 1,7	4,5	97,8	95,5	97,8
13	- 3,9	1,9	3,7	96,0	97,3	97,3
14	- 0,5	0,8	5,1	96,4	96,9	96,9
15	- 2,3	0,8	4,2	96,9	96,4	96,9
16	0,6	- 1,4	4,6	94,6	98,7	98,7
17	- 1,2	- 3,5	2,7	96,8	96,5	96,8
18	- 4,3	- 7,7	- 1,1	95,7	97,6	97,6
19	1,9	- 4,0	4,1	94,8	98,5	98,5
20	- 1,1	2,8	5,9	94,4	98,9	98,9
21	- 0,2	- 1,0	4,4	97,8	95,5	97,8
22	3,5	0,1	6,8	93,7	99,6	99,6
23	- 0,1	- 1,7	4,1	95,4	97,9	97,9
24	2,0	1,7	6,8	96,9	96,4	96,9
25	6,7	- 2,1	7,5	94,2	99,1	99,1
26	- 0,4	8,5	5,7	99,8	93,5	99,8
27	1,4	- 1,9	4,8	94,3	99,0	99,0
28	8,3	0,7	9,7	92,7	100,6	100,6
29	0,3	1,7	1,5	101,7	91,6	101,7
30	0,1	6,1	8,2	97,9	95,4	97,9
Mín	- 4,3	- 7,7	- 1,1	92,7	90,5	96,8
Máx	8,3	8,5	11,6	102,8	100,6	102,8
Média	0,4	0,7	5,2	96,4	96,9	98,5
σ	2,9	3,4	2,6	2,4	2,4	1,5
Erro aceitável	1,0	1,2	0,9	0,9	0,9	0,8

Calculando a distribuição acumulada dos resultados, obtiveram-se as distribuições ilustradas na Figura 74, onde se observa também a aproximação de cada distribuição pela curva normal.

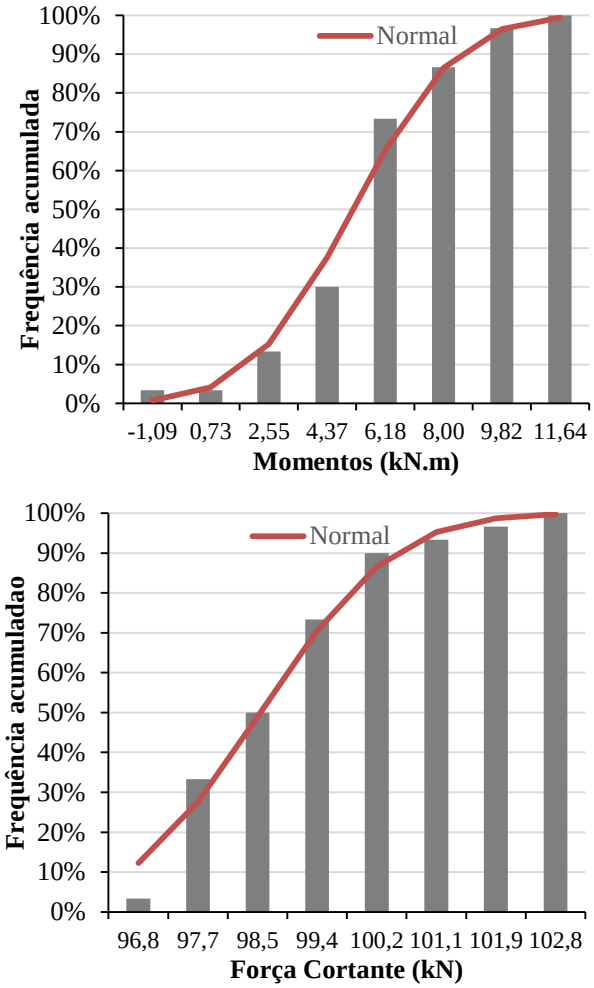


Figura 74 - Distribuição acumulada para os esforços estudados (da esquerda para direita): Momentos Resultantes no vão e Força cortante maxima.

Nota-se que a curva normal é de fato uma função adequada para aproximar a distribuição das variáveis em ambos os casos, sendo assim possível calcular a probabilidade de superação do valor limite previamente determinado. Como se observou que as solicitações máximas da amostra eram inferiores às de projeto, foram calculados também a probabilidade de superação (chance de ocorrência de um valor igual ou maior) desses valores máximos e seus coeficientes de segurança em relação aos valores limites. Os resultados estão resumidos na Tabela 9.

Tabela 9 – Resultados na análise estatística dos esforços.

	Valor Limite	Probabilidade de superação do valor limite	Valor máximo obtido	Probabilidade de superação do valor máximo	Coeficiente de Segurança
Momento Fletor (kN.m)	28,74	0,0%	11,64	0,59%	2,47
Força Cortante (kN)	146,2	0,0%	102,75	0,25%	1,42

Fica evidente que a situação de estoque frente a excentricidades é de fato segura, pois mesmo os valores máximos obtidos na amostra, que possuem uma probabilidade de superação mínima, ainda apresentam coeficientes de segurança satisfatórios em relação aos valores limites. Vale ressaltar que o erro aceitável calculado foi considerado desprezível em ambos os casos.

Portanto, pode-se concluir que o procedimento de posicionamento dos dormentes praticado na fábrica de segmentos não traz riscos nem de fissuração, decorrentes do momento fletor gerado, nem de ruptura por cisalhamento ao elemento.

Uma última abordagem do caso foi feita tratando a excentricidade pontual dos dormentes como variável analisada, pois trata-se (outra vez) de uma variável limitada em projeto. De maneira análoga as anteriores, obteve-se a curva da distribuição dessa variável conforme a Figura 75.

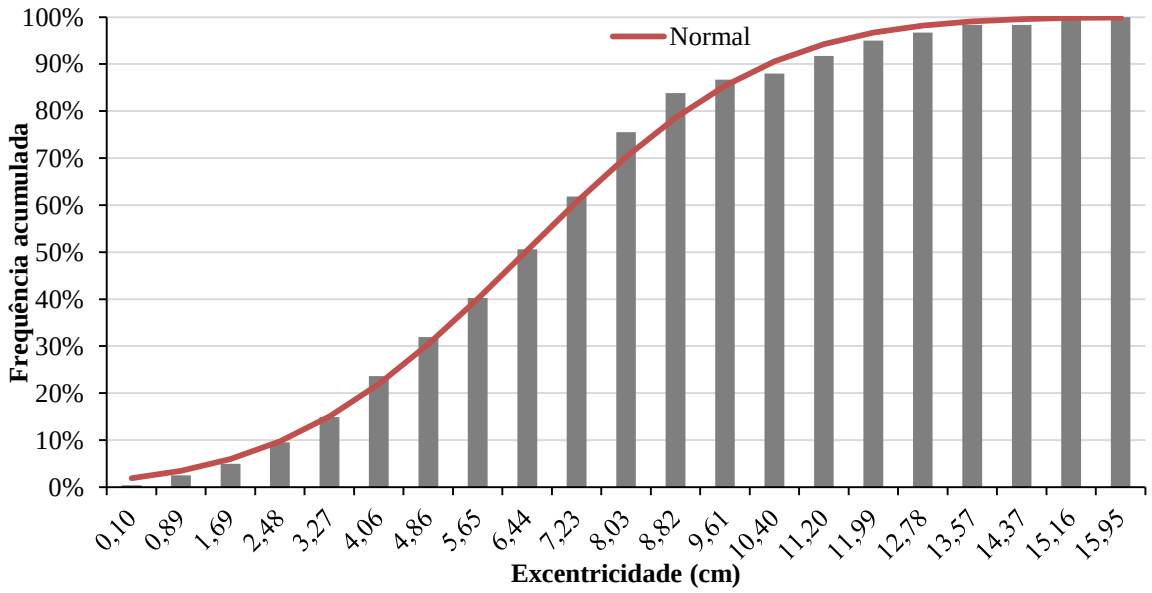


Figura 75 – Distribuição das Excentricidades pontuais.

Utilizando novamente a aproximação pela normal, obteve-se uma probabilidade de 11,9% do valor da excentricidade superar o de projeto (10 cm), com um erro admissível de 0,4cm.

Apesar deste valor ser considerável, como se comprovou que a excentricidade encontrada não teve efeito real no desempenho dos segmentos, trata-se de mais um indicativo de que a imposição de uma excentricidade máxima de 10 cm no posicionamento dos dormentes é de fato conservadora, pois mesmo quando ultrapassada em mais de 10% dos casos ainda está distante de apresentar um risco real ao estoque.

10.6 Conclusões

A situação de estoque muitas vezes é vista como de grande potencial para ser o carregamento critico durante o ciclo de vida do segmento, pois o último segmento da pilha deve resistir a uma grande carga aplicada ainda quando o concreto não atingiu a sua resistência máxima. Frente a isso, decidiu-se estudar esse problema com um pouco mais de detalhe.

O carregamento que é aplicado no último segmento depende da excentricidade dos demais segmentos da pilha, pois esse fato pode fazer com que um lado torne-se mais carregado que o outro. A influência do posicionamento dos primeiros dormentes da pilha é pequena quando comparada com a excentricidade no último segmento, apesar disso, resolveu-se considerar esse efeito para obter maior precisão dos resultados.

O estudo do problema iniciou-se com a elaboração de um modelo simplificado de cálculo onde fosse possível incluir o posicionamento de todos os dormentes da pilha a fim de obter os esforços solicitantes no último segmento.

Um primeiro estudo foi feito a partir da hipótese de que todos os dormentes estariam deslocados para um mesmo lado com um valor limite, pois essa configuração representa a situação crítica, onde os máximos esforços solicitantes são obtidos. A

primeira conclusão foi que, realmente, o posicionamento dos dormentes tem potencial para comprometer o desempenho estrutural do elemento, principalmente em relação ao esforço de força cortante, o qual se mostrou mais crítico que o momento fletor. Aprofundando o estudo, resolveu-se obter dados na fábrica de segmentos a fim de saber a real probabilidade de ocorrência desse fato.

Os dados coletados mostraram que a hipótese adotada de que todos os dormentes estariam deslocados para um mesmo lado não é real, pelo contrário, os dados mostraram que os dormentes num mesmo nível tendem a estar deslocado para lados opostos, o que faz com que o valor das cargas aplicadas no último segmento pelos dois dormentes seja próximo, minimizando os esforços solicitantes.

Inserindo os dados coletados no modelo proposto, obtiveram-se esforços de momento fletor e força cortante inferiores àqueles resistidos pelo segmento, o que permite concluir que a situação de estoque não é crítica para as condições presentes na fábrica. É importante destacar que a força cortante reafirmou-se como o esforço que tem maior potencial para tonar-se crítico nesta situação, o que vai de encontro com a primeira conclusão desse estudo e com as considerações feitas na memória de cálculo.

11 ANÁLISE ESTRUTURAL DOS SEGMENTOS

11.1 Ferramentas para a verificação estrutural

Duas importantes ferramentas para a verificação do ELU e ELS de segmentos pré-fabricados de concreto são o Diagrama Momento Fletor x Força Normal (Figura 76) e o Diagrama Momento Fletor x Curvatura (Figura 77). Essas ferramentas podem ser aplicadas tanto para o concreto simples, concreto armado, concreto reforçado com fibras e até mesmo para o reforço misto.

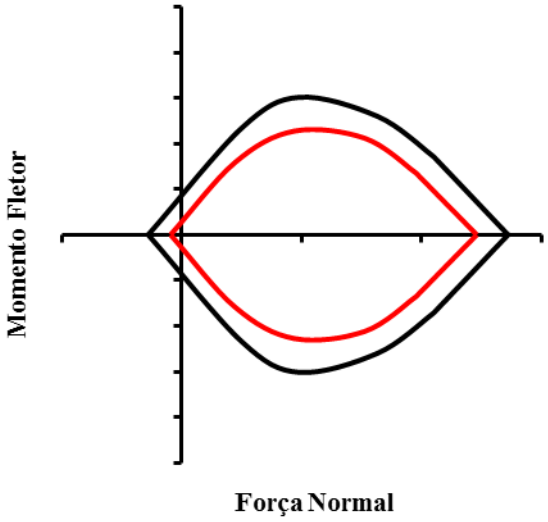


Figura 76 – Exemplos de diagramas M x N.

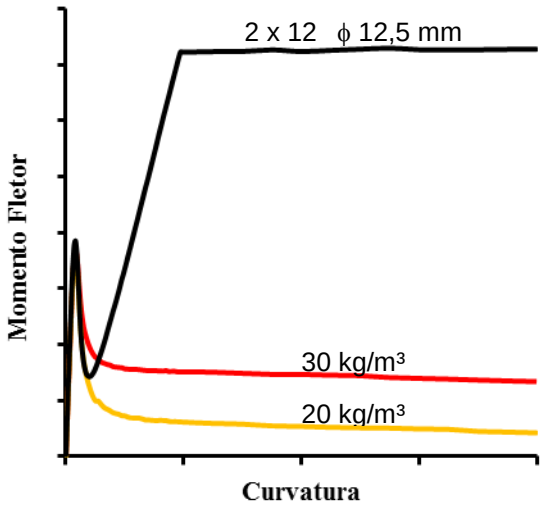


Figura 77 – Exemplos de diagramas M x Curvatura.

A obtenção destes diagramas parte das equações de equilíbrio de mecânica dos sólidos, de forma que o esforço normal e o momento fletor atuantes numa determinada seção podem ser determinados através das seguintes equações:

$$N = \int_A \sigma(y).dA \qquad M = -\int_A \sigma(y).y.dA$$

Neste ponto fica evidente a importância das equações constitutivas dos materiais para a construção dos diagramas. A equação constitutiva traz o valor da tensão para uma determinada deformação (ε), de forma que se conhecendo a deformação do material em um ponto da seção, automaticamente também é conhecido o valor da tensão.

A deformação em cada ponto da seção é obtida partindo-se do princípio de que a Hipótese de Navier seja válida: seções planas permanecem planas após a deformação; Partindo dessa hipótese, as deformações de todas as fibras, de quaisquer materiais, estão contidas em um plano (plano de deformações). A inclinação deste plano, também chamada de curvatura (χ), pode ser obtida através da seguinte equação:

$$\chi = \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_t}{h}$$

Onde:

ε_b: deformação na base da seção.

ε_t: deformação no topo da seção.

Dessa forma, a deformação em cada ponto da seção pode ser obtida simplesmente pela equação de reta: $\varepsilon(y) = \varepsilon_b - y.\chi$.

11.2 Equações Constitutivas

11.2.1 Concreto Reforçado com fibras

O comportamento do concreto reforçado com fibras quando submetido à compressão difere muito pouco em relação ao concreto simples até o ponto de resistência de pico. Dessa forma, seria possível adotar o diagrama parábola retângulo (Figura 78) como equação constitutiva para esse trecho.

Entretanto, estudos mostraram que a equação constitutiva adotada para o concreto simples para deformações superiores a aquela da resistência de pico não é adequada para o CRF. Uma nova expressão baseada em estudos experimentais foi proposta, possibilitando obter o diagrama completo de tensão x deformação (Figura 79) em função do teor e do tipo de fibras [28]. Esse modelo representa o desempenho estrutural do elemento de forma mais precisa, uma vez que apresenta a resistência residual do concreto devido ao efeito da fibra. Como o objetivo deste estudo é buscar um dimensionamento ótimo do reforço do segmento, o diagrama completo do CRF na compressão será implementado no modelo.

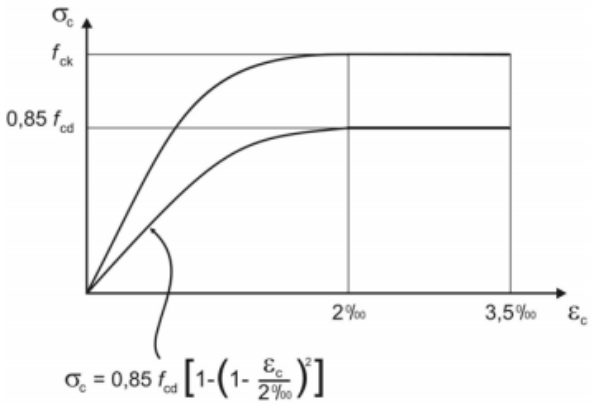


Figura 78 – Diagrama parábola retângulo.
Fonte: ABNT NBR 6118.

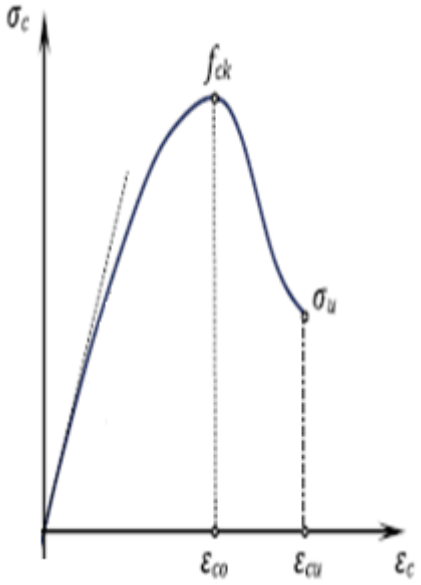


Figura 79 – Diagrama tensão x deformação completo do CRF a compressão
Fonte: RILEM TC 162-TDF, 2003.

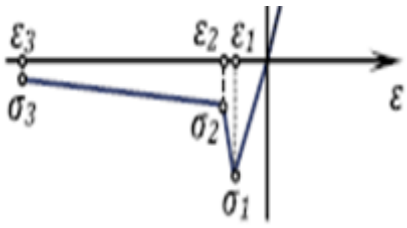
O comportamento do CRF a tração pode ser dividido em dois estágios. O primeiro corresponde à situação anterior a formação de fissuras. Nesse estágio, a quantidade de fibras na matriz exerce uma pequena influência na resposta do material e, portanto, normalmente despreza-se a influência do teor de fibras [29]. Dessa forma, o primeiro ponto do diagrama tensão x deformação no trecho a tração pode ser obtido simplesmente conhecendo-se o módulo de elasticidade (E_c) e a resistência à tração do concreto (f_{ct}), e é possível determinar a deformação através da expressão: $\varepsilon_1=f_{ct}/E_c$.

Segundo Dupont [29], a resposta do material para o segundo estágio pode ser melhor descrita por uma equação constitutiva tensão x abertura de fissuras. Porém, como grande parte da aplicação deste material envolve estruturas que estão submetidas à flexão e também são reforçadas com barras de aço, existe a necessidade de converter a relação tensão x abertura de fissuras em uma relação tensão x deformação, pois tanto o trecho comprimido do concreto quanto o comportamento do aço estão descritos por este tipo de relação. Além disso, a prática da engenharia está acostumada com as equações constitutivas do tipo tensão x deformação, de forma que uma mudança na abordagem para tensão x abertura de fissura pode gerar dificuldades na elaboração de projetos. Sendo assim,

o modo mais comum de caracterizar o comportamento do CRF no segundo estágio é através de relações tensão x deformação.

O segundo estágio, correspondente a situação após a formação de fissuras, não é de tão fácil caracterização quanto o primeiro. Existe uma grande variedade de modelos e ensaios que buscam obter parâmetros para a caracterização do CRF a tração, o que pode fazer com que parâmetros obtidos de um mesmo ensaio sejam introduzidos em diferentes modelos propostos e, consequentemente, diferentes respostas sejam obtidas. Um exemplo dessa situação são os modelos propostos pela RILEM TC162-TDF 2003 e pelo FIB Model Code 2010, ambos utilizam os fatores fornecidos pelo ensaio de flexão de vigas com entalhe da norma europeia (EN-14651), porém, os pontos do diagrama tensão x deformação são calculados de forma diferenciada.

Neste estudo, será considerado o diagrama tri-linear proposto pela RILEM, o qual utiliza os fatores obtidos do ensaio EN-14651 ($f_{R,1}$ e $f_{R,4}$). Os pontos do diagrama são calculados através das expressões apresentadas na Figura 80.



$$\sigma_1 = 0{,}7.f_{ctm,fl}.(1-d) \qquad \varepsilon_1 = \sigma_1/E_c$$

$$\sigma_2 = 0{,}45.f_{R,1}.k_h \qquad \varepsilon_2 = \varepsilon_1 + 0{,}1‰$$

$$\sigma_3 = 0{,}37.f_{R,4}.k_h \qquad \varepsilon_3 = 25‰$$

$$k_h = 1{,}0 - 0{,}6.\frac{h[cm] - 12{,}5}{47{,}5} \quad |12{,}5 \leq h \leq 60|$$

Figura 80 – Equações para a caracterização do comportamento a tração do CRF.
Fonte: RILEM TC 162-TDF, 2003.

Neste ponto, fica evidente a importância de possuir resultados de ensaios. Os parâmetros $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ dependem de uma série de fatores, tais como as características da fibra, resistência do concreto, teor de fibras, entre outros e, portanto, os ensaios devem ser realizados com os materiais que serão utilizados na aplicação. A realização de ensaios pode ser entendida numa primeira avaliação como um custo adicional ao projeto, porém os dados obtidos permitem um dimensionamento do elemento estrutural de forma muito mais precisa, o que tende a gerar economias no final do projeto, principalmente em obras de grande escala, como é o caso do metrô.

Apesar disso, caso não se disponha de tais dados, recomenda-se utilizar as equações propostas por Barros (2005), as quais fornecem os fatores $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ em função do teor de fibras. Porém, estas devem ser utilizadas apenas para o fim de um pré-projeto. Estas equações estão apresentadas a seguir:

$$f_{R,1} = 0{,}0871.\, C_f + 0{,}702 \qquad f_{R,4} = 0{,}926.\, f_{R,1}$$

C_f [kg/m³]

$f_{R,i}$ [MPa]

Por fim, apresenta-se um exemplo de equação constitutiva para o CRF utilizando um teor de fibras de 40 kg/m³ e concreto de 45 MPa (Figura 81). Vale lembrar que para a análise de segmentos armados sem a incorporação de fibras de aço, utilizou-se o diagrama parábola-retângulo como equação constitutiva do concreto simples.

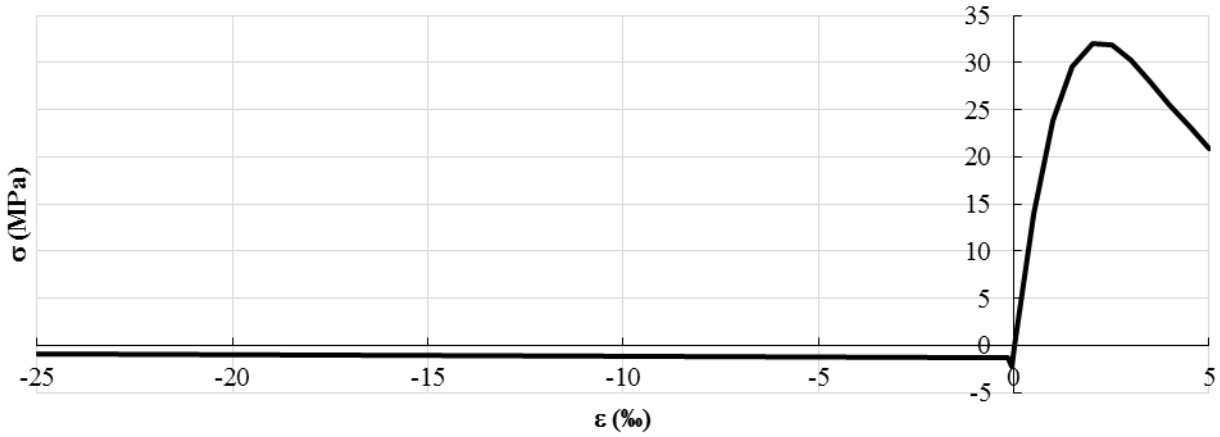


Figura 81 – Exemplo de equação constitutiva do CRF.

11.2.2 Aço

Utiliza-se o diagrama trilinear para a equação constitutiva das barras de aço (Figura 82). Buscando um dimensionamento otimizado, é conveniente considerar o endurecimento deste material por encruamento após a tensão de escoamento, o que pode levar a uma redução de 2 a 3 kg/m³ de fibra de aço [30]. A consideração do enrijecimento é feita através da resistência à tração (f_{stk}) do aço, a qual é obtida da norma ABNT NBR 7480 [31]. Para o aço CA-50, a norma especifica que f_{stk} = 1,10x f_{yk}. A equação constitutiva do aço, já considerando o enrijecimento apresenta-se na Figura 82.

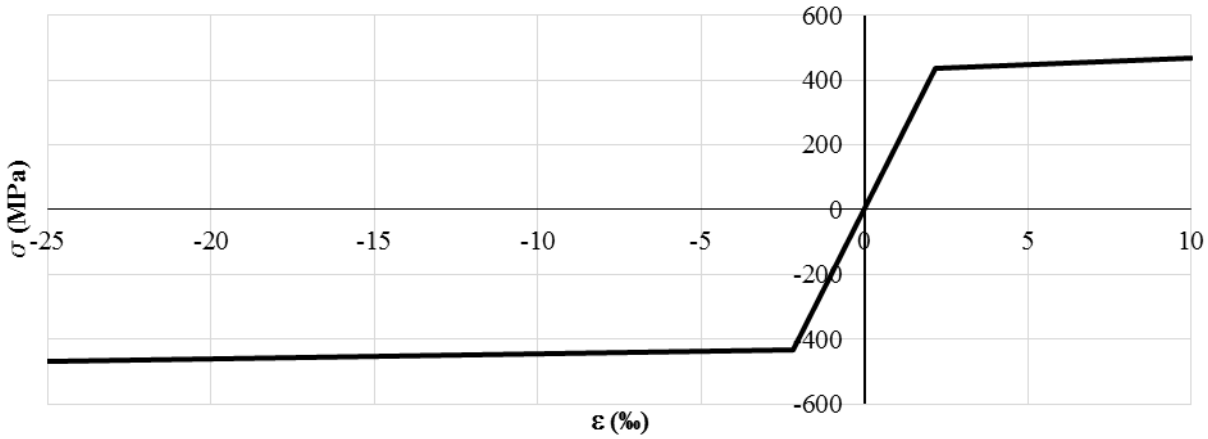


Figura 82 – Equação constitutiva do aço considerando o enrijecimento.

11.3 Cálculo das integrais

Conhecendo-se as equações constitutivas dos materiais que compõe a seção, é necessário então calcular as integrais das equações de equilíbrio. Um processo numérico utilizado para calcular tais integrais é discretizar a seção em um número suficiente de “camadas” (Figura 83), de forma que a integração seja simplificada por uma somatória. A coordenada do centro de gravidade de cada camada é conhecida, e podemos calcular as suas deformações pela equação de reta apresentada. Com a deformação, é possível entrar nas respectivas equações constitutivas e obter a tensão para cada camada e barra. Por fim, utilizam-se os valores de tensão no cálculo da somatória e obtém-se o valor da força normal e momento fletor.

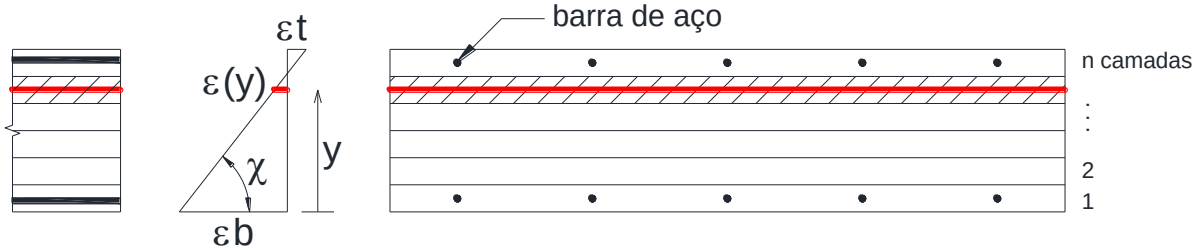


Figura 83 – Discretização da seção em camadas.

Tratando-se de um método simplificado para o cálculo das integrais, é evidente que a precisão dos resultados depende da discretização da seção, portanto deve-se tomar o cuidado de adotar um número suficiente de camadas. Alguns experimentos foram realizados neste trabalho a fim de estimar um número adequado de camadas para se obter os diagramas com uma precisão aceitável. As Figura 84 e Figura 85 mostram que a precisão do diagrama momento fletor x curvatura é muito mais

sensível do que a envoltória resistente. As variações na envoltória resistente são mínimas e não devem afetar a verificação do ELU. O diagrama momento fletor x curvatura apresentou uma grande diferença de resultados quando utilizou-se apenas 5 camadas. Aumentando a discretização para apenas 10 camadas a diferença reduz significativamente, podendo ainda chegar a 2%.

Dessa forma, deve-se atender a um número mínimo de camadas na discretização da seção. Entretanto, um número não muito grande de camadas já é suficiente para a obtenção de resultados de qualidade, sendo que esse número pode ser ainda menor para o caso da envoltória resistente. Vale lembrar que um grande número de camadas tem como principal impacto uma maior necessidade de processamento, de forma que é possível optar por uma quantidade maior de camadas frente a um maior tempo ou capacidade de processamento para produzir os diagramas com maior precisão. No presente estudo foi adotado o valor de 30 camadas como padrão de cálculo, que foi alterado apenas para alguns testes específicos.

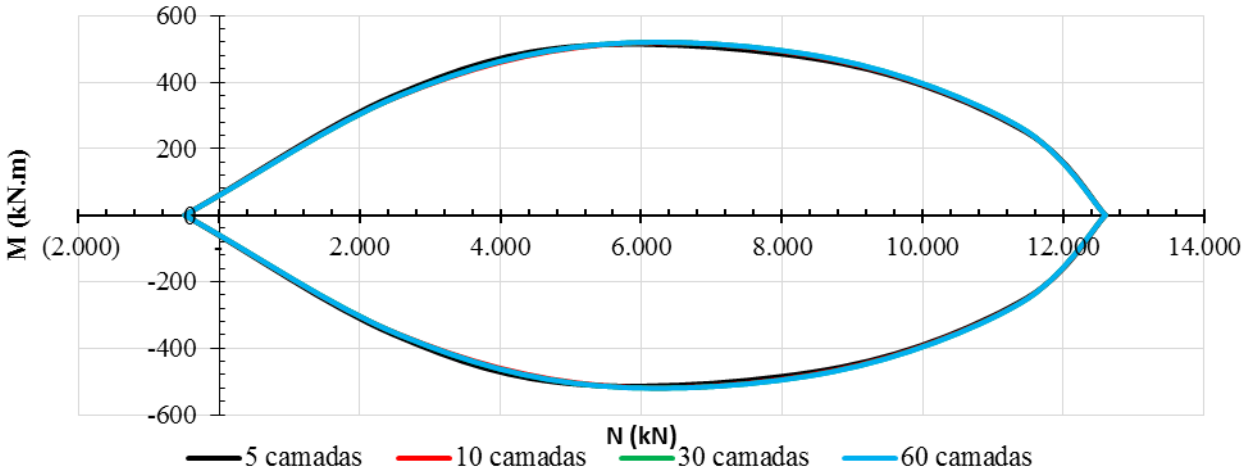


Figura 84 – Influência do número de “camadas” na precisão dos resultados da envoltória resistente.

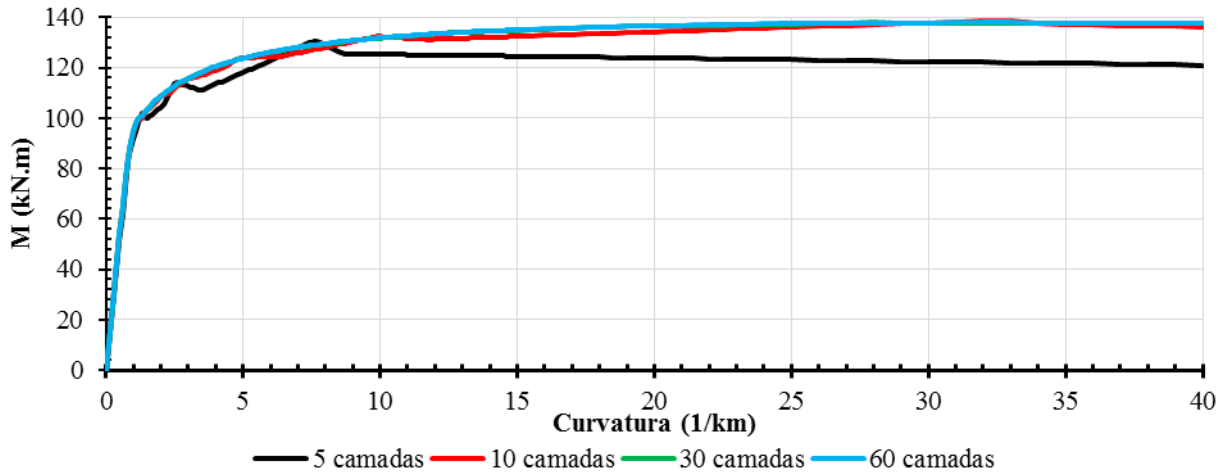


Figura 85 – Influência do número de “camadas” na precisão dos resultados do diagrama momento fletor x curvatura.

11.4 Diagrama Momento Fletor x Força Normal

Todo o processo descrito anteriormente exige o conhecimento do valor de duas deformações ou de uma deformação e a curvatura, pois só assim é possível conhecer a deformação de cada camada da seção discretizada através da equação de reta do plano de deformações.

O Diagrama Momento Fletor x Força Normal é uma ferramenta para a verificação do ELU da seção, e pode ser obtido variando-se as deformações ε_b e ε_t de forma a se percorrer todos os estados limites últimos da seção. Por exemplo, impondo-se a deformação de 3,5 ‰ (no caso do diagrama parábola-retângulo como equação constitutiva do concreto) para a fibra superior e inferior, teremos um ponto no diagrama correspondente ao estado limite de ruptura por compressão do concreto.

Em resumo, um ponto deste diagrama é obtido seguindo os passos abaixo:

1) Determinam-se duas deformações correspondentes a um determinado estado limite último.
2) Calcula-se a curvatura (χ) da seção e obtém-se a equação de reta correspondente ao plano de deformações.
3) Utiliza-se a equação de reta para calcular as deformações (ε) no centro de massa de cada camada a partir da sua coordenada (y_{CG}).

4) Obtém-se o valor da tensão atuante em cada camada entrando com o valor da deformação na equação constitutiva do material.
5) Calcula-se o valor da força normal e do momento fletor de cada camada.
6) Somam-se os valores da força normal e momento fletor de cada camada a fim de obter os esforços internos totais da seção.

Com a finalidade de ilustrar este processo, a Tabela 10 apresenta os resultados gerados para uma discretização em 10 camadas, considerando a deformação na base da seção de 2,0 ‰ e de -5,0‰ no topo. Utilizou-se um concreto com 45 MPa de resistência a compressão (f_{ck}) e um consumo de fibras de aço de 40 kg/m³. A seção possui 150 cm de largura e 30 cm de altura. Lembrando que estes resultados são válidos para as equações constitutivas empregadas neste caso.

Tabela 10 – Exemplo de cálculo de um ponto do diagrama Momento Fletor x Força Normal utilizando a discretização por camadas.

Camada	y_{CG} (m)	ε(y) (‰)	A_c (m^2)	σ_c (MPa)	Ni (kN)	Mi (kN.m)
1	-0,135	1,6500	0,045	30,66	1379,57	-186,24
2	-0,105	0,9500	0,045	23,00	1035,22	-108,70
3	-0,075	0,2500	0,045	7,44	334,77	-25,11
4	-0,045	-0,4500	0,045	-0,82	-36,68	1,65
5	-0,015	-1,1500	0,045	-0,81	-36,38	0,55
6	0,015	-1,8500	0,045	-0,80	-36,07	-0,54
7	0,045	-2,5500	0,045	-0,79	-35,77	-1,61
8	0,075	-3,2500	0,045	-0,79	-35,46	-2,66
9	0,105	-3,9500	0,045	-0,78	-35,16	-3,69
10	0,135	-4,6500	0,045	-0,77	-34,86	-4,71

$$N = \sum_{i=1}^{10} Ni = 2499{,}19\ kN \qquad M = \sum_{i=1}^{10} Mi = -331{,}06\ kN.m$$

Este exemplo calcula apenas um ponto NxM. Para a obtenção da envoltória resistente, deve-se repetir este processo para outros pares de valores ε_b, ε_t que correspondam a algum outro estado limite último. O processo utilizado para definir estes valores será descrito a seguir.

11.4.1 Definição dos pontos de deformação crítica

Os pontos NxM que determinam o contorno da envoltória resistente são obtidos através de um par de valores ε_b e ε_t, portanto, deve-se conhecer um número suficiente de pares de deformação que correspondam à um determinado ELU a fim de traçar o contorno da envoltória com precisão.

Alguns pares de deformação são intuitivos e permitem obter pontos NxM no contorno da envoltória com facilidade, tais como o ELU correspondente a tração ou compressão máxima. Nesse caso, as deformações são obtidas da equação constitutiva, onde ocorre a resistência de pico. Porém, apenas esses pontos não são suficientes para traçar um contorno da envoltória resistente.

É possível gerar outros pontos através de tentativas, o que permite obter uma boa aproximação do contorno da envoltória. Um dos objetivos deste trabalho é propiciar um dimensionamento otimizado do reforço do segmento, portanto, é importante conhecer o contorno da envoltória resistente com a maior precisão possível.

A solução encontrada para o problema foi realizar um grande número de tentativas, variando-se as deformações ε_b e ε_t em incrementos de 0,5‰ para obter os esforços NxM. Regiões próximas à zona de tração e compressão máxima são muito sensíveis a variações de deformações, portanto, utilizou-se incrementos de 0,1‰ na região de compressão máxima e de 0,01‰ na região de tração máxima. A Figura 86 apresenta o resultado deste processo: uma semi-envoltória resistente com 2338 pontos calculados, na qual a parte inferior da envoltória é gerada simplesmente pela simetria dos pontos em relação ao eixo da força normal.

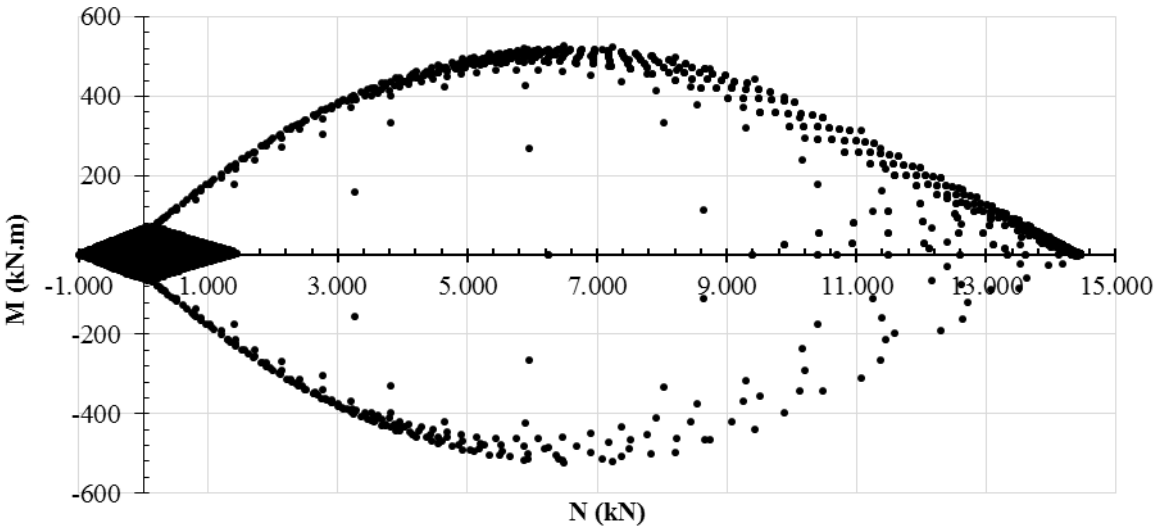


Figura 86 – Contorno da envoltória resistente obtido através do processo de tentativas.

Com este resultado, já é possível definir a envoltória resistente para futuras verificações, uma vez que basta que as duplas NxM solicitantes se encontrem dentro da envoltória para que se satisfaça os critérios de ELU. Porém, sabe-se que esta apresentação de resultado não é clara, sendo conveniente então definir o contorno da envoltória utilizando apenas alguns pontos, conforme apresentado na Figura 87.

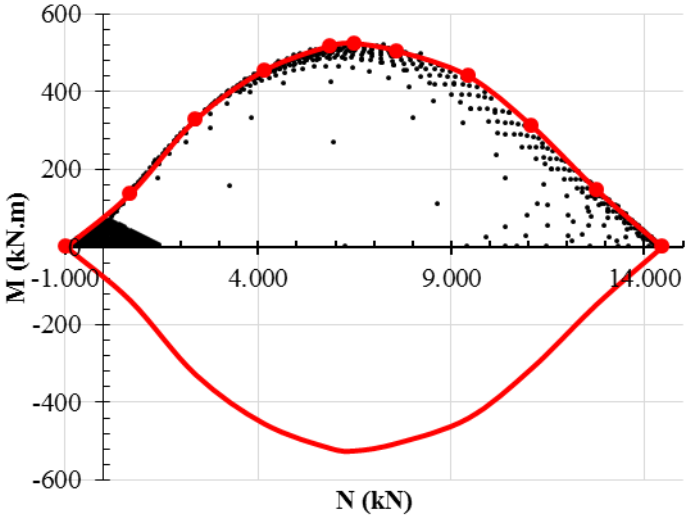


Figura 87 – Definição do contorno da envoltória utilizando apenas alguns pontos.

Tabela 11 – Deformações dos pontos que definem a envoltória.

ε_b (‰)	ε_t (‰)
-0,06	-0,06
1,00	-5,00
3,00	-9,50
2,50	-3,50
3,00	-2,50
3,00	-2,00
-0,90	2,50
3,00	-0,50
3,00	0,00
0,70	2,40
2,20	2,20

A Tabela 11 apresenta os pares de deformações dos pontos que foram utilizados para definir o contorno da envoltória, os quais são específicos para as equações constitutivas e demais parâmetros utilizados neste caso. Estes dados exemplificam

que os pontos pertencentes ao contorno da envoltória não são definidos pelas deformações limites usuais. Dessa forma, considerou-se o processo numérico como a alternativa mais prática e eficiente, em detrimento da dedução matemática da envoltória através das equações constitutivas.

Uma observação final diz respeito ao incremento de deformação que deve ser utilizado para obter os pontos da envoltória. Quanto menor o incremento, maior o número de pontos e, portanto, maior a precisão da envoltória. Porém, este processo pode ser muito custoso em termos de tempo de processamento, o que torna necessário encontrar um equilíbrio entre precisão e tempo de processamento a fim de garantir a viabilidade deste processo de tentativas.

11.5 Diagrama Momento Fletor x Curvatura

A produção do diagrama Momento Fletor x Curvatura consiste em, dado uma força normal fixada, determinar os valores de curvatura que resultam nessa normal e calcular o momento fletor utilizando a curvatura obtida. A força normal é função da curvatura da seção e de uma deformação conhecida, portando, uma maneira de solucionar o problema é admitir um valor para a curvatura e variar a deformação deste ponto de partida (deformação da base (ε_b), por exemplo) até se obter o valor da força normal fixada.

Este problema também pode ser entendido como o de encontrar a raiz da função $N(\varepsilon) - N_{ext} = 0$. Um método numérico frequentemente utilizado para descobrir o valor desta raiz é o método de Newton-Raphson. Aplicando este método, obtém-se a seguinte equação para determinar o valor da deformação:

$$\varepsilon_b^{(j+1)} = \varepsilon_b^{(j)} + \frac{1}{\frac{\partial N}{\partial \varepsilon}} . (N_{ext} - N(\varepsilon_b^{(j)})$$

Este é um método iterativo, portanto, deve-se definir um critério de parada, por exemplo, quando a diferença (N_{ext} – $N(\varepsilon_b^{(j)})$) for menor que o erro admitido no problema. Após encontrar a raiz da equação, podemos calcular o valor do momento fletor correspondente à curvatura fixada. Esse processo é repetido para outros

valores de curvatura, gerando-se assim os respectivos valores do momento fletor que traçam a curva Momento Fletor x Curvatura desejada.

Em resumo, um ponto deste diagrama é obtido seguindo os passos abaixo:

1) Fixa-se um valor de curvatura e admite-se uma estimativa inicial para uma deformação da seção ($\varepsilon^{(j)}$). Além disso, deve-se definir o erro máximo admitido, o qual será utilizado como critério de parada do método.
2) Calculam-se as deformações no centro de massa de todas as camadas utilizando a equação de reta correspondente ao plano de deformações.
3) Obtém-se o valor da tensão atuante em cada camada entrando com o valor da deformação na equação constitutiva do material.
4) Calcula-se o valor da força normal atuante em cada camada multiplicando-se o valor da tensão pela área da camada. Realiza-se a somatória para se obter a força normal total na seção ($N(\varepsilon^{(j)})$).
5) Divide-se o valor da força normal de cada camada pela deformação correspondente e somam-se estes valores a fim de obter o fator $\partial N/\partial \varepsilon$.
6) Calcula-se o novo valor de deformação ($\varepsilon^{(j+1)}$) através da equação apresentada.
7) Caso o critério de parada não tenha sido satisfeito, deve-se repetir este processo. Caso contrário, calcula-se o momento fletor que atua na seção.

Seguindo estes passos, cria-se um ponto do diagrama, e portanto, deve-se variar a curvatura a fim de se obter outros pontos e construir o diagrama momento fletor x curvatura. Utilizando as mesmas propriedades da seção e material que foram consideradas para construir o diagrama momento fletor x força normal do item 11.4, resulta o diagrama momento fletor x curvatura ilustrado na Figura 88.

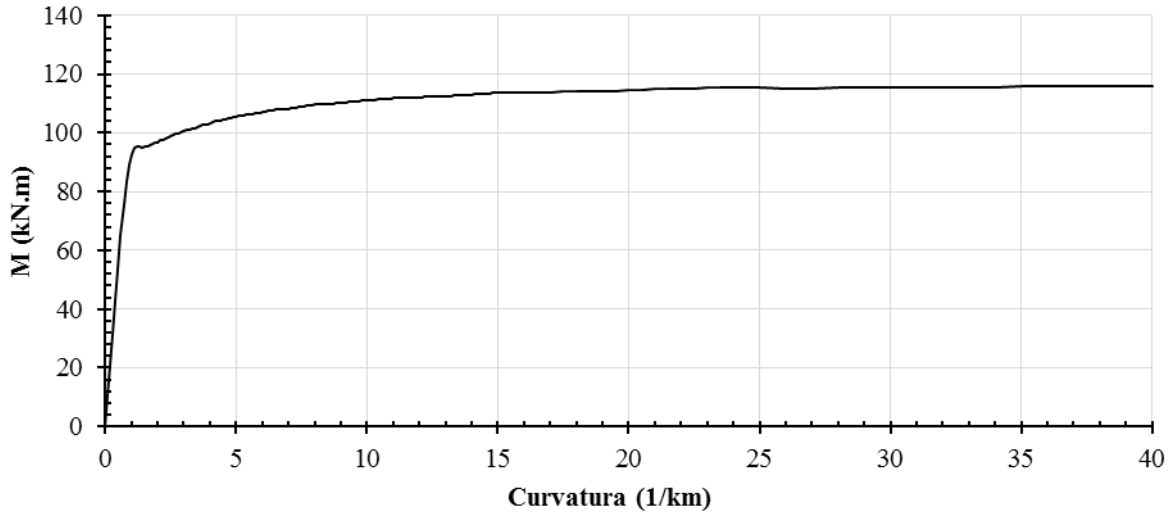


Figura 88 – Exemplo de Diagrama Momento Fletor x Curvatura.

Vale destacar que os primeiros pontos do diagrama compreendem a região onde o material atinge a resistência máxima de tração ou de compressão, dessa forma, ocorrem grandes variações de momento fletor e deformação da seção. Portanto, é conveniente utilizar pequenos incrementos de curvatura para os primeiros pontos do diagrama evitando perder informações a respeito do comportamento do material, as quais podem ser importantes em análises de Estado Limite Último e de Serviço do elemento estrutural. Um exemplo desta situação está ilustrado na Figura 89.

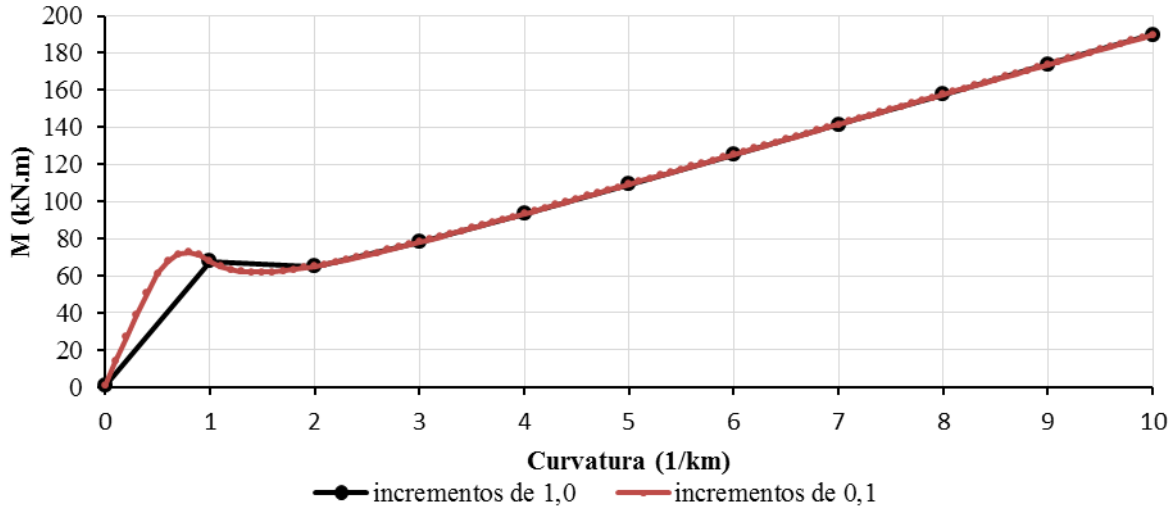


Figura 89 – Comparação dos resultados obtidos variando o incremento de curvatura para construir o diagrama momento fletor x curvatura.

11.5.1 A importância do diagrama Momento Fletor x Curvatura

A aplicação da envoltória resistente é clara, basta localizar o ponto correspondente à solicitação e, caso este esteja na região interior a envoltória, afirma-se que os critérios de ELU estão satisfeitos. Porém, a aplicação do diagrama momento fletor x curvatura não é tão simples e objetiva.

A importância do diagrama momento fletor x curvatura é que este pode ser relacionado com um critério de ELS: a abertura de fissura. O cálculo da abertura de fissura não é imediato, mas pode ser descrito basicamente como uma função da deformação da fibra tracionada (ε_t) e do espaçamento médio entre fissuras (s_{rm}). O papel do diagrama momento fletor x curvatura é justamente fornecer a primeira variável. Recorda-se que este diagrama é obtido fazendo-se variar uma deformação de referência (ε_0) para uma curvatura fixa a fim de encontrar a raiz da função $N(\varepsilon) - N_{ext} = 0$. Portanto, para cada momento fletor, conhece-se uma deformação de referência e uma curvatura, o que torna possível calcular a deformação da fibra tracionada (ε_t) através da equação de reta correspondente ao plano de deformações.

11.6 Abertura de fissuras

A abertura de fissuras é um critério de projeto por estar relacionado com a durabilidade da estrutura. Geralmente, atender os requisitos de durabilidade exige a proteção das barras de aço contra a corrosão, alcançada através da redução da porosidade do concreto e da abertura de fissuras. A primeira medida pode ser obtida utilizando uma matriz com baixa relação água/cimento, já a segunda pode ser controlada diminuindo a deformação e o espaçamento entre fissuras na peça, o que se obtém usualmente aumentando-se a taxa de reforço. Outra maneira de se mitigar a fissuração é a adição de fibras na mistura, que ligam duas faces adjacentes de qualquer fissura devido ao efeito de ponte, e que pode se tornar a solução ótima para o problema [32]. Dada à importância da fissuração no projeto da estrutura, é necessário contar com um método que permita estimar a abertura de fissuras.

A fissuração é influenciada por uma série de fatores de difícil obtenção, que devem ser considerados em uma avaliação mais precisa. Os critérios apresentados por normas geralmente fornecem uma estimativa a respeito do comportamento geral do elemento quanto à fissuração, mas não garantem a avaliação precisa da abertura de fissura [33].

O objetivo do presente estudo é obter uma configuração de reforço ótima, seja esta constituída apenas de barras de aço, apenas de fibras ou até mesmo um reforço misto. Portanto, deve-se ser capaz de obter uma estimativa para a abertura de fissura para estas três situações. Esta estimativa pode ser descrita basicamente como uma função da deformação da fibra tracionada, representada aqui da seguinte forma: $w(\varepsilon) = A.\varepsilon$, sendo que, no caso do concreto armado, utiliza-se a deformação do eixo da barra de aço e, no caso do CRF, utiliza-se a deformação da fibra mais tracionada. O termo “A” normalmente está associado ao espaçamento médio entre fissuras (s_{rm}), porém, em elementos que não contam com o reforço convencional, este termo será diferenciado como será desenvolvido em seguida.

O cálculo do espaçamento médio entre fissuras é abordado por diversas normas no caso do concreto reforçado apenas por barras de aço, porém, ainda é um tema polêmico quando se introduz fibras na mistura no caso do reforço misto. Não existem formulas amplamente aceitas e as que existem tem suas limitações. Procedimentos especificados por normas são baseados em fórmulas semi-empíricas, as quais analisam o desempenho estrutural através de uma única seção ao invés de uma porção maior (bloco) do elemento estrutural. Como resultado, o comprimento e a abertura de fissuras são superestimados [34].

A presença de fibras em um elemento com reforço convencional não só reduz a deformação das barras de aço como também o espaçamento médio entre fissuras [29]. Mesmo que se trate apenas de uma estimativa, é importante utilizar formulações que considerem o efeito favorável da adição das fibras de aço a fim de evitar valores superestimados, contribuindo assim para a obtenção de uma solução ótima.

A RILEM TC162-TDF propõe um ajuste na tradicional fórmula do Eurocode 2 (EVN 1992-1-1) para o cálculo do espaçamento médio entre fissuras, considerando a adição da fibras de aço. Esta fórmula está apresentada a seguir e será utilizada neste trabalho:

$$s_{rm} = \left(50 + 0{,}25.k_1.k_2.\frac{\varphi}{\rho_r}\right).\frac{50}{\lambda}$$

$$w = \beta.s_{rm}.\varepsilon_{barra}$$

Onde:

k_1= coeficiente que considera a aderência das barras de aço;

k_2 = coeficiente que considera a forma da distribuição de tensão;

φ = diâmetro da barra de aço;

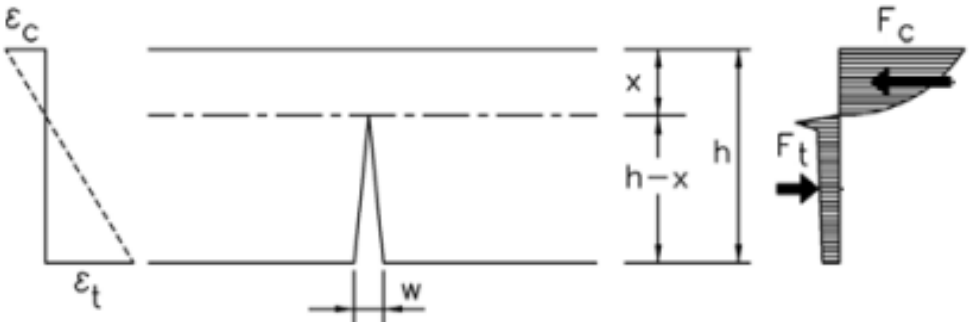
ρ_r= relação entre a área de aço na região tracionada e a área tracionada efetiva.

λ = fator de forma da fibra;

β = relação entre a abertura de fissura média e o valor de cálculo de projeto.

Devido aos parâmetros utilizados e suas interações, entende-se que a fórmula é válida apenas para o reforço convencional ou misto. Sendo assim, é necessário adotar outro procedimento para o cálculo da abertura de fissuras no CRF.

Em seções transversais sem o reforço convencional e com teores de fibras normais, o concreto apresenta o comportamento de “softening”, de forma que não ocorre a propagação de fissuras, mas apenas uma única fissura se forma e abre [35]. Uma fórmula encontrada em recomendações gerais da RILEM TC162-TDF [36] permite calcular a abertura de fissuras em estruturas sem o reforço convencional, desde que exista uma zona de compressão na seção transversal, que é o caso para as situações em análise. A Figura 90 ilustra como é realizado o cálculo da abertura da fissura nestas condições.



$$w = \varepsilon_t.(h - x)$$

Figura 90 – Cálculo de abertura de fissuras em elemento sem reforço convencional. Fonte: RILEM TC 162-TDF, 2003.

A posição da linha neutra (x) pode ser facilmente calculada quando se dispõe da equação correspondente ao plano de deformações. Por exemplo, conhecendo-se a deformação da fibra comprimida (ε_c) e a curvatura (χ), a posição da linha neutra fica determinada simplesmente através da relação $x = \varepsilon_c/\chi$. Retomando que a abertura de fissuras pode ser descrita pela função $w(\varepsilon) = A.\varepsilon$, então o termo "A" no caso de um elemento sem reforço convencional nada mais é do que $(h - x)$ e, como a posição da linha neutra é determinada pelo plano de deformações, pode-se dizer que o termo "A" também é função da deformação, de forma que a função da abertura de fissura pode ser reescrita da seguinte forma: $w(\varepsilon) = A(\varepsilon).\varepsilon$.

Neste ponto, é possível estimar a abertura de fissuras para qualquer configuração de reforço utilizando as fórmulas apresentadas, permitindo obter o diagrama Momento fletor x Abertura de fissuras.

O objetivo de explicitar a abertura de fissura em função da deformação é deixar claro que, ao fixar a abertura de fissura, automaticamente será conhecida a deformação necessária para tal. Isso possibilita construir uma última ferramenta para a verificação do ELS, a qual será descrita a seguir.

11.7 Diagrama Momento fletor x Força Normal x Abertura de fissura

O diagrama M x w é utilizado tanto no ELU como no ELS e fornece a resposta completa do elemento, ou seja, para uma determinada força normal e momento fletor, é conhecida a abertura de fissura. Recorda-se que este diagrama é construído a partir de uma força normal fixa, portanto, para cada par de esforços solicitantes N

x M é necessário construir um diagrama. Os critérios de projeto determinam um valor limite para a abertura de fissura, de forma que não é necessário conhecer o seu valor para cada solicitação N x M, mas apenas determinar se ela é inferior ao valor limite, e consequentemente atende aos critérios. Apesar do diagrama M x w ser capaz de identificar se os critérios de projeto são atendidos, pode-se dizer que ele fornece muito mais informação a respeito do comportamento do elemento do que o necessário, além de demandar a construção de um diagrama para cada par de esforços N x M, dificultando assim sua utilização.

O diagrama momento fletor x força normal x abertura de fissura (M x N x w) que será apresentado nesta sessão, filtra estas informações e fornece uma envoltória resistente para cada abertura de fissura especificada, o que permite verificar o ELS para um conjunto de solicitações.

O item 11.6 mostrou que é preciso conhecer a deformação necessária a fim de se obter a abertura de fissura equivalente. A seguir, será explicitado como se pode obter a deformação no caso do reforço convencional/misto ou apenas com fibras, que utilizam as seguintes equações:

Reforço convencional/misto: $\varepsilon_{barra} = \frac{w}{\beta . s_{rm}}$

Reforço apenas com fibras:

$$\left.\begin{array}{l} w = \varepsilon_t . (h - x) \\ x = \varepsilon_c / \chi \\ \varepsilon_t = \varepsilon_c - \chi . h \end{array}\right. \quad \rightarrow \quad \varepsilon_c = \varepsilon_t . (1 + \frac{\varepsilon_t . h}{w})$$

Onde:

ε_c = deformação da fibra mais comprimida

ε_t = deformação da fibra mais tracionada.

A determinação dos esforços N x M só é possível quando se conhece a reta correspondente ao plano de deformações, conforme visto no item 11.4. As equações apresentadas anteriormente fornecem o valor de apenas uma deformação, portanto, ainda é necessário conhecer outro ponto a fim de determinar a equação da reta. Neste trabalho, este ponto será calculado através de um método numérico iterativo.

A deformação que se deseja obter é específica para um par de esforços N x M, dessa forma, o diagrama M x N x w será construído aplicando-se o método numérico para determinar o outro valor de deformação que resulte em um esforço interno especifico que, no caso, será a força normal. Após conhecer o par de deformações, o momento fletor poderá então ser calculado. Pode-se definir a função $f(\varepsilon) = N(\varepsilon) - N_{ext}$, onde N é a força normal interna resultante de cada iteração e N_{ext} é a força normal fixada. Portanto, o problema baseia-se em determinar a raiz da função $f(\varepsilon)$. Os demais pontos do diagrama serão obtidos fazendo-se variar a força normal.

No caso do CRF, deseja-se obter a deformação da fibra mais tracionada (ε_t), pois a outra deformação necessária para obter a equação do plano da reta fica determinada pela equação apresentada anteriormente (ε_c). Tratando-se de uma fibra tracionada, sabe-se então o domínio em que a deformação deve estar inserida, ou seja, $\varepsilon_{t,máx} < \varepsilon_t < 0$. O mesmo raciocínio vale para o reforço convencional ou misto, porém, agora se deseja obter a deformação ε_c, já que a deformação na posição da barra de aço (ε_{barra}) é determinada ao fixar a abertura de fissura, de forma que $0 < \varepsilon_c < \varepsilon_{c,máx}$. Assim, é conhecido o domínio da deformação que anula a função $f(\varepsilon)$, o que possibilita aplicar o método da bisseção para o cálculo de raiz.

Esse método parte do teorema do valor intermediário, o qual afirma que para uma função g(x) contínua definida num intervalo [a,b], se g(a) e g(b) possuírem sinais opostos, então existe pelo menos uma raiz neste intervalo. Em linhas gerais, este método estreita o intervalo [a,b] por iteração até que este seja inferior a um determinado erro aceitável especificado. Aplicando o método e determinando a deformação que resulta na força normal que anula a função $f(\varepsilon)$, calcula-se o momento fletor correspondente e assim se obtém um ponto do diagrama M x N x w. Realizando o mesmo processo para calcular outros pontos do diagrama, obtém-se o resultado ilustrado na Figura 91.

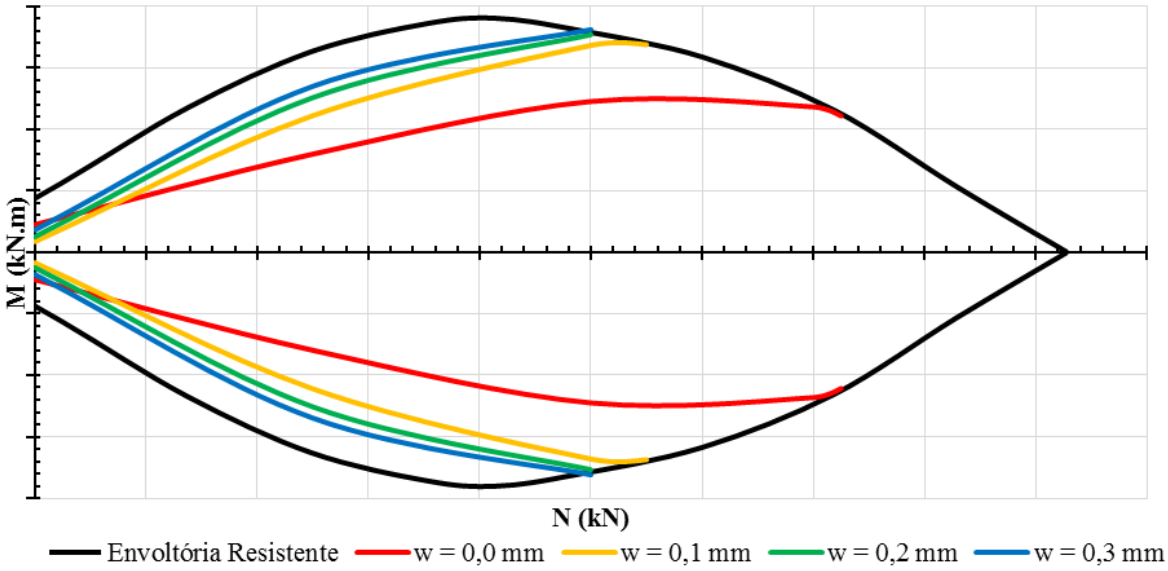


Figura 91 – Exemplo de diagrama M x N x w.

Vale lembrar que este diagrama é aplicado para o ELS, portanto, difere do diagrama N x M o qual utilizada os coeficientes de segurança especificados por norma, já que se refere ao ELU.

11.7.1 Comportamento do diagrama M x N x w

O diagrama M x N x w ilustrado na Figura 91 foi obtido para um elemento estrutural contento apenas o reforço convencional. Nota-se que para os primeiros valores de força normal, o momento fletor resistido para a seção não fissurada é maior do que aquele com certa abertura de fissura, conforme o detalhe apresentado na Figura 92. Este fato pode gerar estranheza num primeiro momento, mas pode ser entendido facilmente ao analisar o diagrama M x w da Figura 93.

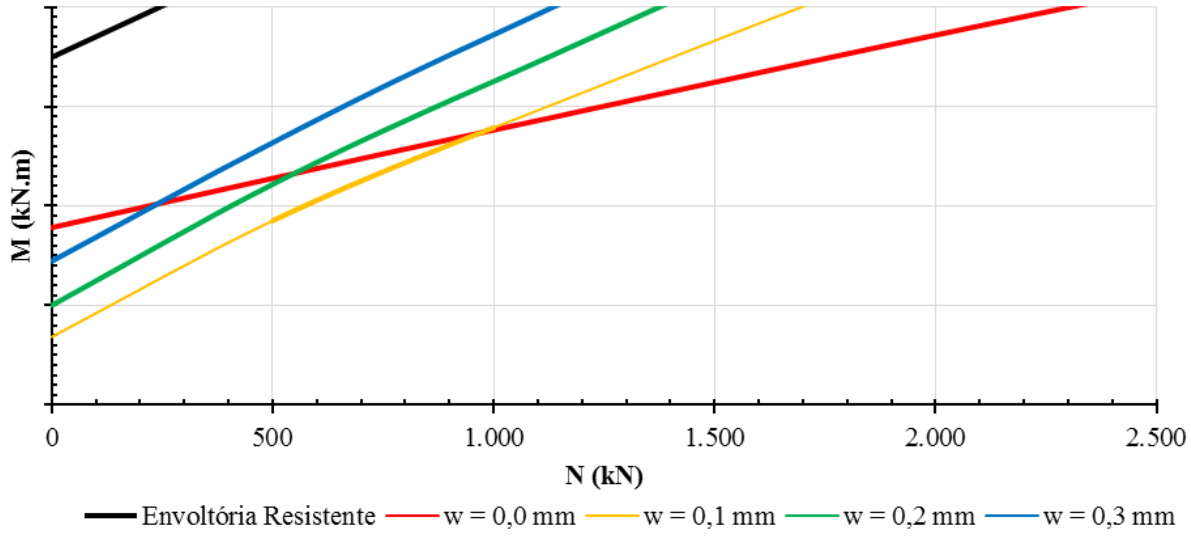


Figura 92 – Detalhe do diagrama M x N x w para pequenos valores de força normal.

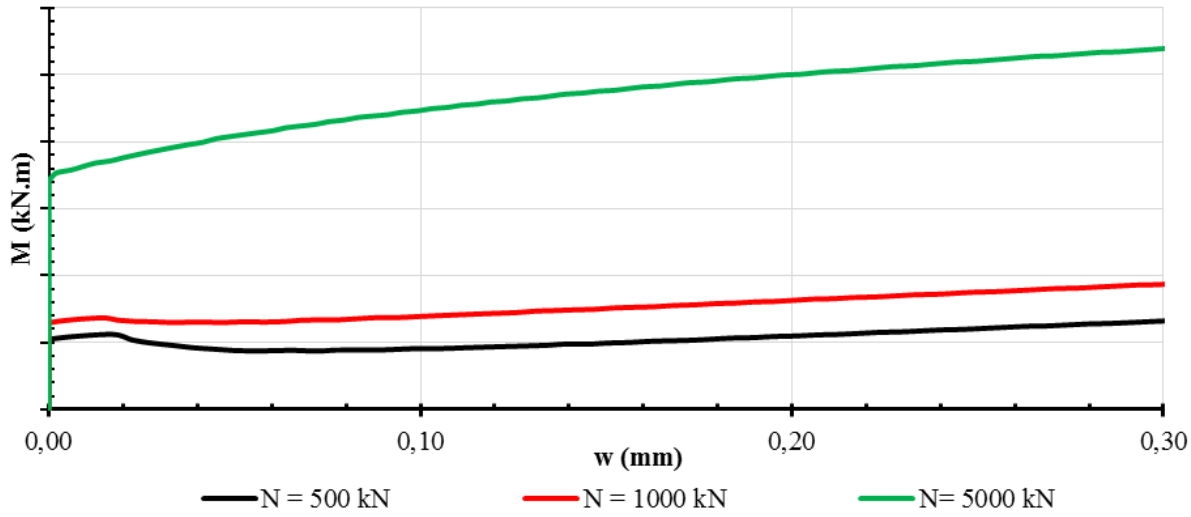


Figura 93 – Diagrama M x w para diferentes valores de força normal.

Este diagrama mostra que para baixos valores de força normal, o máximo momento fletor local ocorre para a seção não fissurada ou para uma fissura inferior a 0,1 mm, já o máximo momento fletor global ocorre para fissuras maiores do que 0,3 mm, o que não é aceitável para grande parte dos projetos. Conforme a força normal aumenta, o pico de momento fletor para pequenos valores de fissuração vai atenuando até que ele deixe de existir, de forma que o momento fletor sempre aumenta com a abertura de fissuras.

12 APLICAÇÃO DAS FERRAMENTAS NA OTIMIZAÇÃO DO REFORÇO DO ANEL SEGMENTADO

O capítulo 11 mostrou algumas ferramentas utilizadas para o dimensionamento de segmentos pré-fabricados de concreto, as quais permitem verificar o ELU e o ELS. Além disso, demonstrou-se com detalhes qual é o processo necessário para obtê-las. O diagrama M x N garante a segurança ao ELU ao verificar se os pontos solicitantes encontram-se no interior da envoltória resistente. O diagrama M x curvatura (ou abertura de fissuras) fornece uma resposta completa do comportamento do elemento, podendo ser utilizado tanto para a verificação do ELU quanto do ELS, porém, possui a desvantagem de precisar ser calculado para uma força normal específica. A última ferramenta obtida é mais prática para a verificação do ELS, pois através da envoltória obtida para uma abertura de fissura especificada em projeto, é possível verificar todas as solicitações. No presente estudo, a ferramenta será utilizada para verificar as solicitações de serviço dos diferentes trechos do metrô.

12.1 Definição do escopo de verificação

A verificação estrutural do revestimento segmentado do túnel do metrô envolve avaliar diferentes solicitações em diferentes momentos da sua produção, como já foi discutido no capítulo 8. Entretanto, observou-se no memorial de cálculo que nas verificações de produção dos segmentos (desforma, giro e estocagem), utilizou-se a premissa de fissuração nula nos segmentos, ou seja, foi verificado se a tensão atuante na fibra mais tracionada não superava a resistência à tração do concreto (que também varia de acordo com a etapa). O segmento passou em todas estas verificações, o que indica que mesmo sem nenhum tipo de reforço a peça é capaz resistir às solicitações calculadas para estas etapas. Dessa forma, como o objetivo do presente trabalho é otimizar a configuração de reforço, é evidente que não é necessária a verificação destas etapas.

Na fase de manipulação com eretor, é realizada uma verificação quanto aos esforços máximos resultantes da movimentação, amplificados por um fator dinâmico.

Estes esforços serão obtidos do memorial e verificados para as configurações otimizadas finais.

Os resultados obtidos no memorial para as verificações em condições de incêndio mostram que os coeficientes de segurança calculados são, em geral, maiores do que os obtidos na verificação das solicitações de serviço. Além disso, não foi considerado o uso da fibra de PP na análise, a qual reduz de forma significativa os efeitos do incêndio na estrutura, como já mencionado no item 8.4. Entretanto, vale ressaltar que caso se julgue necessário, as mesmas ferramentas aqui utilizadas podem ser aplicadas na verificação da condição de incêndio.

Por fim, constatou-se que as verificações realizadas no memorial para as solicitações em condição de serviço para segmentos reforçados com 40 kg/m³ de fibra de aço resultaram em coeficientes de segurança inferiores a 1 em alguns trechos. Portanto, os esforços solicitantes da condição em serviço serão o foco da análise que segue, a qual busca obter uma configuração de reforço otimizada.

12.2 Obtenção dos Esforços

O cálculo dos esforços solicitantes em cada trecho do metrô requer um estudo específico de grande complexidade, que já foi discutido no item 8.3. Dessa forma, os esforços solicitantes que serão utilizados nesta análise foram obtidos diretamente do memorial de cálculo da linha 5 – Lilás do metrô. Os esforços foram calculados para cinco diferentes trechos e quatro combinações (Nmin, Nmáx, Mmín, Mmáx), os valores característicos encontram-se na Tabela 12.

Tabela 12 – Esforços solicitantes em cada trecho do metrô para diferentes combinações.

Trecho	Combinação	N_k (kN)	M_k (kN.m)
10+950 km	N_{min}	671,9	121,2
	N_{max}	1048,5	-112,4
	M_{min}	1046,9	-121,1
	M_{max}	671,9	121,2
11+530 km	N_{min}	805,8	141,3
	N_{max}	1196,4	-125,4
	M_{min}	1181,9	-147,8
	M_{max}	806,9	142,4
11+970 km	N_{min}	1521,5	153,9
	N_{max}	2033,0	-165,6
	M_{min}	2012,4	-174,6
	M_{max}	1658,4	158,7
12+100 km	N_{min}	1605,3	153,6
	N_{max}	2153,6	-173,4
	M_{min}	2148,2	-180,9
	M_{max}	1605,5	156,0
13+085 km	N_{min}	1376,6	125,0
	N_{max}	1918,5	-184,5
	M_{min}	1911,3	-187,4
	M_{max}	1626,5	158,9
13+600 km	N_{min}	1512,5	103,7
	N_{max}	1901,6	-127,8
	M_{min}	1896,0	-130,7
	M_{max}	1710,8	113,9
15+400 km	N_{min}	870,6	35,4
	N_{max}	1111,2	-50,4
	M_{min}	1108,7	-51,5
	M_{max}	875,0	36,6

Em posse das ferramentas apresentadas e dos esforços solicitantes, é possível realizar uma análise e dimensionar o reforço necessário para cada trecho, seja ele composto apenas por barras de aço, fibras ou até mesmo um reforço misto. O objetivo é determinar a configuração ótima, ou seja, aquela que atende a todos os critérios de ELU e ELS da estrutura e, além disso, resulta no menor custo de fabricação.

A otimização do reforço é um processo iterativo, parte-se primeiramente de uma determinada configuração de reforço e verifica-se se os estados limites estão satisfeitos com certa folga, em caso afirmativo, propõem-se novas alternativas com uma menor taxa de armação ou menor teor de fibras.

12.3 Primeira iteração: Verificação do ELU

Primeiramente será verificado o ELU para duas configurações de reforços que serão utilizadas no metrô. A primeira é composta apenas por reforço convencional de armadura positiva e negativa de 12 ϕ 12,5 mm e a outra de apenas fibras de aço, num teor de 40 kg/m³. Após obter as envoltórias resistentes, localizaram-se os esforços solicitantes com o seus valores de cálculo (Figura 94 e Figura 95).

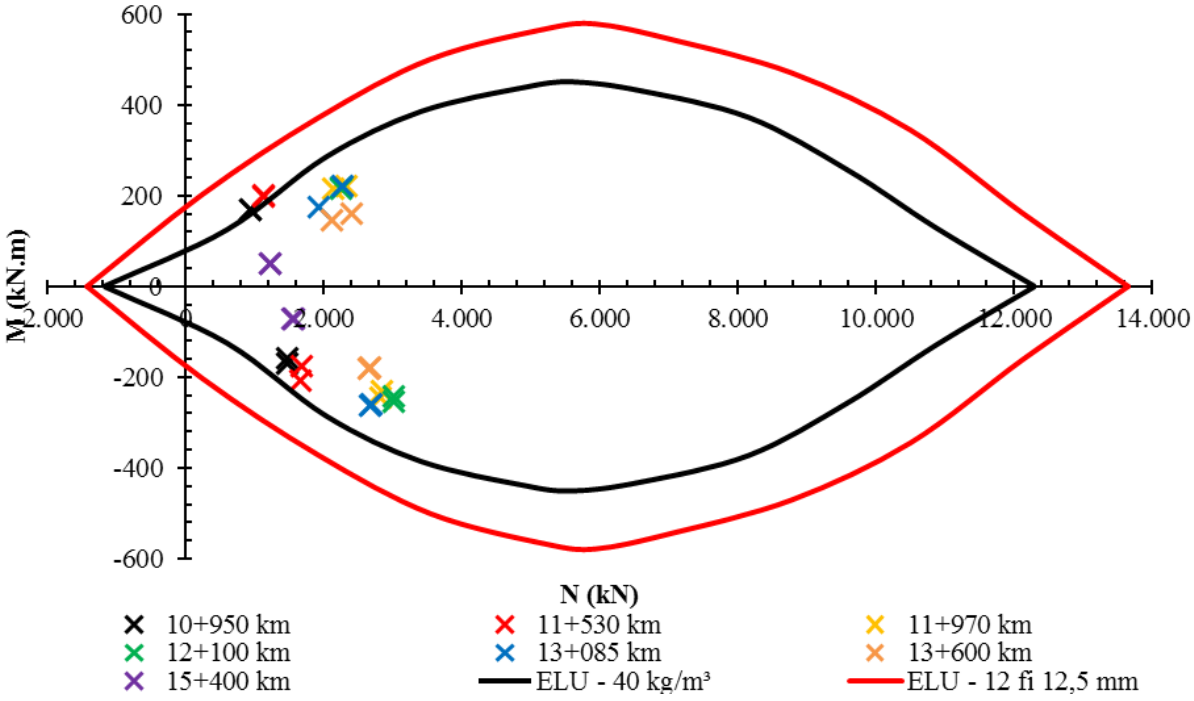


Figura 94 – Envoltórias resistentes para as duas alternativas de reforços propostas na primeira iteração.

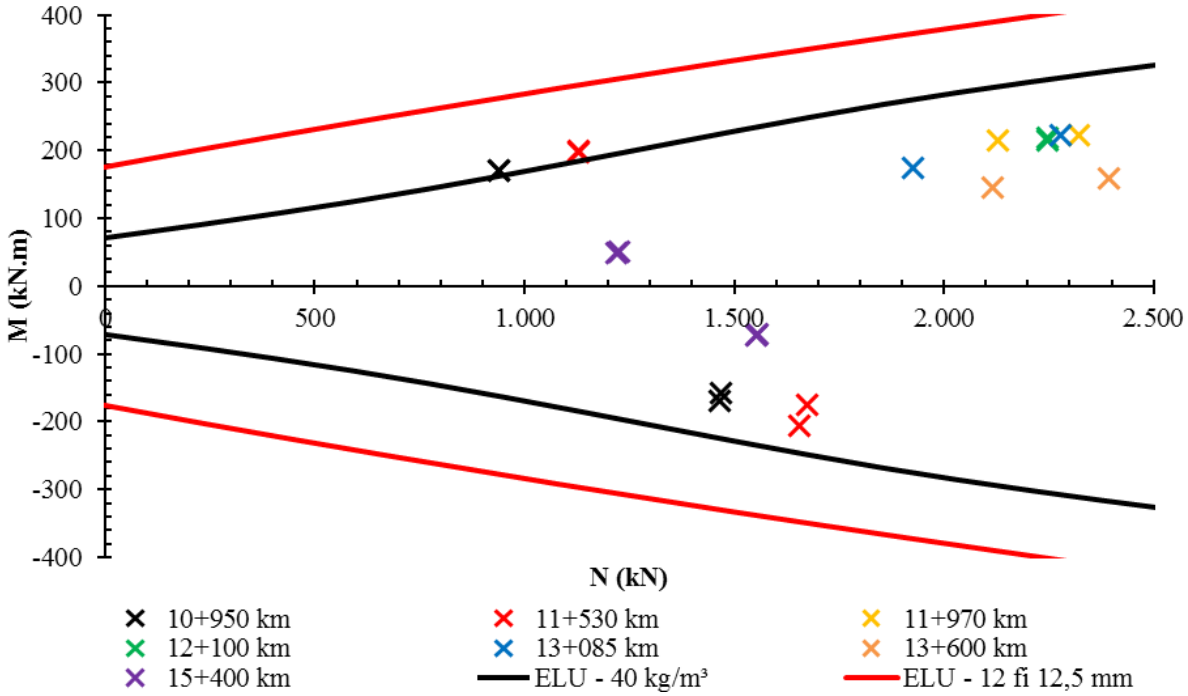


Figura 95 – Detalhe das envoltórias resistentes.

Verifica-se que apenas dois pontos de trechos distintos (trecho 10+950 km e 11 + 530 km) encontram-se fora do contorno da envoltória resistente de 40 kg/m³. A envoltória resistente do elemento reforçado apenas com fibra varia muito pouco com o teor utilizado, pois a principal contribuição deste material no comportamento estrutural ocorre no ELS. Dessa forma, pode-se dizer que para atender os critérios de ELU dos trechos 10 + 950 km e 11 + 530 km não é possível utilizar segmentos reforçados apenas com fibras. O fato de a envoltória resistente ser muito pouco influenciada pelo teor de fibras também permite dizer que teores menores também garantem o ELU dos demais trechos, portanto, a otimização do teor a ser utilizado deve ser feita analisando o ELS.

Neste ponto a análise será dividida em duas etapas. A primeira diz respeito a otimização do reforço a ser utilizado nos trechos em que é possível utilizar apenas o CRF, sendo que isso será feito analisando apenas o ELS. A segunda etapa será focada nos trechos em que é necessário utilizar barras de aço no reforço, e como a envoltória resistente é afetada pela taxa de reforço, se faz necessário verificar o ELU e ELS para cada nova proposta de reforço.

12.4 Otimização do teor de fibras em segmentos de CRF

O item 12.3 mostrou que é possível utilizar apenas o reforço com fibras de aço para cinco dos sete trechos do metrô analisados, porém, a determinação do teor a ser utilizado deve ser feito com base no ELS, adotando um teor de fibras que garanta que a abertura de fissura máxima seja inferior àquela especificada em projeto.

A Figura 96 mostra o diagrama M x N x w para quatro valores de abertura de fissuras para um teor de 40 kg/m³ de fibras de aço. Observa-se que o ELS de todos os trechos está satisfeito para um teor de 40 kg/m³ de fibras de aço quando se adota uma abertura de fissura máxima de pelo menos 0,1 mm. Observa-se que ainda existe certa folga, o que possibilita que seja utilizado um menor teor de fibras.

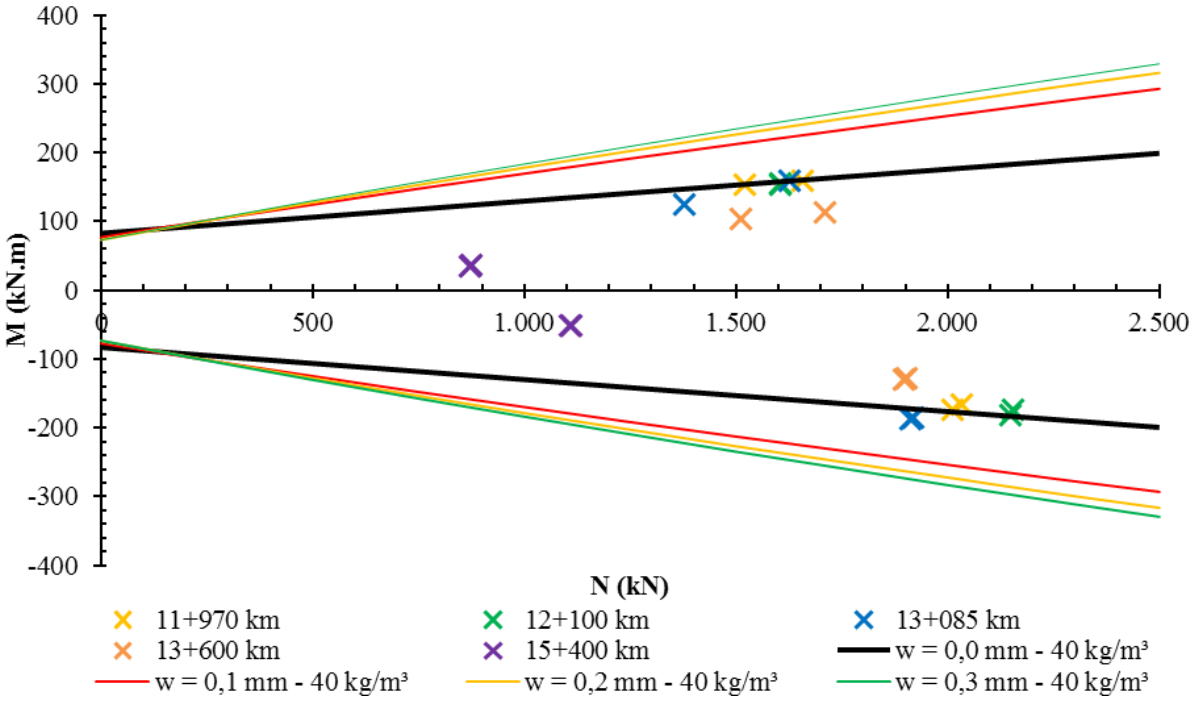


Figura 96 – Diagrama M x N x w para diferentes níveis de abertura de fissuras utilizando um teor de 40 kg/m³ de fibra de aço.

Além disso, as solicitações dos trechos 12+100 km, 13+600 km e 15+400 km, encontram-se no interior da envoltória correspondente a uma abertura de fissura nula, o que indica que as fibras não estão contribuindo para a resposta do segmento e que poderia ser utilizado apenas o concreto simples para tais trechos. Porém, para

garantir a segurança da estrutura, esta deve ter uma ductilidade mínima, o que exige que seja adotado um teor mínimo de fibras, a ser discutido a seguir.

12.4.1 Teor mínimo

No projeto de estruturas de concreto, deve-se evitar a ruptura frágil das seções transversais, de modo a permitir certa previsibilidade e tempo de reação numa situação de pré-ruptura. A ruptura frágil é evitada garantindo uma ductilidade mínima ao material, a qual pode ser obtida introduzindo barras ou fibras de aço no concreto.

As fibras de aço só podem substituir a armadura convencional no ELS se algum critério de ductilidade for respeitado. O fib Model Code [37] trata deste assunto baseado nos coeficientes obtidos do ensaio EN-14651, onde é definido a garantia da ductilidade do material em detrimento do respeito às seguintes relações:

$$f_{R1k}/f_{Lk} \geq 0{,}4$$
$$f_{R3k}/f_{R1k} \geq 0{,}5$$

Onde: f_{Lk} é a resistência de pico obtida no ensaio.

Neste ponto, mais uma vez surge a importância da realização de ensaios para o projeto de estruturas de CRF. A fim de estabelecer o teor mínimo, é necessário realizar ensaios com os materiais que serão utilizados na obra, variando-se o teor de fibras até obter um resultado que respeite os critérios de ductilidade.

De modo a prosseguir com a análise neste trabalho com a inexistência de resultados de ensaios, recorre-se a estimativas encontradas na literatura a fim de determinar o teor mínimo de fibras a ser utilizado. Serão utilizadas as equações propostas por Barros (2005), as quais fornecem os fatores $f_{R,1}$ e $f_{R,4}$ em função do teor de fibras (já apresentadas no item 11.2.1).

Primeiramente, adota-se o valor de f_{Lk} coincidente com a resistência característica a tração do concreto, e em seguida calcula-se os demais fatores:

$$f_{Lk} = f_{ctk} = 3{,}8\ MPa \qquad f_{R1k} \geq 0{,}4.f_{Lk} \geq 1{,}52\ MPa \qquad f_{R3k} \geq 0{,}5.f_{R1k} \geq 0{,}76\ MPa$$

Utilizando as equações propostas por Barros para um teor de 10 kg/m³, obtém-se os valores de f_{R1k} e f_{R4k}:

$$f_{R1k} = 0{,}0871.C_f + 0{,}702 = 1{,}57\ MPa \qquad f_{R4\mathrm{k}} = 0{,}926.f_{R,1} = 1{,}46\ MPa$$

Nota-se que as equações propostas por Barros permitem obter uma estimativa apenas para o fator f_{R4k} e não para o f_{R3k}, o qual é utilizado no critério de ductilidade do fib Model Code. Contudo, sabe-se que $f_{R3k} > f_{R4k}$ para teores que resultam num comportamento de "softening", o que permite concluir que o teor de 10 kg/m³ atende o critério de ductilidade e, portanto, pode ser adotado como teor mínimo para esta análise.

Por fim, apesar do teor mínimo de fibras de 10 kg/m³ estimado neste estudo parecer baixo num primeiro momento, existem estudos na literatura que mostram que uma pequena quantidade de fibras já é o suficiente para garantir certa ductilidade ao elemento estrutural. De fato, ensaios realizados em tubos de CRF por Figueiredo (2006), mostram que, mesmo sendo baixo o teor de fibras, ocorre um mensurável aumento da capacidade resistente pós-fissuração do material, onde se constatou uma razoável capacidade de suporte pós-fissuração que praticamente remove o caráter de ruptura frágil do tubo de concreto simples [38]. Estes ensaios foram realizados com teores de 5 e 10 kg/m³ de fibras de aço.

12.4.2 Segunda iteração: Verificação do ELS

Visto que o ELS está satisfeito com certa folga para 40 kg/m³ de fibra de aço, mesmo considerando uma abertura de fissura máxima de apenas 0,1 mm, constata-se que existe a possibilidade de redução deste teor.

A segunda iteração será realizada utilizando o teor de 10 kg/m³, o que corresponde ao teor de fibras mínimo estabelecido no item 12.4.1. Os resultados estão apresentados na Figura 97.

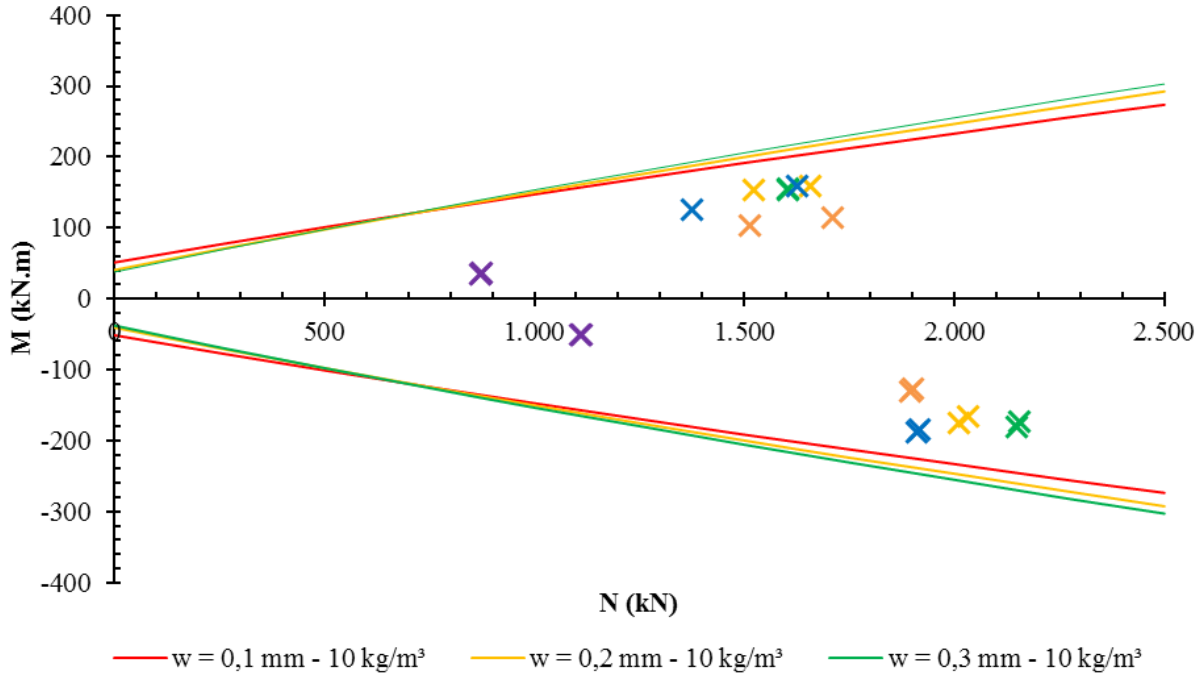


Figura 97 – Diagrama M x N x w utilizando um teor de 10 kg/m³ de fibra de aço.

Estes resultados mostram que o ELS está garantido para qualquer um dos níveis de abertura de fissura calculados. Como se adotou o teor mínimo, não existe mais a possibilidade de otimização, sendo assim, conclui-se que para todos os trechos do metrô que podem ser reforçados utilizando apenas fibras de aço, pode-se utilizar o teor mínimo, estimado em 10 kg/m³.

Por fim, verifica-se o ELU destes trechos utilizando o teor de 10 kg/m³. Calculou-se a envoltória resistente e verificou-se que os pontos correspondentes aos esforços solicitantes encontram-se dentro do contorno (Figura 98). Este fato era de se esperar, pois como mencionado anteriormente, a envoltória resistente pouco varia com o teor de fibras. Como estes pontos já haviam sido verificados para o teor de 40 kg/m³, o mesmo aconteceu para um teor mais baixo.

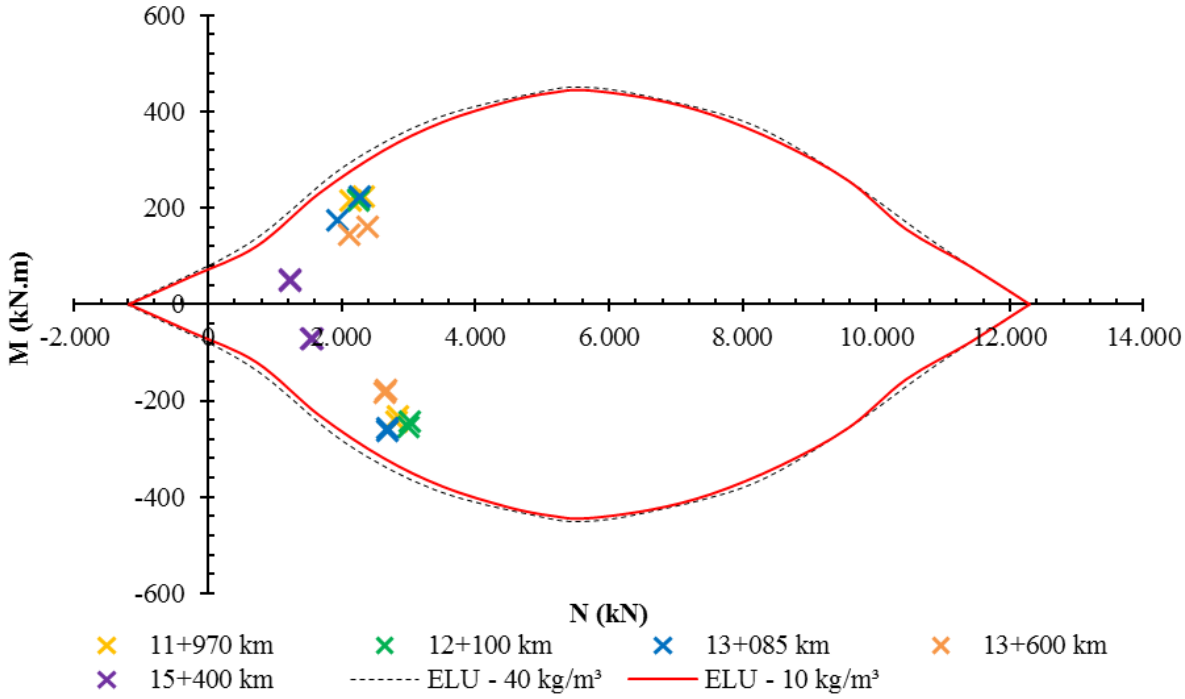


Figura 98 – Envoltória resistente final utilizando 10 kg/m³ de fibra de aço e comparação com a de 40 kg/m³.

Antes de seguir com a análise para a otimização do reforço em segmentos armados, uma pausa será feita para verificar as solicitações na fase de manipulação pelo eretor. Esta situação foi modelada no memorial de calculo, onde os esforços foram caracterizados basicamente por uma força normal nula e um momento fletor máximo M_k = 28,4 kN.m no centro do segmento. Uma inspeção visual nos diagramas da Figura 97 e Figura 98 mostra que o segmento reforçado com um teor de 10 kg/m³ de fibra de aço satisfaz o ELU e ELS, de modo que esta configuração de reforço pode ser mantida para estes trechos.

12.5 Otimização do reforço em segmentos armados

O item 12.3 mostrou que existem dois trechos em que o segmento deve contar com uma armadura para que o ELU seja satisfeito. Neste item, também ficou claro a possibilidade de otimização, já que existe certa folga entre a envoltória resistente calculada para o reforço de armadura positiva e negativa de 12 ϕ 12,5 mm (primeira iteração) e os pontos correspondentes às solicitações dos trechos citados.

A segunda iteração será feita para algumas configurações de reforços, englobando alternativas de reforço convencional e de reforço misto. Iniciou-se com o cálculo das envoltórias resistentes para cada uma das alternativas, apresentadas no diagrama M x N da Figura 99. Observa-se que todas as alternativas de reforço propostas satisfazem o critério de ELU, portanto, todas serão mantidas para a verificação do ELS.

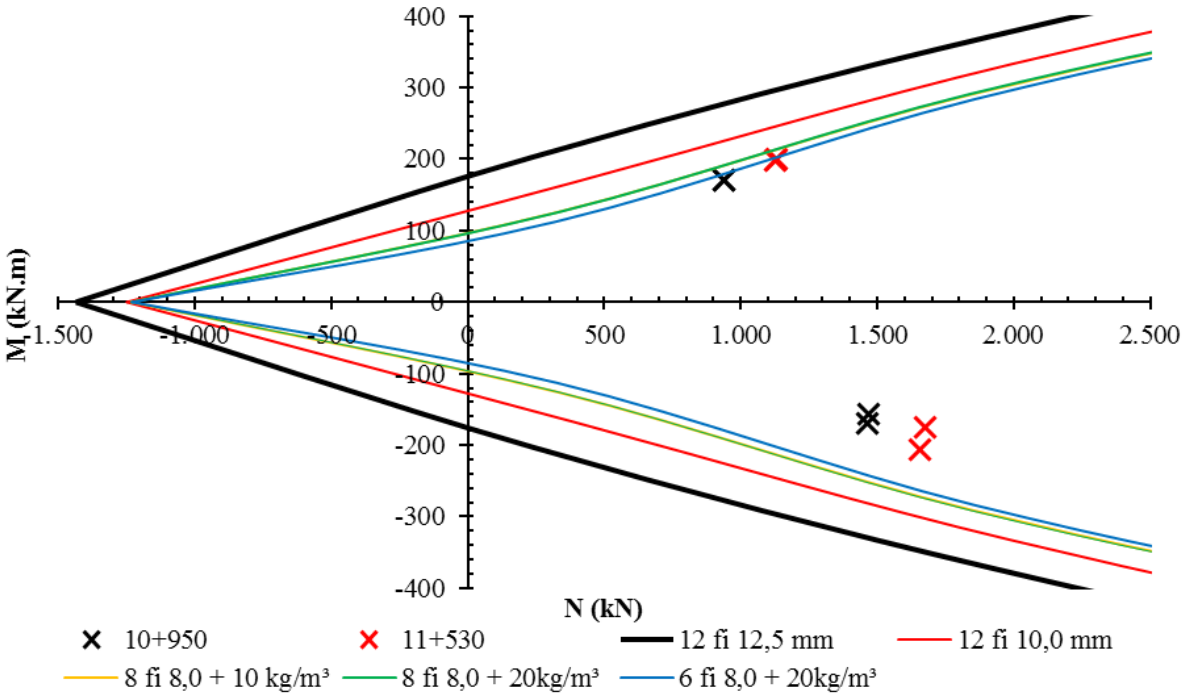


Figura 99 – Envoltórias resistentes para quatro alternativas de reforços para segmentos armados.

Utiliza-se o diagrama M x N x w para a verificação do ELS. Ainda não será fixado o nível de abertura de fissura máxima com o objetivo de verificar o impacto que este parâmetro tem na definição do reforço. Portanto, a seguir apresentam-se três diagramas M x N x w contendo as envoltórias para as alternativas propostas (Figura 100, Figura 101 e Figura 102).

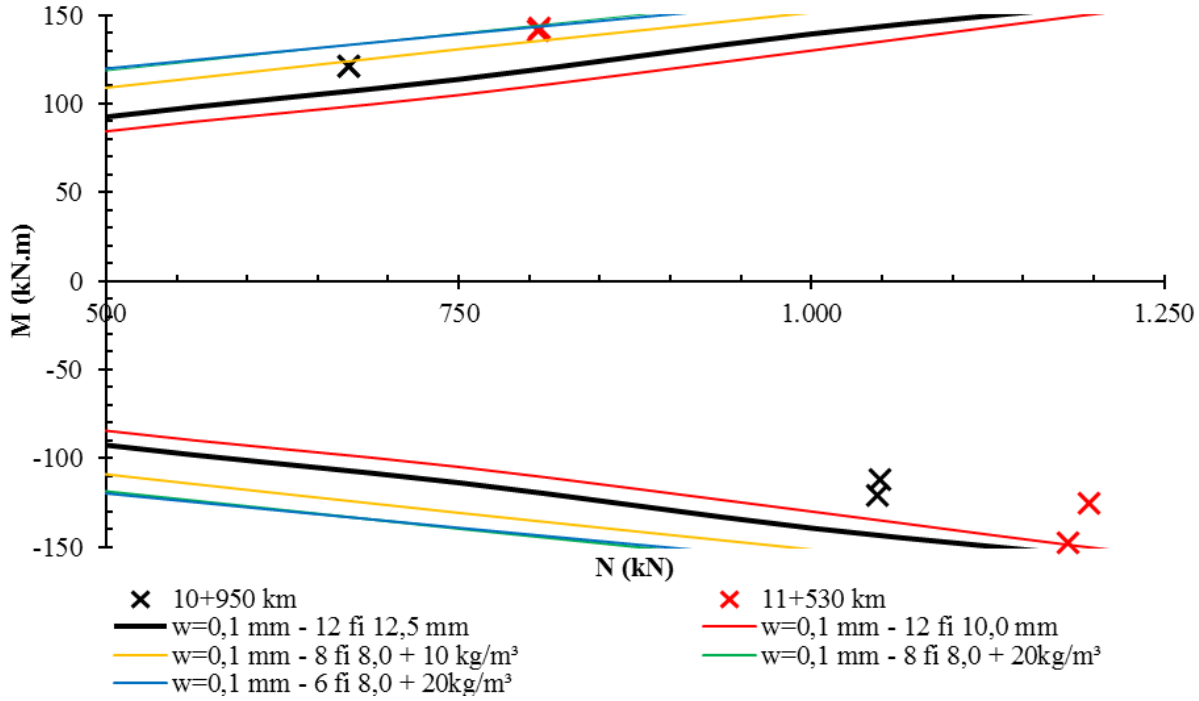


Figura 100 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,1 mm.

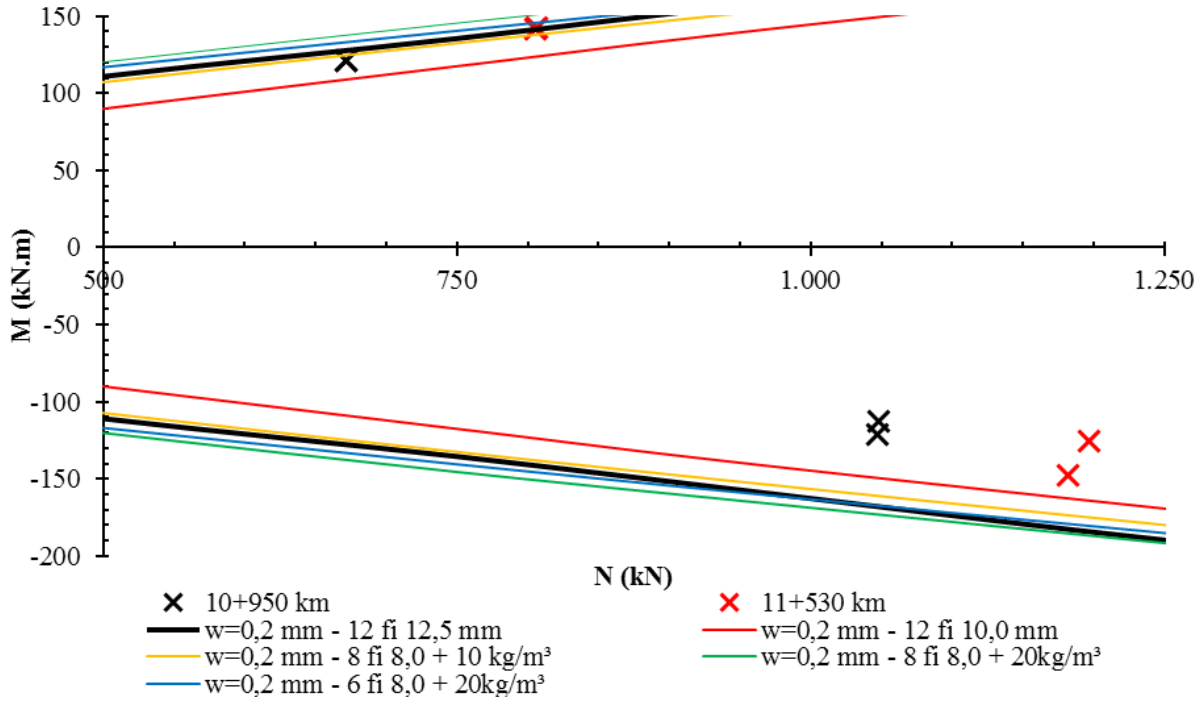


Figura 101 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,2 mm.

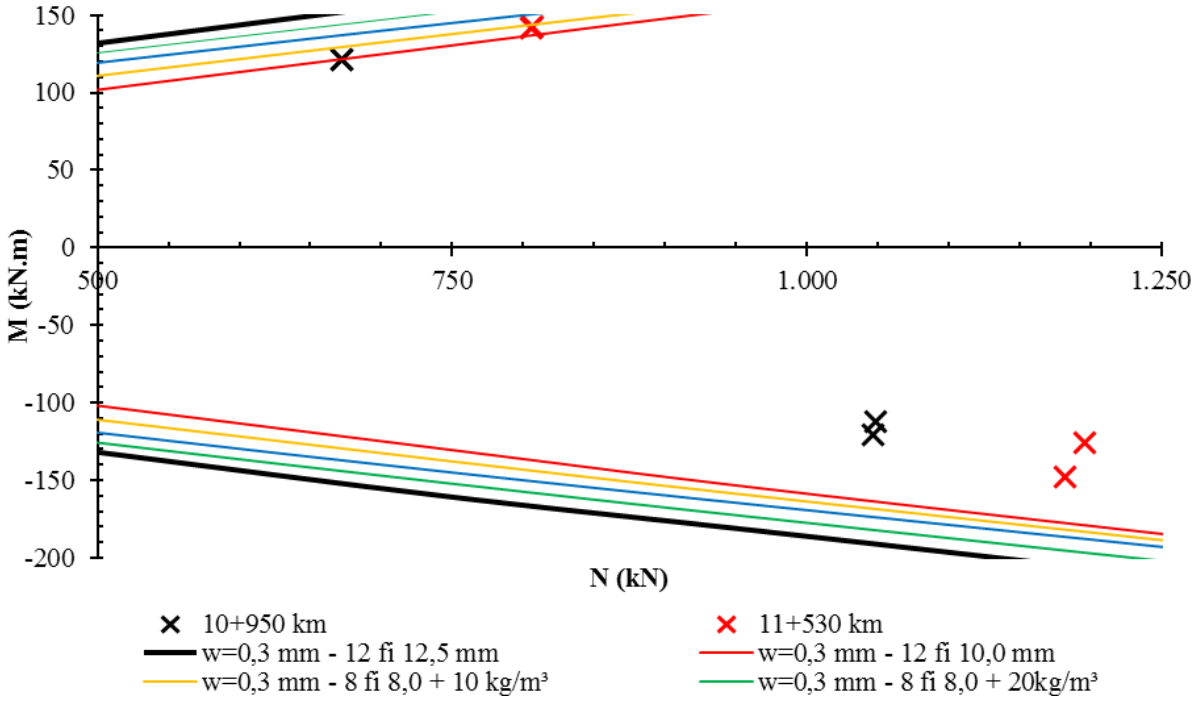


Figura 102 - Alternativas de reforços para uma abertura de fissuras máxima de 0,3 mm.

A Tabela 13 resume as informações dos diagramas de modo a facilitar a visualização dos resultados.

Tabela 13 – Resumo dos diagramas M x N x w para a verificação do ELS em segmentos armados.

Alternativa	**Configuração**	**Trecho**					
		10 + 950 km			**11 + 530 km**		
		$w_{máx}$ (mm)			**$w_{máx}$ (mm)**		
		0,1	**0,2**	**0,3**	**0,1**	**0,2**	**0,3**
1	12 ϕ 12,5 mm	x	ok	ok	x	x	ok
2	12 ϕ 10,0 mm	x	x	x	x	x	x
3	8 ϕ 8,0 mm + 10 kg/m³	ok	ok	ok	x	x	ok
4	8 ϕ 8,0 mm + 20 kg/m³	ok	ok	ok	ok	ok	ok
5	6 ϕ 8,0 mm + 20 kg/m³	ok	ok	ok	ok	ok	ok

Estes resultados evidenciam a contribuição das fibras de aço no controle de fissuração do elemento estrutural. Alternativas com uma taxa muito maior de armação (12 ϕ 12,5 mm – As = 15 cm²; 8 ϕ 8,0 mm – As = 4 cm²) apresentaram um comportamento inferior quando comparadas com alternativas que contam com o a contribuição das fibras de aço, de modo que, para as alternativas estudadas de reforços apenas por barras de aço, nenhuma delas atende o ELS para uma abertura de fissura máxima de 0,1 mm.

É importante lembrar que na prática as configurações de reforços propostas no memorial (12 ϕ 12,5 mm e 12 ϕ 10 mm) contam com uma armação complementar no segmento (“gaiola”), que além da armadura de flexão, contam também com armaduras longitudinais e estribos. Esse reforço adicional contribui para o controle da fissuração no segmento, papel que nas configurações mistas aqui propostas será exercido pelas fibras.

Conforme mencionado anteriormente, analisaram-se três níveis de abertura de fissura a fim de avaliar o impacto deste parâmetro na definição do reforço. Caso este valor seja fixado em 0,1 mm, é necessário adotar as alternativas de reforço 4 e 5. Conforme se aumenta esta tolerância, alternativas com uma menor taxa de armação ou menor consumo de fibras também satisfazem o ELS e, portanto, competem para a definição do reforço ótimo. Das alternativas propostas, exclui-se apenas a segunda (12 ϕ 10,0 mm), a qual não atende o ELS para nenhuma das aberturas de fissuras máxima calculadas.

O passo seguinte para a definição da configuração do reforço é definir a abertura de fissura máxima. A norma ABNT NBR 6118 estabelece uma valor máximo de 0,3 mm para a classe de agressividade ambiental CAA III em estruturas de concreto armado, a qual foi estabelecida no memorial de cálculo. Mesmo assim, estudos divergem quanto à abertura de fissura máxima admissível no caso do CRF. Sendo assim, neste trabalho não será definido um valor para este parâmetro, pois acredita-se que em projeto esta definição deve ser baseada em estudos que investiguem o impacto de adotar um maior nível de abertura de fissura não só no desempenho final da estrutura, mas também no seu custo final, conforme será visto na análise de custo deste trabalho.

As configurações obtidas na Tabela 13 são o resultado do processo de otimização do ponto de vista do desempenho estrutural do segmento. Entretanto, estes resultados não são suficientes para a determinação da configuração de reforço ótima do ponto de vista econômico, pois sabe-se que as diferentes formas de reforço impactam no ciclo de fabricação do segmento de maneiras distintas, e que o preço por quilograma de aço difere entre os tipos de reforço utilizados. Estes aspectos

impossibilitam que a definição da configuração do reforço ótimo seja feita avaliando-se somente o consumo total de aço por unidade de volume, criando a necessidade de realização de uma análise de custo mais detalhada com as alternativas resultantes do dimensionamento – visando a obtenção de uma configuração otimizada em todos os aspectos.

A fim de quantificar o impacto econômico da decisão de projeto sobre a abertura de fissura máxima, decidiu-se por avaliar todas as configurações potencialmente ótimas da Tabela 13. Sendo assim, as alternativas resultantes do dimensionamento e que serão comparadas na análise de custos estão representadas na Figura 103.

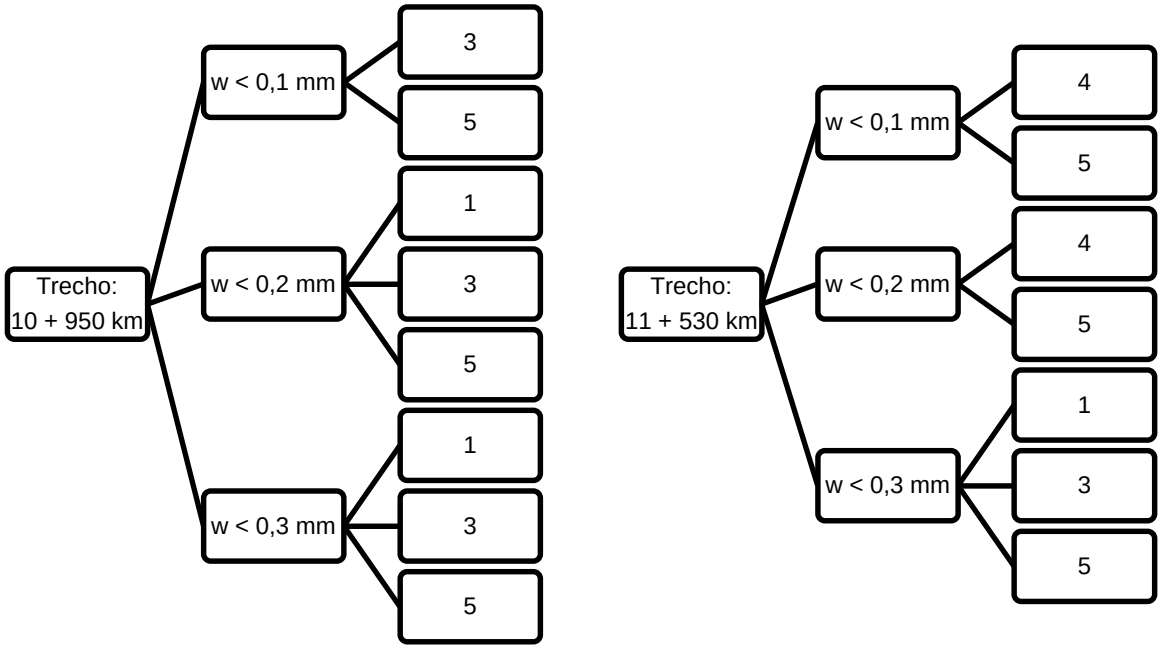


Figura 103 – Alternativas resultantes do dimensionamento para cada trecho em função da abertura de fissura máxima admitida em projeto.

12.6 Conclusões

Utilizando a ferramenta desenvolvida no capítulo 11, foi possível otimizar as configurações de reforços inicialmente propostas, reduzindo consideravelmente a quantidade de aço utilizada. A confirmação do desempenho dessas configurações depende fortemente da precisão da ferramenta desenvolvida, a qual incorpora modelos que devem ser calibrados a fim de obter uma resposta adequada. Neste

ponto destaca-se a importância de realizar ensaios para obter com precisão os parâmetros utilizados para modelar o comportamento do CRF e o modelo adotado para a estimativa da abertura de fissuras. Recorda-se que a abertura de fissura é um fenômeno difícil de ser calculado com precisão, visto o número de variáveis envolvidas. Neste estudo utilizou-se fórmulas semi-empíricas propostas por normas, as quais tendem a superestimar este valor. Porém, existe a possibilidade de utilização de modelos mais complexos existentes na bibliografia, os quais necessitam de resultados de ensaios específicos.

Quanto ao uso dessas configurações, recomenda-se ainda a realização de estudos do ponto de vista de esforços introduzidos pela sapata durante o avanço da tuneladora, análogo ao realizado no memorial. Tal estudo tem o objetivo de verificar a concentração de tensões e deve ser realizado preferencialmente em modelo de elementos finitos. Esta recomendação é feita porque se entende que as reduções de reforço propostas podem ter impacto na resposta estrutural do elemento frente a esta solicitação, ainda que a configuração de 40kg/m³ de fibra de aço, utilizada no estudo do memorial, apresente um coeficiente de segurança de 1,4, indicando a possibilidade de otimização.

Quanto ao comportamento estrutural, é evidente que a redução no reforço utilizado contribui para a perda de rigidez do conjunto e, portanto, deforme mais sob a ação das solicitações. Teoricamente, este fato contribui para o efeito de arqueamento de cargas pelo maciço, o que consequentemente diminui a carga resistida pelo revestimento. Em contrapartida, maiores recalques na superfície são esperados, o que é um efeito indesejado quando se constrói túneis em áreas urbanas. Portanto, é indicado que se faça o acompanhamento dos deslocamentos apresentados pelo maciço (conforme realizado na maioria das obras) durante a implantação dos anéis com a configuração otimizada a fim de se garantir a segurança da própria estrutura e das demais existentes na superfície.

13 ANÁLISE DOS CUSTOS DAS CONFIGURAÇÕES DE REFORÇO

A capacidade do segmento de suportar as solicitações existentes ao longo do seu ciclo de vida – desde a fase de produção até o comportamento final em campo – é requisito básico para a validação do projeto. No entanto, desenvolver um elemento estruturalmente resistente não é garantia de viabilidade econômico-financeira e, consequentemente, de implantação da proposta. Em decorrência das duas variáveis conflitantes, fica evidente a necessidade de otimização, seja do processo ou do produto.

A seguinte análise de custos possui enfoque no produto (segmento), em continuidade aos estudos desenvolvidos nos capítulos anteriores. A abordagem envolve possíveis configurações de reforço do concreto que adequam-se às solicitações estruturais e proporcionam economias construtivas frente ao projeto atual.

13.1 Custo dos materiais

13.1.1 Armadura de aço

Segundo o boletim econômico do Sindicato da Construção de São Paulo (SINDUSCON-SP) [39], o aço CA-50 é um dos materiais que apresentaram variação, em um período de doze meses, superior ao Índice Geral de Preços do Mercado (IGP-M). Partindo dessa informação, verifica-se a necessidade de utilização de dados recentes para a obtenção de uma análise de custos representativa.

Como o mesmo documento apresenta o valor médio de mercado do aço CA-50, empregou-se o preço referente ao mês de outubro de 2013 nas composições do estudo. Este é de R$3,47 (três reais e quarenta e sete centavos) por quilograma de material.

13.1.2 Fibra de aço

As fibras de aço empregadas no reforço do concreto, diferentemente da armadura de aço, possuem pouca tradição e disseminação no setor da Construção Civil brasileira. Características como falta de conhecimento técnico – por parte de muitos especificadores e aplicadores – e de normatização sobre o assunto, demonstram parcela do panorama em que o material está inserido [17]. Além disso, paralelamente à carência de estruturação desse nicho existe a restrição do número de fabricantes do insumo.

A ausência de interesse no levantamento de custos médios de mercado da fibra de aço por parte de entidades do ramo da construção surge como reflexo da situação vigente. Sendo assim, o valor atribuído ao quilograma do material no presente trabalho derivou do diálogo com profissionais e estudiosos do ramo. O custo adotado para os cálculos foi de R$ 5,10.

13.2 Custo da mão-de-obra

A abordagem dos custos relacionados à mão-de-obra envolverá apenas valores do ponto de vista de concepção das armaduras de aço. Parte-se do pressuposto da não necessidade de transporte de insumos por longas distâncias em nenhum momento do processo produtivo dentro do ambiente fabril.

13.2.1 Armador

O profissional denominado “armador” é responsável pela transformação de barras de aço em uma estrutura capaz de configurar um reforço para o concreto. Seu salário é inerente à quantidade de horas mensais de trabalho e a produtividade (ver item 13.3). Dessa forma, verifica-se a necessidade de ambos os índices para a composição de um custo de mão-de-obra por quilograma de armadura produzida.

O preço da hora de trabalho do profissional foi obtido, novamente, em consulta ao boletim econômico do Sindicato da Construção de São Paulo (SINDUSCON-SP) [39]. Este é de R$ 5,98/h e será empregado na análise de custos abaixo.

13.3 Produtividade

O conceito simplificado de produtividade embasa-se na relação existente entre as entradas e saídas de um determinado processo. Quando atribuído à mão-de-obra, a interpretação do termo consiste na combinação entre efetividade e eficiência na transformação do esforço humano em serviços de construção [40].

A produção de segmentos que empregam tecnologias distintas para o reforço do concreto – armadura de aço e fibra de aço – implica em um número de atividades diferente para cada configuração. Neste caso, a principal disparidade reside na existência do serviço de armação quando da adoção de barras de aço. Sendo assim, torna-se imprescindível o mapeamento da produtividade e, consequentemente, a atribuição de um custo à equipe de armadores para a elaboração de uma análise comparativa do ponto de vista econômico-financeiro entre as alternativas de reforço propostas.

13.3.1 Coleta de dados

O mapeamento da produtividade dos funcionários executores do serviço de armação da fábrica de segmentos foi realizado ao longo do mês de outubro de 2013 pela equipe de qualidade do local. O monitoramento (Tabela 14) destinou-se a todos os elementos constituintes do anel e abordou os seguintes dados coletados: número de trabalhadores, quantidade de horas trabalhadas e quantidade de armadura produzida.

Tabela 14 - Exemplo do monitoramento da produtividade.

A1				
MODELO	**ARMADOR**	**HORAS DE TRABALHO**	**QUANTIDADE**	**Kg/hora/homem**
A1-1	4	8,5	4	14,7
A1-2	2	7,5	2	16,6

13.3.2 Metodologia de análise da produtividade

A Razão Unitária de Produção (RUP) é um indicador capaz de mensurar a produtividade da mão-de-obra em um determinado processo. Esta ferramenta deriva da relação existente entre homens-hora (Hh) despendidos e a quantidade de serviço executado [40]. A expressão matemática genérica da RUP apresenta o seguinte formato:

$$RUP = \frac{Hh}{QS}$$

Onde:

Hh = Homens-hora despendidos na execução do serviço

QS = Quantidade de serviço executado pela mão-de-obra em determinado tempo

O estudo da RUP também pode envolver abordagens do ponto de vista temporal: RUP Diária e RUP Cumulativa. A RUP Diária consiste na avaliação da produtividade diária dos envolvidos no processo. A principal característica deste indicador é oscilação ao longo do período decorrente dos fatores externos presentes no dia-a-dia de trabalho. Em contra partida a essa tipologia de análise existe a RUP Cumulativa (produtividade acumulada durante um determinado tempo), capaz de amenizar os efeitos ocasionados pelos dias anormais e apresentar uma tendência de desempenho do serviço [40].

13.3.3 Análise dos dados

Os dados coletados na fábrica de segmentos foram examinados do ponto de vista da metodologia apresentada no item 13.3.2. Para tanto, a unidade adotada para a

quantificação do serviço executado pela mão-de-obra em determinado tempo foi o quilograma de armadura produzida. As análises da RUP Diária e da RUP Cumulativa resultaram no gráfico da Figura 104.

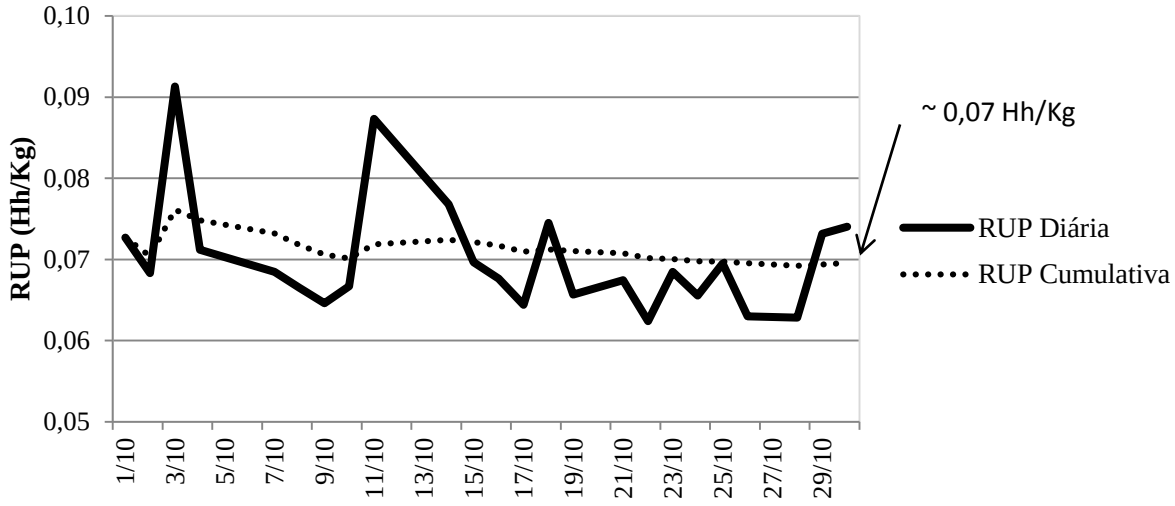


Figura 104 - Razão unitária de produção de armaduras (RUP).

A particularidade do resultado da RUP Cumulativa representar uma tendência do desempenho produtivo do serviço influenciou, de maneira decisiva, na sua utilização nos cálculos da análise de custos. Dessa forma, acumulando os dados coletados ao longo do mês de outubro de 2013 obteve-se um valor de aproximadamente 0,07 Hh/Kg de armadura produzida – conforme pode ser verificado na Figura 104.

13.4 Composição dos custos

O presente trabalho define como custo global do reforço do segmento, para quaisquer configurações, o resultado da somatória do: custo das barras de aço, custo da fibra de aço e custo da mão-de-obra do armador. A equação matemática que representa a composição dos custos encontra-se na sequência.

$$CG = C_{Barras\ de\ Aço} + C_{Fibra\ de\ Aço} + C_{Armador}$$

Onde:

CG = Custo global do reforço do segmento;

$C_{Barras\ de\ Aço}$ = Custo das barras de aço empregadas na elaboração da armadura;

$C_{Fibra\ de\ Aço}$ = Custo das fibras de aço;

$C_{Armador}$ = Custo da mão-de-obra empregada na elaboração da armadura.

Os resultados apresentados a seguir foram baseados em um segmento padrão com volume de 1,65 m³.

13.4.1 Configurações de projeto

As alternativas de reforço previstas no projeto do Metrô abordam três taxas de armadura diferentes 120 Kg/m³, 80 Kg/m³ e 40 Kg/m³. Destas as duas primeiras são compostas unicamente por armadura de aço e a última exclusivamente por fibra de aço. Os custos parciais e globais segundo as premissas adotadas ao longo dessa análise econômico-financeira apresentam-se na Tabela 15.

Tabela 15 - Custos das configurações de projeto.

SEGMENTO PADRÃO – CONFIGURAÇÕES DE PROJETO			
Configuração	**120 Kg/m³* (12ϕ12,5 mm)**	**80 Kg/m³* (12ϕ10 mm)**	**40 Kg/m³** ** **Fibra de Aço**
Tipologia	Original	Original	Original
Quant. Aço (Kg/m³)	120	80	0
Quant. Fibra de Aço (Kg/m³)	0	0	40
Custo Armador (R$)	R$ 82,36	R$ 54,91	R$ -
Custo Aço (R$)	R$ 687,06	R$ 458,04	R$ -
Custo Fibra (R$)	R$ -	R$ -	R$ 336,60
Custo Global (R$)	**R$ 769,42**	**R$ 512,95**	**R$ 336,60**

* Taxa de armação para barras de aço

** Taxa de armação para fibras de aço

13.4.2 Configurações estudadas

Após a verificação estrutural realizada no capítulo 12, algumas configurações foram selecionadas para a análise de custos. Vale ressaltar que as taxas de armadura das alternativas que utilizam barras de aço em sua composição foram acrescidas de 25,6 Kg/m³ (estimativa aproximada) para consideração da armadura construtiva necessária. O custo unitário das propostas de reforço encontra-se na Tabela 16.

Tabela 16 – Custos das configurações estudadas.

SEGMENTO PADRÃO - CONFIGURAÇÕES ESTUDADAS				
Configuração	**40 Kg/m³* (8ϕ8 mm) + 20 Kg/m³****	**40 Kg/m³* (8ϕ8 mm) + 10 Kg/m³****	**36 Kg/m³* (6ϕ8 mm) + 20 Kg/m³****	**10 kg/m³ Fibra de Aço**
Tipologia	I	II	III	IV
Quant. Aço (Kg/m³)	40	40	36	0
Quant. Fibra de Aço (Kg/m³)	20	10	20	10
Custo Armador (R$)	R$ 27,20	R$ 27,20	R$ 24,79	R$ -
Custo Aço (R$)	R$ 226,90	R$ 226,90	R$ 206,84	R$ -
Custo Fibra (R$)	R$ 168,30	R$ 84,15	R$ 168,30	R$ 84,15
Custo Global (R$)	**R$ 422,40**	**R$ 338,25**	**R$ 399,93**	**R$ 84,15**

* Taxa de armação para barras de aço

** Taxa de armação para fibras de aço

A análise comparativa entre os resultados apresentados na tabela acima implica em algumas conclusões imediatas. Primeiramente, dado que ambas as tipologias I e III adequam-se ao desempenho estrutural requerido em projeto, conforme visto no capítulo 12, a tipologia I torna-se dispensável uma vez que apresenta maior custo global por unidade de segmento.

As tipologias II e III foram verificadas para o trecho 10+950 km – 11+530 km e passaram com diferentes aberturas de fissuras. Dessa forma, os custos globais por configuração servem neste caso como fator de ponderação para adoção das tolerâncias aceitáveis. Antevendo a escolha, pode-se afirmar com base nos resultados que o custo da tipologia III por segmento é 18,2% maior do que custo da tipologia II, que se torna estruturalmente viável com a aceitação de uma abertura de fissura de 0,3mm. Em outras palavras, limitar a abertura de fissuras em 0,1 mm impacta em R$ 61,68 no custo unitário do segmento para o caso estudado.

13.5 Estimativa de economia

A seguinte estimativa visa mensurar o impacto econômico causado pela substituição das configurações de projeto pelas alternativas de reforço consideradas viáveis (tipologias II, III e IV). Os dados de comprimento e composição dos trechos foram retirados diretamente dos projetos existentes. Entretanto, a divisão desses trechos não é totalmente compatível com a definida no memorial para o cálculo das

solicitações, de maneira que um trecho de 130m que havia sido designado com a tipologia IV (mais econômica) foi contabilizado com as tipologias II e III.

Foi considerada a existência de condições de projeto especiais nas áreas que recebem a alternativa de reforço de 120 Kg/m³ (12ϕ12,5mm), como proximidade com fundações de edificações civis, por exemplo. Sendo assim, manteve-se a configuração de projeto nestas extensões.

A Tabela 17 mostra os custos calculados para a configuração atual. Vale lembrar que a maioria dos trechos possui mais de uma configuração, portanto seu custo total é uma composição dos custos de cada configuração.

Tabela 17 – Custos calculados para a configuração de reforço atual.

CONFIGURAÇÃO ATUAL				
TRECHOS	**120 Kg/m³* (12ϕ12,5 mm)**	**80 Kg/m³* (12ϕ10mm)**	**40 Kg/m³** Fibra de Aço**	**CUSTO TRECHO (R$)**
15+300 - 15+500	R$ -	R$ 36.808,77	R$ 437.891,67	R$ 474.700,44
14+900 - 15+257,12	R$ -	R$ 97.365,14	R$ 790.854,17	R$ 888.219,30
14+456,12 - 14+800	R$ -	R$ 117.550,59	R$ 818.904,17	R$ 936.454,76
14+100 - 14+456,12	R$ -	R$ 86.678,72	R$ 424.645,83	R$ 511.324,55
13+700 - 14+100	R$ -	R$ 35.621,39	R$ 278.162,50	R$ 313.783,89
13+300 - 13+700	R$ -	R$ 87.866,10	R$ 855.525,00	R$ 943.391,10
13+000 - 13+300,23	R$ -	R$ 70.055,40	R$ 395.037,50	R$ 465.092,90
12+700 - 13+000	R$ -	R$ 111.613,70	R$ 626.450,00	R$ 738.063,70
12+423,50 - 12+700	R$ -	R$ 134.173,91	R$ 613.204,17	R$ 747.378,08
12+100 - 12+413	R$ -	R$ 70.055,40	R$ 371.662,50	R$ 441.717,90
11+700 - 12+100	R$ -	R$ 282.596,38	R$ 720.729,17	R$ 1.003.325,54
11+300 - 11+700	R$ -	R$ 1.465.226,59	R$ -	R$ 1.465.226,59
11+000 - 11+284,17	R$ 65.009,04	R$ 455.360,13	R$ -	R$ 520.369,17
10+700 - 11+000	R$ 770.312,60	R$ 519.478,63	R$ -	R$ 1.289.791,24
10+493,90 - 10+700	R$ -	R$ 568.754,89	R$ 29.608,33	R$ 598.363,23
CUSTO TOTAL	R$ 835.321,64	R$ 4.139.205,76	R$ 6.362.675,00	**R$ 11.337.202,40**

* Taxa de armação para barras de aço

** Taxa de armação para fibras de aço

As duas tabelas a seguir mostram os custos calculados para as configurações propostas, sendo que a Tabela 18 utiliza a tipologia II para todos os trechos (Configuração Proposta 1) e a Tabela 19 utiliza a tipologia III para o trecho 10+950 km – 11+530 km (Configuração Proposta 2).

Tabela 18 – Custos globais da aplicação da Configurações Proposta 1 (w_{max} = 0,3 mm).

CONFIGURAÇÃO PROPOSTA 1 – TIPOLOGIAS II E IV				
TRECHOS	**120 Kg/m³* (12ϕ12,5 mm)**	**10 Kg/m³** Fibra de Aço**	**40 Kg/m³* (8ϕ8 mm) + 10 Kg/m³****	**CUSTO TRECHO (R$)**
15+300 - 15+500	R$ -	R$ 115.511,46	R$ -	R$ 115.511,46
14+900 - 15+257,12	R$ -	R$ 213.686,46	R$ -	R$ 213.686,46
14+456,12 - 14+800	R$ -	R$ 224.010,42	R$ -	R$ 224.010,42
14+100 - 14+456,12	R$ -	R$ 120.381,25	R$ -	R$ 120.381,25
13+700 - 14+100	R$ -	R$ 75.384,38	R$ -	R$ 75.384,38
13+300 - 13+700	R$ -	R$ 228.295,83	R$ -	R$ 228.295,83
13+000 - 13+300,23	R$ -	R$ 110.252,08	R$ -	R$ 110.252,08
12+700 - 13+000	R$ -	R$ 174.922,92	R$ -	R$ 174.922,92
12+423,50 - 12+700	R$ -	R$ 175.312,50	R$ -	R$ 175.312,50
12+100 - 12+413	R$ -	R$ 104.408,33	R$ -	R$ 104.408,33
11+700 - 12+100	R$ -	R$ -	R$ 910.623,42	R$ 910.623,42
11+300 - 11+700	R$ -	R$ -	R$ 966.216,08	R$ 966.216,08
11+000 - 11+284,17	R$ 65.009,04	R$ -	R$ 300.278,66	R$ 365.287,70
10+700 - 11+000	R$ 770.312,60	R$ -	R$ 342.560,40	R$ 1.112.873,00
10+493,90 - 10+700	R$ -	R$ -	R$ 404.808,52	R$ 404.808,52
CUSTO TOTAL	R$ 835.321,64	R$ 1.542.165,63	R$ 2.924.487,07	**R$ 5.301.974,34**

Tabela 19 - Custos globais da aplicação da Configurações Proposta 2(w_{max} = 0,1 mm).

CONFIGURAÇÃO PROPOSTA 2 – TIPOLOGIAS II, III E IV					
TRECHOS	**120 Kg/m³* (12ϕ12,5 mm)**	**10 Kg/m³** Fibra de Aço**	**40 Kg/m³* (8ϕ8 mm) + 10 Kg/m³****	**36 Kg/m³* (6ϕ8 mm) + 20 Kg/m³****	**CUSTO TRECHO**
15+300 - 15+500	R$ -	R$ 115.511,46	R$ -	R$ -	R$ 115.511,46
14+900 - 15+257,12	R$ -	R$ 213.686,46	R$ -	R$ -	R$ 213.686,46
14+456,12 - 14+800	R$ -	R$ 224.010,42	R$ -	R$ -	R$ 224.010,42
14+100 - 14+456,12	R$ -	R$ 120.381,25	R$ -	R$ -	R$ 120.381,25
13+700 - 14+100	R$ -	R$ 75.384,38	R$ -	R$ -	R$ 75.384,38
13+300 - 13+700	R$ -	R$ 228.295,83	R$ -	R$ -	R$ 228.295,83
13+000 - 13+300,23	R$ -	R$ 110.252,08	R$ -	R$ -	R$ 110.252,08
12+700 - 13+000	R$ -	R$ 174.922,92	R$ -	R$ -	R$ 174.922,92
12+423,50 - 12+700	R$ -	R$ 175.312,50	R$ -	R$ -	R$ 175.312,50
12+100 - 12+413	R$ -	R$ 104.408,33	R$ -	R$ -	R$ 104.408,33
11+700 - 12+100	R$ -	R$ -	R$ -	R$ 1.076.669,16	R$ 1.076.669,16
11+300 - 11+700	R$ -	R$ -	R$ -	R$ 1.142.398,75	R$ 1.142.398,75
11+000 - 11+284,17	R$ 65.009,04	R$ -	R$ 300.278,66	R$ -	R$ 365.287,70
10+700 - 11+000	R$ 770.312,60	R$ -	R$ 342.560,40	R$ -	R$ 1.112.873,00
10+493,90 - 10+700	R$ -	R$ -	R$ 404.808,52	R$ -	R$ 404.808,52
CUSTO TOTAL	R$ 835.321,64	R$ 1.542.165,63	R$ 1.047.647,58	R$ 2.219.067,91	**R$ 5.644.202,76**

* Taxa de armação para barras de aço

** Taxa de armação para fibras de aço

Pode-se então analisar o resultado obtido dos custos globais referente à decisão de projeto de abertura de fissura. Adotar uma abertura de fissura máxima de w=0,1 mm, e consequentemente adotar a configuração II para o trecho 10+950 km – 11+530 km gera um acréscimo de custo global no trecho estudado de R$ 342.228,42, que equivale a um aumento de 6% em relação ao custo total adotando w=0,3 mm.

Por fim, é possível avaliar a economia global gerada pela substituição da configuração atual pela proposta. A Tabela 20 mostra os valores da economia gerada por cada alternativa de reforço proposta.

Tabela 20 – Economia global gerada pelas configurações propostas

ESTIMATIVA DE ECONOMIA			
	CUSTO TOTAL (R$)	**ECONOMIA (R$)**	**ECONOMIA (%)**
CONFIGURAÇÃO ATUAL	R$ 11.337.202,40	-	-
CONFIGURAÇÃO 1	R$ 5.301.974,34	**R$ 6.035.228,06**	**53%**
CONFIGURAÇÃO 2	R$ 5.644.202,76	**R$ 5.692.999,64**	**50%**

13.6 Considerações finais

A análise realizada possibilitou uma comparação de custos mais assertiva entre as configurações de reforço atuais e as propostas no capítulo 12, pois contabilizou não só o valor do material como também da mão de obra, realçando assim um aspecto atraente no uso de fibras. Os resultados foram expressivos, demonstrando a grande superestimação de projeto existente e seu impacto econômico, ainda que os valores obtidos sejam passíveis de pequenas variações devido às considerações de preço e de armadura construtiva mínima assumida pela análise.

O uso de reforços apenas com fibra insere outros impactos positivos no ciclo de produção (já discutidos no item 5.2.2) que não foram contabilizados no estudo – devido a complexidade de mensuração dos valores financeiros agregados – como eliminação da área de estoque na fábrica e supressão do processo de posicionamento da armadura, além da diminuição do índice de perdas de segmentos por danos gerados no transporte. Estas vantagens aplicam-se também às configurações mistas, em função da redução na quantidade de aço utilizada.

14 PATOLOGIAS

Nos últimos anos notou-se um aumento na incidência de danos estruturais em segmentos durante a fase construtiva. Reconhecendo essa tendência, a Sociedade Japonesa dos Engenheiros Civis (JSCE) realizou um estudo em 50 grandes obras de 15 grandes construtoras, que resultaram no gráfico de incidência ilustrado na Figura 105 [41]. Vale ressaltar que o Japão já se encontra em um nível de domínio do método construtivo muito maior do que a maioria dos países, incluindo o Brasil.

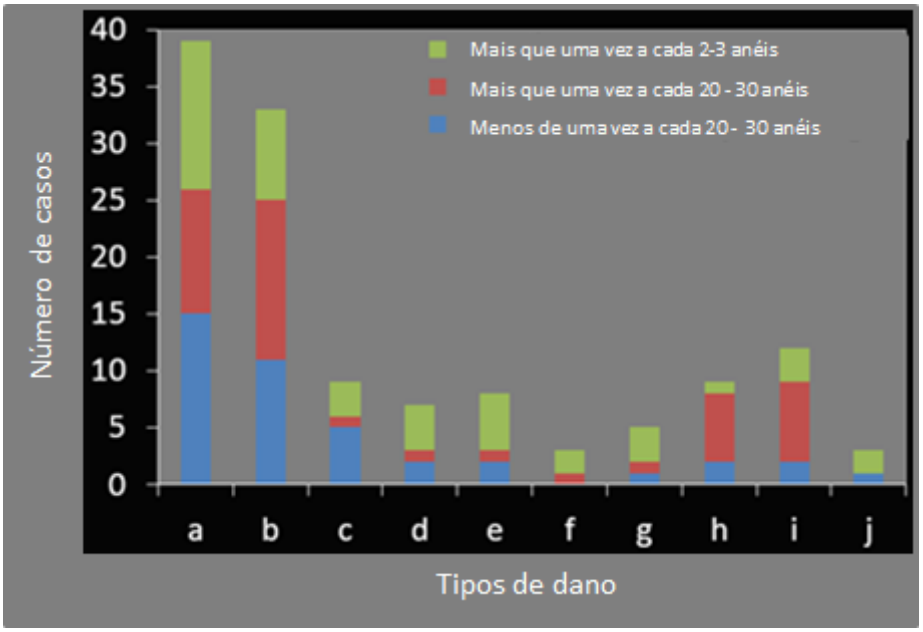


Figura 105 - Gráfico de frequência de danos estruturais nas fases construtivas [41].

Dentre os tipos de dano encontrados, os mais frequentes (tipos a e b) são:

- Fissuras Longitudinais (Figura 106): paralelas ao eixo do túnel, surgem na zona central do segmento, tendo como causa principal a deficiência da superfície de contato das sapatas do sistema de impulsão com o anel (saliência). Quando os macacos iniciam a propulsam da tuneladora, estas deficiências geram concentrações de tensão, que levam a fissuração.

- Fissuras de Canto (Figura 107): localizadas nos cantos dos segmentos, tem duas principais causas – a manipulação imprudente dos segmentos, que pode produzir impactos nos cantos durante a montagem do anel e a presença

de deficiências da superfície de contato nas articulações longitudinais (derivadas da imperfeição angular da peça), que como no caso anterior levam a concentrações de tensão e consequentes fissuras.

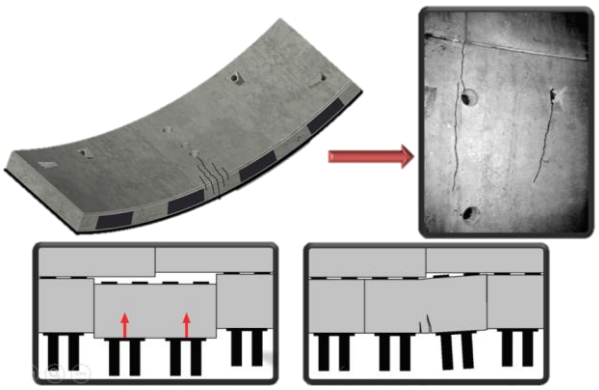


Figura 106 – Fissuras Longitudinais [41].

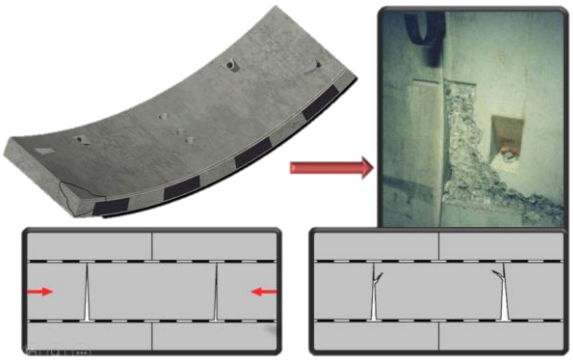
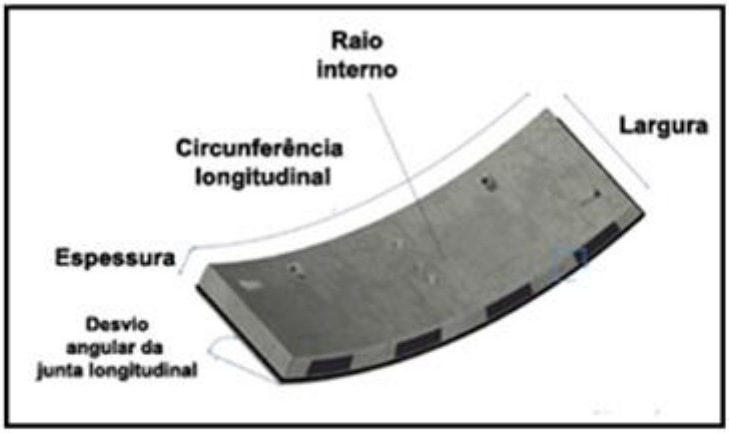


Figura 107 – Fissuras de Canto [41]

Pôde-se concluir do estudo que de maneira geral as fissuras têm como principal causa a deficiência das superfícies de contato radial e longitudinal da peça.

Visando evitar estas deficiências, deve-se estabelecer tolerâncias máximas aceitáveis para as dimensões dos segmentos produzidos, a fim de impedir a entrada de segmentos defeituosos na linha de montagem. Porém, existe grande discordância no meio acadêmico quanto a estas tolerâncias (Figura 108), o que demonstra subjetividade e desconhecimento dos reais mecanismos de desenvolvimento dessas deficiências [41].



	Gomez, (2005)[47]	Duab, (2001)[48]	Brux, (1998)[49]	Toan, (2006)[50]	Clarke-Hackston, (2006)[51]
Largura (mm)	±1,6	±0,6	±0,3	±1	±1
Desvio angular da junta longitudinal (°)	±0,05	±0,04	±0,04		±0,03
Espessura (mm)	±6,4	±3	±2	+3;0	+3;-1
Comprimento de arco (mm)	±3,2	±0,8	±0,6	±1	+3;0
Raio Interno (mm)	±3,2		±1,5	±2	+0,15%;0
Planicidade da junta radial (mm)	±0,08	±0,5	±1	±1	±0,5
Planicidade da junta longitudinal (mm)	±0,08	±0,5	±1	±1	±0,3
Profundidade do encaixe para o gasket (mm)	±0,1				±0,5
Largura do encaixe para o gasket (mm)	±0,1			+0,1;-0,5	±0,5
Posição da abertura para parafuso (mm)	±1,6		±1	±0,5	±1

Figura 108 - Definição da nomenclatura e tabela de tolerâncias recomendadas.

Tendo como objetivo determinar as tolerâncias dimensionais mais prováveis de afetar o comportamento estrutural do revestimento, foi proposto recentemente um mecanismo de acúmulo dessas deficiências, através de uma análise estatística da variação de cada dimensão importante para o processo. Como resultado, obteve-se os gráficos da Figura 109 que indicam a capacidade resistente relativa da peça em função da imperfeição angular e a saliência presente na mesma [41]. Neles identifica-se facilmente o ponto onde há uma queda brusca na capacidade

resistente, podendo servir como base de decisão para a tolerância máxima de produção aceitável.

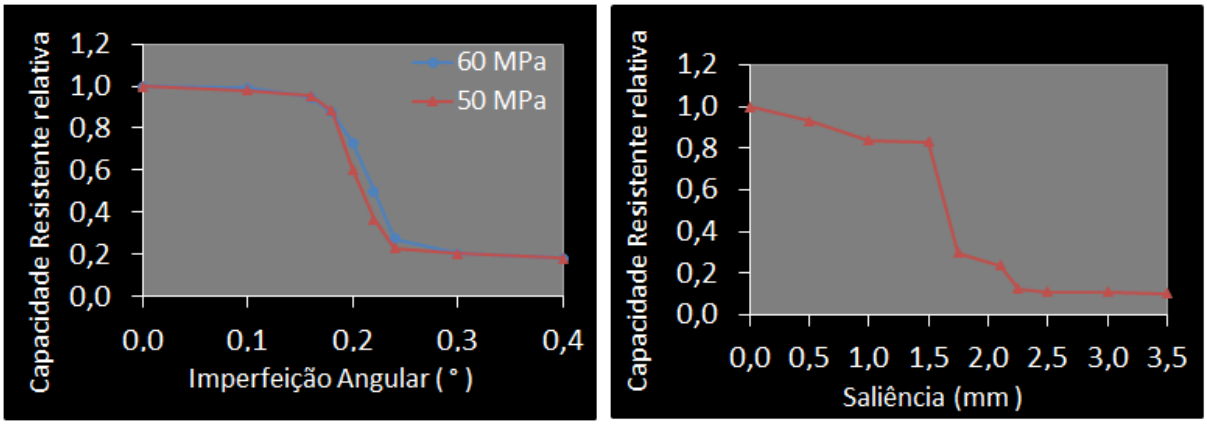
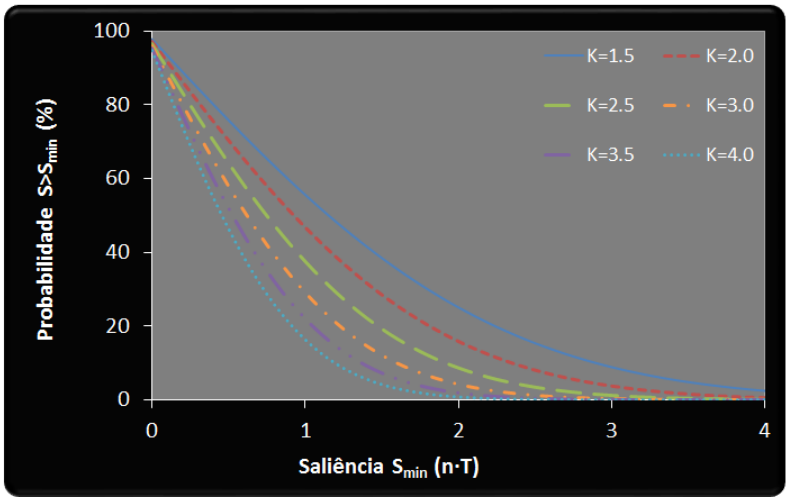
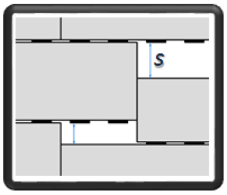


Figura 109 – Variação da Capacidade resistente relativa com o aumento das imperfeições de contato.

Através desses resultados foi desenvolvido um mecanismo de avaliação, ilustrado na Figura 110, que determina a amplificação esperada de uma determinada saliência (S) em relação a tolerância de projeto escolhida, dada uma probabilidade de incidência (nível de confiança) adotada e um coeficiente característico k pré-determinado, que representa seu nível de dispersão [41].





Coeficiente Característico(k)	Coeficiente de Propagação(γ)
1,5	4,01
2,0	3,27
2,5	2,67
3,0	2,22
3,5	1,91
4,0	1,67

Figura 110 – Mecanismo de acumulo de imperfeições - Curva de amplificador da imperfeição de contato esperada [41].

Esse método se mostra como um meio relativamente simples de determinação de uma imperfeição de contato, possibilitando tratar a tolerância de produção como uma variável de projeto. Uma vez definido um cenário de risco aceitável (Coeficiente

Característico K e Nível de confiança), calcula-se a imperfeição de contato máxima resistida pelo segmento. Associando esse valor ao modelo proposto, determina-se tolerância dimensional, a ser controlada na produção. Dessa forma, o processo deixa de ser subjetivo, possibilitando ainda a avaliação pessoal do responsável técnico através da análise de risco.

Nesse contexto, pode-se propor um estudo das tolerâncias de projeto na produção dos segmentos, tendo como ambiente de análise a fábrica da Linha 5 visitada. Esse estudo compreende a medição de dimensões cujas tolerâncias são premissas de projeto (como variações dimensionais dos segmentos) a fim de se formar uma amostra estatisticamente significativa, confrontando o cenário encontrado com o que é previsto pela metodologia proposta nesse capítulo.

Dessa forma, pode-se validar o mecanismo de acumulo de imperfeições proposto na teoria, avaliando simultaneamente a eficácia do método de controle dimensional atualmente implantado, que ganha ainda mais importância quando não se utilizam almofadas de amortecimento (packers) que poderiam amenizar as deficiências de contato.

15 ANÁLISE DA VARIABILIDADE DIMENSIONAL E SEU CONTROLE NA PRODUÇÃO

Evitar a formação das patologias previamente discutidas é de extrema importância para integridade e durabilidade do revestimento do túnel. Para tal, é necessário que se estabeleçam tolerâncias de projeto coerentes, um processo produtivo preciso e com controle dimensional eficaz a fim de se minimizar as deficiências de contato finais que provoquem tais patologias. Visando melhorar a definição dos parâmetros de controle e quantificar tais deficiências, o seguinte modelo de análise (Figura 111) é proposto:

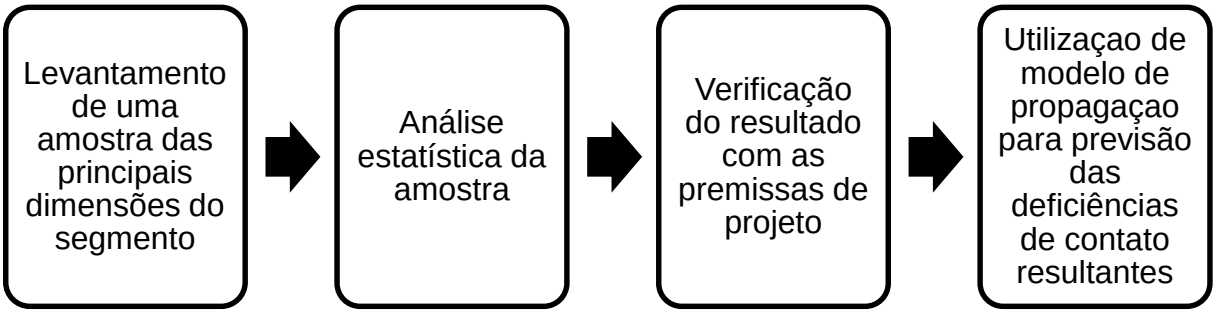


Figura 111 - Modelo de análise.

15.1 Levantamento da amostra

Dentre as dimensões do segmento já citadas anteriormente que podem ter influência na deficiência de contato final, o presente estudo terá como foco duas delas:

- Espessura: uma variação negativa na espessura do segmento diminui diretamente sua resistência à esforços transversais, impactando no desempenho estrutural do revestimento como um todo. Não foram encontrados impactos da variação positiva na espessura do segmento na bibliografia estudada, porém entende-se que se essa variação atingir grande magnitude é possível que ela gere um aumento em seu peso próprio, além de dificultar sua manipulação e posicionamento.

- Largura: a variação na largura é a principal responsável pela deficiência de contato nas juntas circunferenciais (direção do eixo do túnel). Sabendo que o empuxo das sapatas durante o avanço da tuneladora também se dá nessa direção, o controle da largura torna-se ainda mais importante para evitar o surgimento de fissuras longitudinais.

Devido às limitações práticas como o acesso à equipamentos mais precisos, concluiu-se que seria ineficiente realizar a medição do desvio angular da junta longitudinal, uma vez que o erro cometido na medição seria muito significativo e inviabilizaria qualquer análise.

Dessa forma, a análise que segue é referente à formação de deficiências de contato exclusivamente nas juntas circunferenciais que, consequentemente, contribuem apenas para o controle da fissuração longitudinal das peças.

15.1.1 Levantamento da espessura – Visita de campo à fábrica

O levantamento da espessura dos segmentos foi realizado em visita ao estoque de segmentos da fábrica. Utilizando um paquímetro digital foram realizadas três medidas por segmento – na seção de cada um dos três furos destinados aos conectores, em segmentos aletoriamente escolhidos. Esse procedimento visou minimizar o efeito da variabilidade da espessura em um mesmo segmento, e possíveis falhas tendenciosas de produção, de maneira que foram medidos segmentos de pilhas afastadas entre si.

Tendo em vista o procedimento executado e a grande precisão do equipamento utilizado, os erros de medição foram desprezados. Mesmo que contabilizados, estes erros só teriam efeito como variação positiva dos dados coletados (pois não é possível medir uma espessura menor que a real), de maneira que não teriam grande impacto na análise, como será visto no decorrer do capítulo. A Tabela 21 mostra os resultados do levantamento de campo.

Tabela 21 – Medidas de Espessura coletadas em campo.

SEG	TIPO	IDENT.	MEDIDAS (mm)			
			e Esquerda	e Centro	e Direita	e Média
1	C2	1638	305,74	300,84	303,67	303,42
2	A1	1637	304,16	302,28	303,71	303,38
3	B1	1636	302,15	302,68	303,99	302,94
4	C2	1924	303,71	302,15	302,15	302,67
5	B1	1922	304,89	302,14	303,21	303,41
6	C2	2065	303,71	304,75	304,64	304,37
7	A1	1914	304,32	302,89	303,48	303,56
8	B1	2063	303,28	303,40	304,23	303,64
9	C2	2867	305,14	305,01	303,16	304,44
10	A1	2866	305,23	304,01	304,88	304,71
11	B1	2865	305,15	303,61	304,32	304,36
12	C2	3100	305,56	304,66	301,96	304,06
13	A1	3099	302,52	301,75	303,03	302,43
14	B1	3098	302,74	303,05	303,60	303,13
15	C2	3138	302,96	301,57	302,14	302,22
16	A1	3137	301,69	300,56	302,12	301,46
17	B1	3136	301,83	301,61	302,38	301,94
18	C2	869	305,91	303,36	302,64	303,97
19	A1	816	303,97	302,39	303,59	303,32
20	B1	796	301,49	301,56	302,11	301,72
21	C2	3167	304,84	307,40	303,22	305,15
22	B1	3165	303,61	302,82	302,51	302,98
23	A1	728	301,74	301,56	303,07	302,12
24	B1	727	303,37	303,45	304,12	303,65
25	C2	682	300,20	301,48	304,28	301,99
26	A1	572	303,34	301,05	304,47	302,95
27	B1	104	305,40	303,19	302,44	303,68
28	C2	647	302,77	303,03	302,94	302,91
29	A1	641	301,18	300,16	302,98	301,44
30	B1	579	302,25	301,42	304,92	302,86
31	A1	3574	301,51	301,29	303,44	302,08
32	B1	3573	301,92	302,97	303,37	302,75
33	A1	3655	302,29	302,21	303,54	302,68
34	B1	3654	302,29	302,28	302,59	302,39
35	A1	4399	302,51	301,65	304,37	302,84
36	B1	4398	301,68	303,45	303,78	302,97
37	A1	3779	303,90	302,18	304,40	303,49
38	A1	3827	304,6	300,48	302,84	302,64
39	B1	3826	303,36	303,37	304,64	303,79
40	A1	3770	303,20	300,31	303,51	302,34
41	B1	3769	303,50	303,31	304,53	303,78
42	A1	3910	301,53	302,45	304,34	302,77
43	B1	3909	301,19	301,52	302,84	301,85
44	A1	3684	301,92	300,84	303,25	302,00

45	B1	3683	304,72	300,95	303,51	303,06
46	A1	3633	302,45	302,35	303,27	302,69
47	B1	3632	301,25	302,33	304,33	302,64
48	A1	3560	304,57	303,43	303,00	303,67
49	B1	3560	302,68	302,24	302,16	302,36
50	A1	3493	302,59	301,05	303,69	302,44
51	B1	3493	301,94	303,95	303,13	303,01

15.1.2 Aquisição do registro da largura - Controle de qualidade na fábrica

A amostra relativa à largura foi obtida com a colaboração da equipe de Controle da Qualidade da fábrica, a qual forneceu os dados referentes à medição da largura de todos os segmentos produzidos utilizando um paquímetro de 2,0 m. A largura do segmento é diferente em cada um desses pontos, pois varia ao longo de seu comprimento devido ao modelo de anel universal utilizado (conforme citado anteriormente).

Um tratamento preliminar desses dados foi realizado. Expurgaram-se pontos fora do intervalo esperado, assumindo-se a hipótese de que estes pontos poderiam ser fruto de erros sistemáticos (como de digitação ou posicionamento na tabela, por exemplo). Como se trata de uma amostra praticamente integral da população estudada (com grande número de elementos) tal atitude pode ser tomada sem prejudicar a análise.

Tendo em vista este pré-processamento realizado com os dados, a amostra foi definida contendo o número de medições apresentadas na Tabela 22. Por representar praticamente toda a população de segmentos já fabricados, é evidente que a amostra é suficiente para se estimar o comportamento do processo.

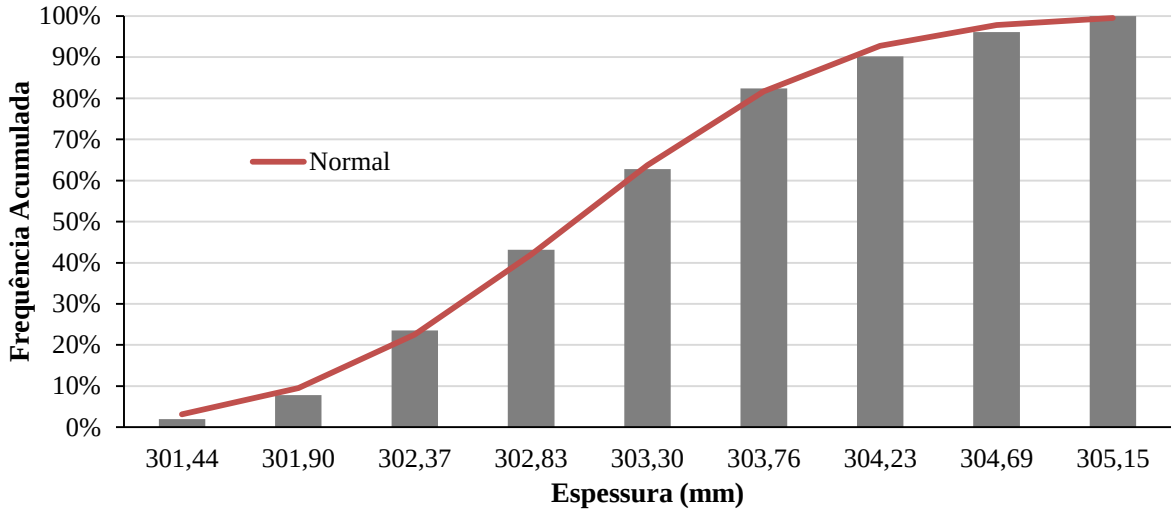
Tabela 22 - Amostra total da largura dos segmentos.

	A1	**B1**	**B2**	**C1**	**C2**	**D1**	**Invert**	**Total**
Amostra	730	722	736	720	736	733	873	5250

15.2 Análise estatística

15.2.1 Espessura

Com base na amostra coletada, pode-se determinar a distribuição dos valores de espessura da população expressa na Figura 112, que mostra também sua aproximação pela Normal. A validade da aproximação é confirmada pelo quadro comparativo que mostra a distribuição da amostra dentro das faixas de desvio padrão.



Maior medição	307,4
Menor medição	300,16
Média	303,002
σ	0,840
Segmentos medidos	51
Erro Aceitável	0,23

Intervalo	Amostra	Dist.Normal
± 1 σ	68,4%	68,2%
± 2 σ	95,7%	95,4%
± 3 σ	99,6%	99,7%

Figura 112 – Distribuição acumulada de valores de Espessura, com resultados estatísticos e quadro comparativo.

A variação entre as três medidas realizadas nos segmentos também foi analisada. Foi encontrada uma variação de média de 2,04 mm, que tem como principal causa a rugosidade da parte externa do segmento (voltada para o solo). Essa variação tem pouca importância do ponto de vista do desempenho do segmento, uma vez que os vazios entre a estrutura e o solo serão preenchidos com a injeção de argamassa, fazendo com que tal variação seja anulada. Além disso, por se tratar de uma

variação pequena, ela não deve provocar uma mudança significativa no comportamento estrutural da peça.

15.2.2 Largura

Com a amostra estabelecida, realizou-se o mesmo processo descrito anteriormente para a espessura visando avaliar a aproximação pela Normal. A Figura 113 traz como exemplo apenas as curvas obtidas para os tipos de segmento A1 e B1, pois todas as tipologias apresentaram comportamento estatístico semelhante. As curvas foram calculadas para 20 faixas de Largura, que foram determinadas com base nos valores mínimos e máximos encontrados em cada tipo de segmento da amostra.

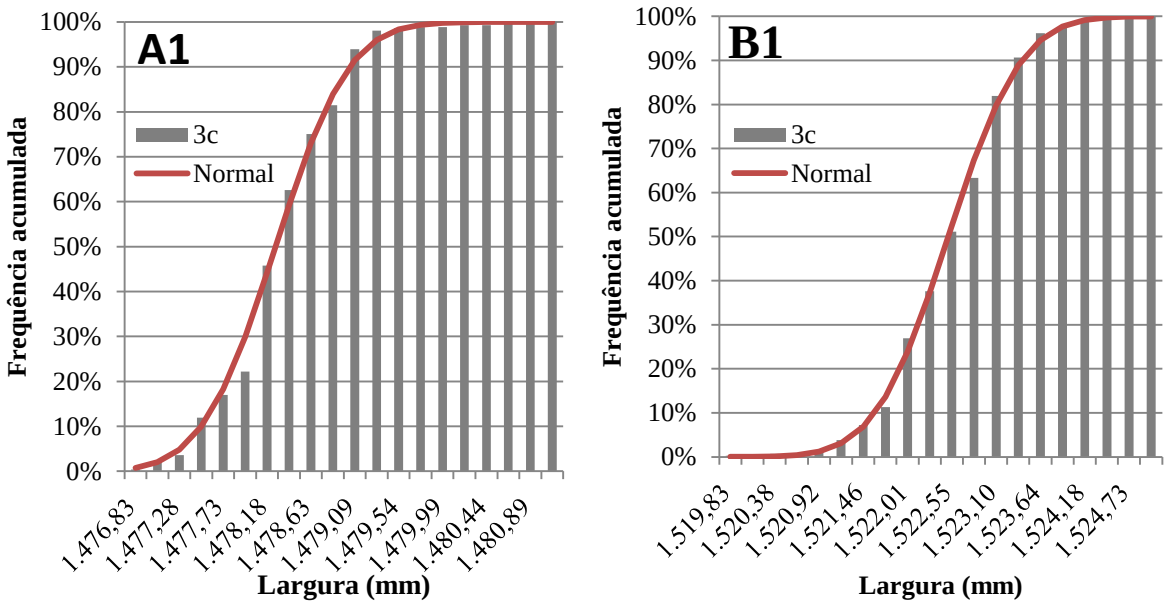


Figura 113 - Distribuição acumulada de valores de Largura para segmentos do tipo A1 e B1.

Observa-se a formação de patamares na distribuição (últimos 3 valores para A1 e os 3 primeiros para B1), o que é explicado pela presença de alguns pontos estarem nitidamente fora da tendência da amostra, mesmo após o pré-processamento realizado. Dessa forma, como a curva é calculada com base nos valores máximos e mínimos, estes pontos podem ocasionar a formação destes patamares.

Entretanto, mais uma vez fica visível a possibilidade da aproximação pela Normal, o que se comprova nos resultados comparativos da Tabela 23, que mostram a

diferença entre a distribuição da amostra e a Normal para todos os tipos de segmento.

Tabela 23- Quadro comparativo da compatibilidade entre a distribuição da Largura e a Curva Normal.

% no intervalo DP	A1	B1	B2	C1	C2	D1	Invert	Dist.Normal
± 1 σ	-2,2%	1,7%	6,1%	-0,1%	0,8%	0,0%	4,4%	68,2%
± 2 σ	0,6%	0,9%	-1,0%	-0,1%	-0,3%	-2,4%	-0,2%	95,4%
± 3 σ	-0,5%	-0,9%	-0,7%	-0,5%	-0,1%	-0,1%	-0,6%	99,7%

As diferenças encontradas entre a aproximação pela Normal e a distribuição da amostra são no máximo de 2,4%, com exceção dos segmentos tipo B2 e Invert, que apresentaram diferenças de 6,1% e 4,4% respectivamente no intervalo de ± 1 σ, o que demonstra que a dispersão da distribuição de suas larguras é inferior à dispersão da Normal. No entanto, considera-se que mesmo a diferença apresentada nestes casos ainda é tolerável e não deve invalidar a aproximação sugerida.

A Tabela 24 mostra os resultados estatísticos da amostra. Vale lembrar que não foi calculado o erro aceitável, pois considerou-se que devido ao tamanho da amostra seus resultados refletem no comportamento do processo de produção, de forma que não existem erros de estimativa.

Tabela 24 - Resultados estatísticos da Largura.

	A1	B1	B2	C1	C2	D1	Invert
Mínimo	1.476,60	1.458,78	1.519,56	1.490,30	1.537,60	1.521,00	1.479,00
Máximo	1.481,12	1.465,70	1.525,00	1.495,40	1.542,64	1.524,50	1.482,74
Média	1.478,27	1.461,10	1.522,51	1.492,66	1.539,89	1.522,92	1.480,39
σ	0,60	0,80	0,70	0,63	0,71	0,46	0,49
σ (%)	0,04%	0,06%	0,05%	0,04%	0,05%	0,03%	0,03%
Amostra	730,00	722,00	736,00	720,00	736,00	733,00	873,00

É importante observar que o desvio padrão da distribuição varia de acordo com o tipo de segmento. Isso pode ocorrer devido à sua geometria individual e ao uso de fôrmas metálicas diferentes para cada segmento, que podem ter impacto na precisão da largura da peça. Dessa forma, o presente estudo buscará avaliar individualmente os segmentos, não generalizando as análises a fim de se considerar os diferentes desvios.

15.3 Verificação das premissas de projeto

Como já foi discutido anteriormente, não existe um consenso geral no meio acadêmico sobre quais as tolerâncias a serem adotadas na produção de segmentos. A Tabela 25 mostra as principais tolerâncias de projeto da linha Lilás do metrô.

Tabela 25 - Tolerâncias dimensionais de projeto.

Parâmetro	Tolerância
Raio (até o centro do segmento)	± 1mm
Raio interno (até a face interna)	± 2mm
Junta Radial	± 0,02°
Arco da Aduela	± 0,02°
Comprimento	± 1mm
Comprimento de Arco	± 1mm
Largura	± 0,5mm
Espessura	+5mm - 1mm
Diagonal	± 1mm
Diferença entre larguras laterais	± 1mm

Quando se compara tais tolerâncias com aquelas encontradas na bibliografia (previamente citadas) é possível notar que dentre os parâmetros em comum existe certa coerência, uma vez que nenhuma tolerância definida em projeto ultrapassa os limites da bibliografia. Entretanto, sabe-se que estes limites são muito amplos, deixando ainda uma grande dúvida quanto ao valor a ser adotado. Tendo isso em vista, foram calculadas para as duas variáveis em estudo as probabilidades de não conformidade para cada tolerância da bibliografia e para a tolerância de projeto. Os valores de tolerância foram ordenados em ordem decrescente, a fim de se facilitar a interpretação dos dados.

Cabe aqui uma observação sobre certa incongruência de informações. Enquanto o projeto informa que uma tolerância de ± 0,5mm é o limite para a variação da largura, a equipe de controle da qualidade utiliza o limite de ± 2mm em suas verificações, valor que fica acima do maior limite encontrado na bibliografia (± 1,6mm). A fim de avaliar o impacto dessa alteração, os cálculos forma realizados também para este último valor.

15.3.1 Espessura

Como não existe uma verificação dessa dimensão em obra, consideraram-se apenas as referências bibliográficas já citadas e o valor informado em projeto. Retomando os resultados estatísticos demonstrados, nota-se que a espessura varia em média 3 mm acima do valor de projeto, sendo que a menor espessura média encontrada foi de 300,16 mm, o que indica que a mesma não deve ultrapassar o limite inferior de projeto, que é o mais importante no desempenho estrutural da peça. De fato, isso pode ser confirmado examinando a Tabela 26, onde foram calculadas separadamente as probabilidades de não conformidade pelos limites superior e inferior de projeto, com base na aproximação pela Normal.

Tabela 26 - Probabilidades de não conformidade com valores de bibliografia e projeto para a espessura.

Valor de Projeto	**300 mm**		
Referência	**Tolerância**	**Prob. de não conformidade**	**Total**
Gomez (2005)	+ 6,4	0,0%	0,0%
	- 6,4	0,0%	
Duab (2001)	+ 3	50,1%	50,1%
	- 3	0,0%	
Projeto	+ 5	0,9%	0,9%
	- 1	0,0%	
Clarck-Hackeston (2006)	+ 3	50,1%	50,1%
	- 1	0,0%	
Brux (1998)	+ 2	88,4%	88,4%
	- 2	0,0%	
Toan (2006)	+ 3	50,1%	50,1%
	- 0	0,0%	

Os resultados mostram que o atual processo tem probabilidade quase nula de produzir peças fora da variação dimensional permitida em projeto. Mais que isso, é possível concluir que mesmo para os demais limites encontrados na bibliografia, só existe probabilidade de não conformidade em relação ao limite superior que, como já foi comentado, tem como principal causa a rugosidade do segmento e é considerado de menor importância. Dessa forma, conclui-se que o processo tem precisão suficiente para garantir o bom desempenho do segmento em relação à dimensão da espessura.

Vale ressaltar que mesmo com o processo se comprovando eficiente, a prática de um controle de qualidade dimensional da espessura é recomendada, tendo em vista que a realização de um levantamento periódico no estoque (análogo ao realizado por este trabalho) teria um custo desprezível e pode garantir a qualidade da produção quanto à esta dimensão.

15.3.2 Largura

Realizou-se a análise de conformidade semelhante à feita com a espessura, porém incluindo o valor utilizado para controle pela equipe de qualidade. Nesta análise, o Invert foi excluído por se tratar de um segmento diferenciado e sem função estrutural. Devido ao grande número de elementos da amostra, foram calculados dois valores: a probabilidade de não conformidade utilizando-se a aproximação pela curva Normal e a quantidade percentual real de segmentos não conformes da amostra, tendo como objetivo adicional avaliar o uso da aproximação Normal como ferramenta de previsão. Os resultados encontram-se na Tabela 27.

Tabela 27 – Probabilidades e quantidades reais de não conformidade para a Largura.

	Referências	**Controle de Qualidade**	**Gomez (2005)**	**Toan/ Clarck-Hackeston (2006)**	**Duab (2001)**	**Projeto**	**Brux (1998)**
	Tolerância	2	1,6	1	0,6	0,5	0,3
A1	Prob. de não conformidade	5,5%	17,7%	53,3%	77,7%	82,6%	90,7%
	Quantidade Real	2,7%	19,6%	50,7%	80,7%	83,8%	88,6%
B1	Prob. de não conformidade	19,5%	35,9%	**65,1%**	81,9%	85,5%	91,8%
	Quantidade Real	16,2%	32,1%	**71,3%**	82,3%	84,8%	90,2%
B2	Prob. de não conformidade	0,8%	3,4%	18,6%	42,8%	50,9%	69,2%
	Quantidade Real	1,0%	4,2%	14,7%	43,9%	48,9%	67,7%
C1	Prob. de não conformidade	1,6%	6,6%	**29,6%**	55,8%	63,1%	77,9%
	Quantidade Real	2,2%	6,4%	**39,0%**	53,3%	59,7%	75,3%
C2	Prob. de não conformidade	0,9%	3,8%	19,9%	44,2%	52,2%	**70,1%**
	Quantidade Real	0,8%	4,1%	24,3%	46,3%	50,5%	**59,4%**
D1	Prob. de não conformidade	0,0%	0,1%	3,6%	20,9%	29,6%	**53,1%**
	Quantidade Real	0,0%	0,3%	4,9%	20,7%	27,0%	**46,2%**

Sobre o aspecto da aproximação pela Normal, é possível concluir que os resultados são satisfatórios, uma vez que dos 36 pontos calculados apenas 4 apresentaram

diferença entre o real e o calculado superior a 5% (valores destacados na Tabela 27), validando novamente a adoção dessa aproximação para caracterizar a população.

A fim de avaliar a qualidade do processo de produção de forma global, foram calculadas as probabilidades de não conformidade médias, ponderadas pelo número de elementos na amostra de cada tipo de segmento. Os valores resultantes, ilustrados no gráfico da Figura 114, permitem identificar o impacto da adoção de diferentes tolerâncias na avaliação da qualidade do processo.

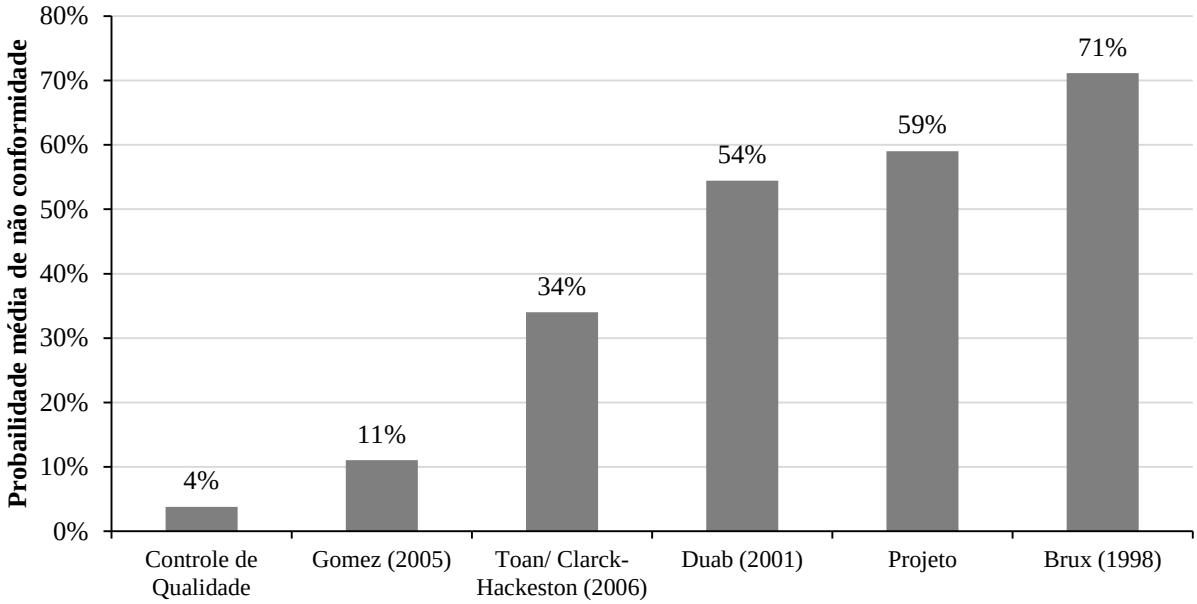


Figura 114 - Gráfico das probabilidades de não conformidade encontradas para diferentes tolerâncias

Nota-se, por exemplo, que para a tolerância considerada pela equipe de controle da qualidade da fábrica, o processo possui um índice de não conformidade de apenas 4%, enquanto que se adotado a tolerância de projeto, esse índice sobe para 59%. Este alto índice seria provavelmente considerado inaceitável, e levaria a uma revisão do processo produtivo a fim de se obter maior precisão dimensional nas peças.

A análise dos resultados deixa clara a correlação entre a determinação da tolerância a ser controlada e o resultado final do processo. Uma tolerância mal especificada pode permitir a consolidação de um processo com variabilidade dimensional excessiva, que leva à deficiências de contato na estrutura e, consequentemente, às patologias previamente evidenciadas.

16 MODELO DE PREVISÃO DAS DEFICIÊNCIAS DE CONTATO

O item 15 realizou uma análise estatística a respeito de duas dimensões do segmento: largura e espessura. Conhecendo-se o comportamento da população, é possível agora utilizar um modelo de previsão para se definir qual deve ser a tolerância de projeto adotada e qual a provável deficiência de contato resultante dessa tolerância.

16.1 Descrição do modelo

O modelo foi deduzido avaliando a interação de diferentes deficiências de contato e seu impacto no desempenho estrutural dos segmentos frente às solicitações de empuxo das sapatas da tuneladora. Tal interação é ilustrada na Figura 115, que mostra a interação entre deficiências de contato nas juntas radiais (causadas por imperfeições angulares) e nas juntas longitudinais (saliências causadas por diferenças nas larguras de peças adjacentes). Além disso, é ressaltado que estas deficiências podem se propagar entre diferentes segmentos através do chamado mecanismo de acumulação, podendo resultar em deficiências ainda maiores [41].

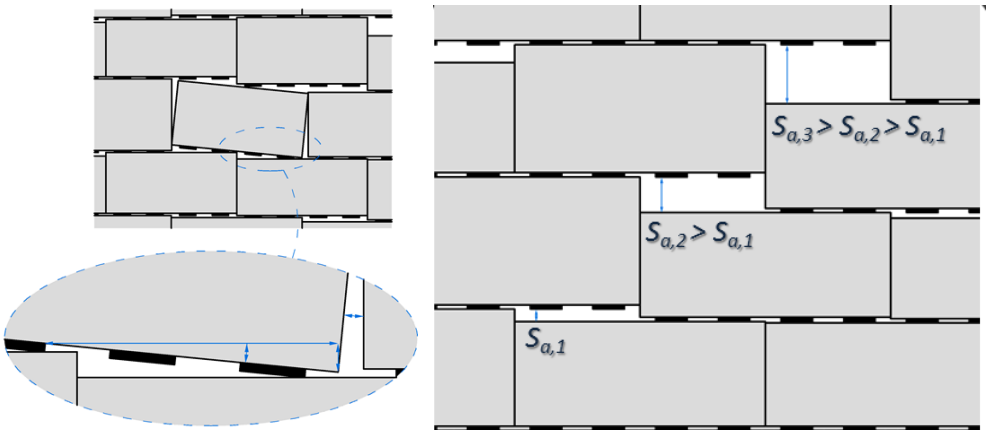


Figura 115 - Interação entre diferentes deficiências de contato.

Primeiramente, o estudo utilizou o Método dos Elementos Finitos para simular as deficiências contato, que em seguida é comparado e validado com uma abordagem analítica simplificada. O modelo foi então utilizado em um estudo paramétrico no qual se produziu a relação entre o dano estrutural e as deficiências de contato, onde se verificou que as deficiências de contato afetam a carga máxima resistida pelos

segmentos. As curvas da Figura 116 a seguir foram mostram a capacidade resistente relativa (que representa a resistência do segmento em relação à definida em projeto) com a evolução da saliência na junta circunferencial.

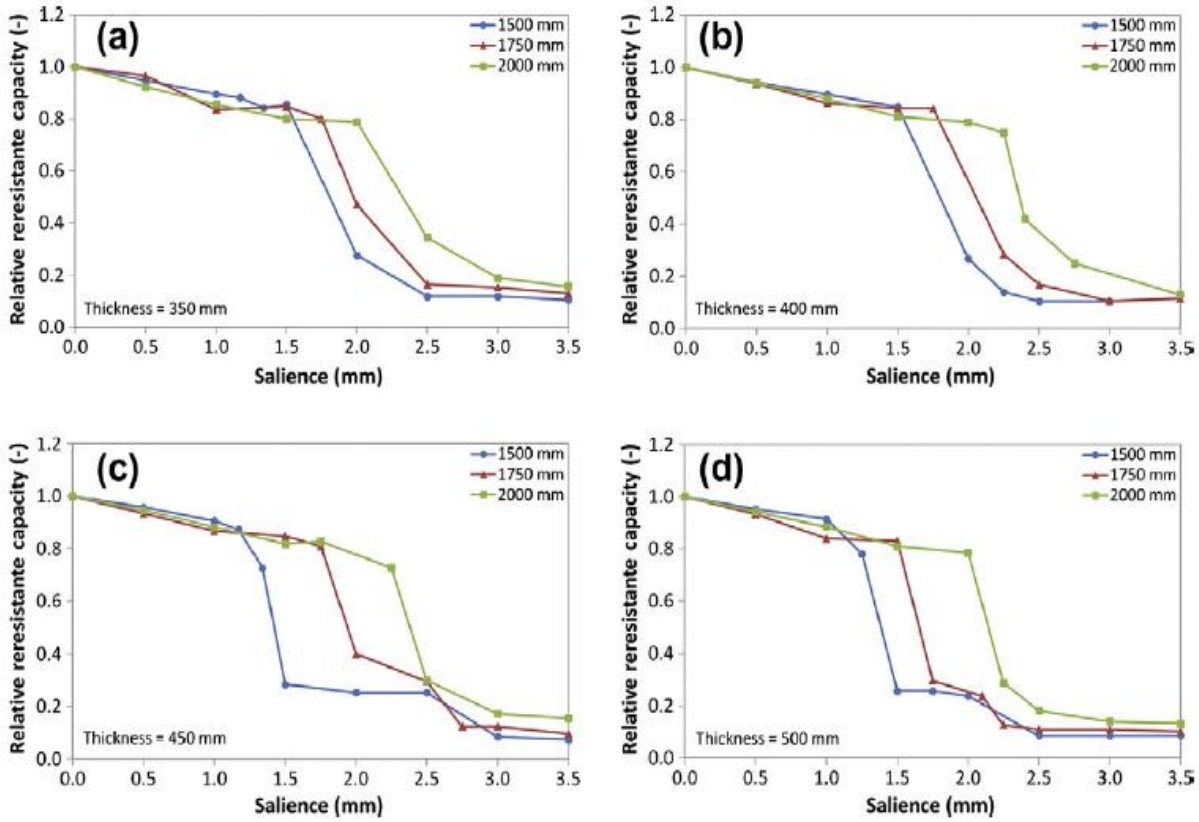


Figura 116 – Capacidade resistente relativa e saliência na junta circunferencial para diferentes valores de largura e espessura [42].

Pode-se notar que as variações de inclinação da curva refletem mudanças no comportamento estrutural do segmento afetado pelas deficiências de contato. Basicamente, para valores baixos da saliência, a deformação dos segmentos rapidamente reduz a deficiência de contato, de maneira que o contato entre as superfícies inicialmente separadas ocorre antes de a carga crítica ser alcançada (a carga crítica é definida no estudo como a carga equivalente ao dano crítico, ou seja, que provoca uma situação de deformações excessivas, próxima a ruptura).

Entretanto, se a magnitude da saliência é suficientemente grande, o dano crítico ocorre antes que a deficiência de contato inicial possa ser eliminada, e o estado de apoio é alterado.

A partir deste ponto, qualquer aumento da deficiência de contato não afeta a carga crítica, que permanece quase constante, independentemente do valor de saliência. As fissuras observadas em tais situações se estendem ao longo da largura do segmento (fissuras longitudinais), que são típicas de lajes profundas sujeitas a apoio desigual. Este comportamento corresponde à parte final da curva [42] .

A queda abrupta na capacidade resistente relativa marca a transição entre dois mecanismos de fissuração. A saliência de aproximadamente 1,5 mm que equivale a essa queda pode então ser tomada como limite para a deficiência de contato no processo a fim de se limitar a perda de capacidade relativa do segmento aos 20% apresentados no primeiro trecho dos gráficos da Figura 116.

Vale ressaltar que os resultados obtidos variam com a espessura e a largura do segmento. No presente estudo, serão adotados os resultados para 1500 mm de largura e 350 mm de espessura (gráfico (a) da Figura 116), o que se configura como uma abordagem conservadora, pois a saliência limite tende a aumentar conforme a espessura diminui.

Um estudo posterior propõe [43] então o seguinte modelo para realizar a previsão das deficiências de contato:

- Definição da tolerância máxima de um anel isolado através da equação:

$$T = k.\sigma = k.\sqrt{\left(\frac{T_{packer}}{k_{packer}}\right)^2 + \left(\frac{T_{mold}}{k_{mold}}\right)^2 + \left(\frac{T_{pl}}{k_{pl}}\right)^2}$$

Onde:
T = tolerância total;
σ = desvio padrão da distribuição da variável controlada;
k = coeficiente característico.

Os índices fazem referência a três possíveis geradores de deficiências: os packers, a fôrma (“mold”), e o posicionamento do anel (“pl”, derivado de *placement*). No presente estudo, não há utilização de packers nos segmentos, e as deficiências geradas no posicionamento serão desconsideradas a fim de simplificar a análise.

Dessa forma, temos que a tolerância total T é a admitida para a largura, e pode-se obter o coeficiente característico k como $k = T/\sigma$.

- Definição do coeficiente de propagação através da equação:

$$\gamma = s_{max} = \frac{1}{C}.ln\frac{(\Delta S)^{1/D} - A}{B}$$

Onde γ é o coeficiente de propagação a ser utilizado na obtenção da deficiência de contato final, e ΔS é o grau de confiança, ou seja, $(1 - \Delta S)$ é a probabilidade de superação desse valor. Os parâmetros A, B, C e D podem ser obtidos através da Tabela 28, que os apresenta em função de k, para um anel com 6 segmentos.

Tabela 28- Constantes da função de probabilidade interpolados para o anel de 6 segmentos [44].

Coeficiente Característico k	**Parâmetros**			
	A	**B**	**C**	**D**
1,50	0,0349	0,0219	1,2156	1,6050
1,75	0,0336	0,0218	1,3041	1,5925
2,00	0,0333	0,0222	1,4097	1,5929
2,25	0,0326	0,0224	1,5405	1,5880
2,50	0,0314	0,0219	1,6970	1,5711
2,75	0,0306	0,0216	1,8637	1,5600
3,00	0,0302	0,0214	2,0357	1,5532
3,25	0,0296	0,0210	2,2122	1,5441
3,50	0,0298	0,0211	2,3806	1,5469
3,75	0,0297	0,0211	2,5520	1,5452
4,00	0,0294	0,0209	2,7272	1,5412

Temos, por fim, que a deficiência de contato resultante δ é igual ao coeficiente de propagação γ multiplicado pela tolerância total T: $\delta = \gamma.T$.

O modelo permite assim calcular a deficiência de contato gerada pela variação da largura, utilizando como dados de entrada a tolerância de controle de projeto, o desvio padrão da distribuição e o grau de confiança desejado.

16.2 Aplicação do modelo

O modelo apresentado anteriormente foi aplicado para todos os tipos de segmento (novamente com exceção do Invert), adotando um grau de confiança de 97,5%, indicado como razoável na bibliografia [44]. Foi constado também que para as distribuições estudadas o impacto da mudança desse grau de confiança para valores acima de 90% é desprezível.

Tendo em vista que o comportamento da deficiência final depende da tolerância total T de maneira não linear (pois além de multiplicar o γ ela varia o valor de k), foram calculadas as deficiências para 15 diferentes valores de T, que variaram de acordo com o desvio padrão da distribuição de cada segmento, e passam por todos os valores de k que tem os parâmetros tabelados no estudo.

Quanto aos parâmetros utilizados no cálculo, é válida uma ressalva na dispersão encontrada na distribuição da largura. Tal dispersão pode ser agravada por erros de medição, tendo em vista que as dimensões envolvidas requerem grande precisão. Dessa forma, existe a possibilidade de que a real dispersão da peça seja inferior a calculada com base nas medições, ainda que tal efeito não tenha impacto suficiente para invalidar a análise realizada.

É importante explicar que a mínima tolerância utilizada nos cálculos é função da dispersão da distribuição, pois sabendo que o mínimo k tabelado no estudo é 1,5, a tolerância fica limitada inferiormente a 1,5 σ. O significado físico de tal limite é que não há sentido em controlar a dimensão com tolerância próxima ao desvio padrão, tendo em vista que grande parte da produção seria rejeitada.

Os resultados foram sintetizados no gráfico da Figura 117, que ressalta também o valor limite de 1,5 mm que a saliência deve atender a fim de se manter a capacidade resistiva, e o valor da tolerância atualmente adotado na fábrica (2 mm).

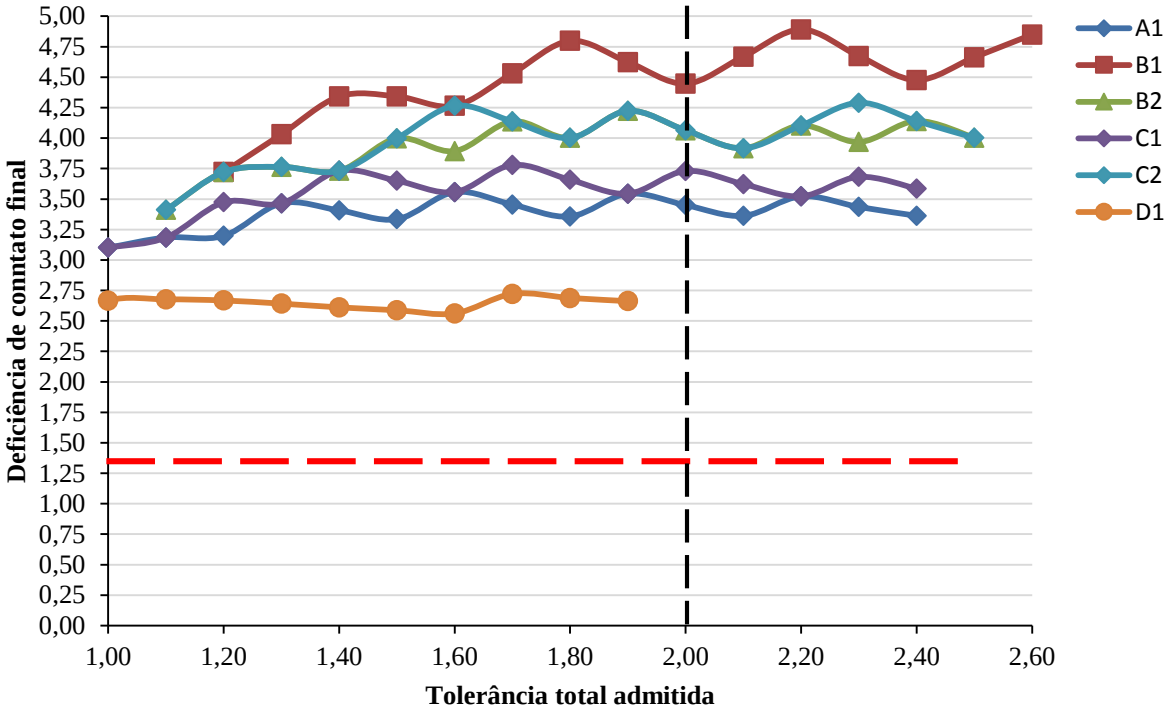


Figura 117 - Gráfico das deficiências de contato calculadas para diferentes tolerâncias

Fica evidente no gráfico construído que de acordo com o modelo utilizado as deficiências de contato geradas pelas variações na largura dos segmentos são excessivas. De forma geral, elas se situam na faixa de 3,5 a 4,5 mm, superando em muito o valor de 1,5 mm indicado como ideal no presente estudo e, se concretizadas, podem levar a uma grande quantidade de segmentos fissurados. Estes resultados vão de encontro com a Tabela 27, que já mostrava que grande parte da produção não atende a tolerâncias menores.

Utilizando a mesma formulação, é possível determinar que para atingir a deficiência de contato final desejada (1,5 mm), seria necessária uma tolerância de controle de 0,5 mm, em um processo produtivo com dispersão (σ) de 0,3 mm. Este seria então o cenário ideal a ser buscado pela fábrica na produção dos segmentos.

16.3 Conclusões

A quantificação das tensões resultantes das deficiências de contato previstas pelo modelo só pode ser obtida mediante a realização de uma análise estrutural (possivelmente utilizando um modelo em Elementos Finitos) que compreenda a

situação de aplicação da carga de empuxo da tuneladora em um segmento apoiado sobre a superfície de contato deficiente. No entanto, é evidente que o efeito prático da deficiência de contato, ou seja, a fissuração, depende também da carga de empuxo aplicada e da resistência inicial segmento, de maneira que a fissuração pode não ocorrer caso o segmento seja capaz de resistir as tensões atuantes mesmo com a perda de capacidade resistente.

Tendo em vista a otimização estrutural proposta nos demais capítulos deste estudo, o controle dimensional dos segmentos e a capacidade de prever futuras deficiências de contato ser torna ainda mais importante. Sabendo que tal otimização leva a resistência do segmento o mais próximo possível dos limites de segurança impostos, avaliar o surgimento de tensões de maior magnitude consequentes das deficiências de contato e evitar seu surgimento através de um melhor controle do processo produtivo é indispensável para garantir não só a durabilidade como também a segurança do revestimento.

17 CONCLUSÕES FINAIS

O trabalho realizado buscou contribuir com a solução do problema global de mobilidade urbana. Partindo de um contexto amplo das alternativas dos meios de transporte, surgiu a valiosa oportunidade de estudar o metrô da Linha 5 – Lilás atualmente em construção. Nele, destacou-se o método TBM, em uso na execução dos túneis do estudo de caso analisado e em diversos outros em fase de expansão em São Paulo.

O entendimento do método TBM como um todo passa então a ser crucial na busca por melhorias em seu processo construtivo. Com foco no revestimento segmentado e no ciclo de produção dos segmentos pré-moldados, uma avaliação das características da fábrica e do projeto em uso evidenciou alguns pontos potencialmente passíveis de melhoria.

Decidiu-se então por realizar um estudo mais aprofundado sobre: a condição de estoque dos segmentos quanto aos esforços gerados; o processo de verificação estrutural e dimensionamento com foco no uso de fibras de aço como alternativa de reforço, analisando suas bases teóricas e implicações econômicas; a precisão dimensional da produção e seu impacto na geração de patologias construtivas.

Quanto à condição de estoque, determinou-se que a precisão no posicionamento dos dormentes na pilha de segmentos não tem impacto significativo em sua integridade, uma vez que mesmo em condições extremas de excentricidade os esforços gerados podem ser resistidos pelo concreto somente. Assim, comprovou-se que não se trata de uma etapa crítica para o dimensionamento no caso estudado.

Quanto ao processo de verificação estrutural e dimensionamento, desenvolveu-se uma ferramenta de cálculo com base nas mais recentes equações constitutivas do concreto reforçado com fibras de aço, que permite avaliar o comportamento de configurações de reforço convencionais, com fibras de aço e mistas Com o auxílio de métodos numéricos implementados, foi possível produzir diagramas de verificação que facilitaram a otimização das configurações de reforço atualmente em

uso. Tais configurações foram avaliadas em análise de custo e se comprovaram extremamente econômicas.

Quanto à precisão dimensional do processo construtivo, conclui-se que a espessura dos segmentos é precisa e não apresenta variações negativas que poderiam prejudicar o desempenho do sistema. Entretanto, a precisão na largura das peças, considerada crítica na geração de fissuração longitudinal no segmento, apresentou comportamento demasiadamente disperso, se situando acima do recomendado por diversos estudos. Calculou-se ainda a deficiência de contato esperada, que pode servir de base para análises da tensão gerada e consequentemente dos danos potenciais dessa variação dimensional excessiva.

Os estudo realizados relacionam-se no sentido de propor a aplicação da engenharia como ferramenta de melhoria dos processo construtivos, e podem pode ser entendidos como um exemplo prático de que um investimento no desenvolvimento do projeto pode ter um custo insignificante perto das economias e dos ganhos de qualidade e desempenho que o mesmo tem potencial de gerar.

18 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1] ALOUCHE, P. L. **Metrô: Definindo os termos.** Revista Engenharia - Especial Metrô de São Paulo, São Paulo, p. 103-110, novembro 2011.

[2] Travagin, V. B. **Subsídios Para Escolha Do Método Construtivo De Túneis**, Universidade Tecnológica Federal Do Paraná, Programa De Pós-Graduação Em Engenharia Civil, Curitiba, 2012.

[3] BICKEL, John O.; KUESEL, T.r. (Ed.). **Tunnel Engineering Handbook**. Nova Iorque: Van Nostrand Reinhold Company, 1982.

[4] DA SILVA, Carlos Antônio R. **Perfil geológico-geotécnico do subsolo ao longo do traçado do Metrô de Goiânia**. 2007. 227 f. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF, 2007.

[5] NATIONAL HIGHWAY INSTITUTE; US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Technical manual for design and construction of road tunnels: civil elements**. Washington, EUA, 2009.

[6] SAUER, G; MERGELSBERG, Walter A. **Tunneling... and beyond**. Dr. G. Sauer Corp., Herndon, EUA, 2004.

[7] BASTOS, Mário José N. A. **Geotecnia na concepção, projecto e execução de túneis em maciços rochosos**. 1998. 166 f. Dissertação de Mestrado. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 1998.

[8] Camposinhos, R. P. **Acompanhamento e Controlo de Tuneladoras EPB Caso de Obra: Metro de Turim - Lote 2**, Portugal, 3º Prémio Inovação Jovem Engenheiro, 2009.

[9] Herrenknecht tunneling video, demonstrating tunnel boring machine operation, http://www.youtube.com/watch?v=qx_EjMlLgqY , 2012.

[10] IFTIMIE, Teodor. **Contributions to the concept and structural analysis of precast circular linings for shield driven tunnels**. 1996. 93 f. Ph. D. Thesis. Technical University Of Civil Engineering Bucharest, Bucharest, 1996.

[11] ORIOL ARNAU, CLIMENT MOLINS; **Three dimensional structural response of segmental tunnel linings.** Department of Construction Engineering, Universitat Politècnica de Catalunya (UPC), Jordi Girona 1-3, C1, 08034 Barcelona, Spain.

[12] CAVALARO, S. H. P. **Aspectos tecnológicos de túneles construídos com tuneladora y dovelas pré-fabricadas de hormigón**. Barcelona, 2009. Tesis Doctoral, Universitat Politècnica de Catalunya.

[13] FIGUEIREDO, A. D. **Concreto com fibras** In: CONCRETO: Ciência e tecnologia. 2 ed.São Paulo : Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON), 2011b, v.2, p. 1327-1365.

[14] Zhi-guo Yan, He-hua Zhu, J. Woody Ju. **Behavior of reinforced concrete and steel fiber reinforced concrete shield TBM tunnel linings exposed to high temperaturas**. Shanghai, 2012. Tongji University.

[15] KOOIMAN A. G; WALRAVEN J. C. **Steel fibre reinforced high performance concrete for the application in shield tunnel linings** In: Tunnels and Metropolises, 1998, v.2, p.721-726.

[16] KEN SMITH, TREVOR ATKINSON. **PP fibres to resist fire-induced concrete spalling**. Propex Concrete Systems (International), UK, 2010.

[17] FIGUEIREDO, A. D. **Concreto Reforçado com Fibras**. São Paulo, 2011. 247p. Tese (Livre-docência). Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

[18] ITA WG Research. **Guidelines for the Design of Shield Tunnel Lining**. in the Journal "Tunnelling and Underground Space Technology", Vol. 15, Nr. 3, pp. 303 - 331, 2000.

[19] **ITA TRAINING SESSION**, Prof. Dipl. –Ing. Fritz Gruebl, University of aplied scinces, Stugttgart, Maio, 2010

[20] U.S. Department of Trasportation – Bridges & Structures. **Tunneling in Difficult Ground**. Chapter 8 - Technical Manual for Design and Construction of Road Tunnels - Civil Elements.

[21] GUO Wentao, GUO Weizhong, GAO Feng, MO Pinxi. **Inovative Group-Decoupling Design of a Segment Erector Base don G_F Set** Tehory. Shanghai, 2012. Shanghai Jiao Tong University.

[22] Ngoc-Anh Do, Daniel Dias, Pierpaolo Oreste. **2D numerical investigation of segmental tunnel lining behavior** University of Lyon, INSA of Lyon, Laboratory L.G.C.I.E., Villeurbanne, France.

[23] NINCE, A. A. **Lascamento do concreto exposto a altas temperaturas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. 336p. 2007.

[24] TRIOLA, Mário F. **Introdução à Estatística**. 7a. Ed. Rio de Janeiro: TC,1999.

[25] NARAYANAN, R, DARWISH, I.Y.S. **Shear in mortar beams containing fibers and fly ash**, Journal of Structural Enginnering, Vl Nl, 1988, p84-102.

[26] OH, B.H., LIM, D.H., YOO, S.W., KIM, E.S. **Shear behaviour and shear analysis of reinforced concrete beams containing steel fibres**, Magazine of concrete Research, V50, N4, Dezembro, 1998, p283-294.

[27] AMMAR ABID, KENNETH B. FRANZÉN. **Design of fiber reinforced concrete beans and slabs**. Master of Science Thesis in the Master's Programme Structural Engineering and Building Performance Design. Chalmers University of technology, Göteborg, Sweden, 2011.

[28] BARROS, J. A. O., FIGUEIRAS, J. A. **Flexural behavior of SFRC: testing and modeling**. Journal Of Materials In Civil Engineering**.** p. 331-339. nov. 1999.

[29] DUPONT, David. **Modelling and experimental validation of the constitutive law (σ-ε) and cracking behaviour of steel fibre reinforced concrete.** 2003. 256 f. Tese (Doutorado) - Department Of Civil Engineering, Catholic University Of Leuven, Leuven, 2003.

[30] Sergio Henrique Pialarissi Cavalaro, Albert de la Fuente **Segmental Lining Design: Numerical Model and its Applications,** São Paulo, 2013.

[31] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7480**: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado - Especificação. 2007. 13 p.

[32] TIBERTI, Giuseppe; MINELLI, Fausto; PLIZZARI, Giovanni. **Reinforcement optimization of fiber reinforced concrete linings for conventional tunnels**. Elsevier: Composites. Brescia, p. 199-207. out. 2013.

[33] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. 2007. 221 p.

[34] CHIAIA, Bernardino; FANTILLI, Alessandro P.; VALLINI, Paolo. **Combining fiber-reinforced concrete with traditional reinforcement in tunnel linings. Elsevier: Engineering Structures**. Torino, p. 1600-1606. mar. 2009.

[35] BURATTI, N.; FERRACUTI, B.; SAVOIA, M. **Concrete crack reduction in tunnel linings by steel fibre-reinforced concretes**. Elsevier: Construction and Building Materials.Bologna, p. 249-259. abr. 2013.

[36] RILEM TC 162-TDF. **Final recommendation of RILEM TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete: sigma-epsilon-design method**. Materials and Structures. p. 560-567. out. 2003.

[37] DI PRISCO, Marco; PLIZZARI, Giovanni; VANDEWALLE, Lucie. **Fiber Reinforced Concrete In The New Fib Model Code**. 3rd Fib International Congress, 2010.

[38] FIGUEIREDO, Antonio Domingues de; CHAMA NETO, Pedro Jorge. **Estudo da utilização de tubos de concreto com baixos teores de fibras.** In: Iv Simpósio Epusp Sobre Estruturas De Concreto, 2006, São Paulo, 2006.

[39] SINDICADO DA CONSTRUÇÃO DE SÃO PAULO (Comp.). **Boletim Econômico**. São Paulo: Sinduscon, Outubro de 2013.

[40] PALIARI, JOSE CARLOS. **Método para prognóstico da produtividade da mão-de-obra e consumo unitário de materiais: sistemas prediais hidráulicos.** 2 v. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

[41] Sergio Henrique Pialarissi Cavalaro, Albert de la Fuente **Production Tolerance of Segmented Lining,** São Paulo, 2013.

[42] AGUADO, S.h.p. Cavalaro; C.b.m. Blom; J.c. Walraven; A.. **Structural analysis of contact deficiencies in segmented lining.** 16 f. Departamento de Departamento de Ingeniería de La Construcción,, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2010.

[43] AGUADO, S.h.p. Cavalaro; C.b.m. Blom; J.c. Walraven; A.. **Formation and accumulation of contact deficiencies in a tunnel segmented lining.** 11 f. Departamento de Departamento de Ingeniería de La Construcción,, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2011.

[44] AGUADO, S.h.p. Cavalaro; C.b.m. Blom; J.c. Walraven; A.. **New Design Method for the Production Tolerances of Concrete Tunnel Segments.** 11 f. Departamento de Departamento de Ingeniería de La Construcción,, Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona, 2011.