

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE – FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

**ESTUDO COMPARATIVO DO CONCRETO DE TRÊS IMPORTANTES
OBRAS PORTUÁRIAS DO RIO GRANDE/RS**

MICHELE DA CRUZ LARROSSA

Rio Grande, agosto de 2013.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE – FURG
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA OCEÂNICA

**ESTUDO COMPARATIVO DO CONCRETO DE TRÊS IMPORTANTES
OBRAS PORTUÁRIAS DO RIO GRANDE/RS**

MICHELE DA CRUZ LARROSSA

Dissertação apresentada à comissão ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica da Universidade Federal do Rio Grande, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Orientador: Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real

Rio Grande, agosto de 2013.

**ESTUDO COMPARATIVO DO CONCRETO DE TRÊS IMPORTANTES
OBRAS PORTUÁRIAS DO RIO GRANDE/RS**

MICHELE DA CRUZ LARROSSA

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de

MESTRE EM ENGENHARIA OCEÂNICA

tendo sido aprovada em sua forma final pela coordenação do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

Prof. Dr. José Antônio Scotti Fontoura
Coordenador da Comissão de Curso

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Mauro de Vasconcellos Real
Orientador - FURG

Prof. Dr. André Tavares da Cunha Guimarães
FURG

Prof. Dr. Claudio Renato Rodrigues Dias
FURG

Prof.^a Dr.^a Monica Regina Garcez
UFPeL

Dedico esta conquista à minha família, em especial aos meus pais pelo apoio e compreensão durante todas as fases da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor Mauro de Vasconcellos Real, pela orientação, dedicação, apoio, paciência e pela confiança depositada em meu trabalho.

Em especial agradeço ao Professor Cláudio Dias pela disponibilização dos dados das obras, pois sem estes não seria possível a realização deste trabalho.

Agradeço, também, ao Professor Fábio Costa Magalhães pelo fornecimento dos dados da sua dissertação, pelo apoio durante a elaboração deste trabalho e pelo companheirismo incondicional desta e outras atividades na vida.

À amiga Roberta Martins pelo apoio e compreensão durante todo o trabalho.

A todos que, de alguma forma, colaboraram com sugestões, críticas e incentivos.

RESUMO

A resistência à compressão do concreto caracteriza-se como uma variável aleatória, com uma distribuição de probabilidade que varia em função de características dos materiais, do processo produtivo, de transporte e lançamento, além da variação inerente dos processos de moldagem e ensaios de aceitação do concreto. Todavia, é um requisito básico em qualquer projeto estrutural em concreto armado ou protendido e é, com certeza, a propriedade mais utilizada como critério de aceitação do material. Por isso, torna-se fundamental a utilização de metodologias estatísticas e critérios de aceitação para uma correta análise dos dados. Neste sentido, o presente trabalho apresenta análise com base no controle tecnológico presente em grandes obras portuárias, de elevado valor para comunidade e economia da região, executadas nos últimos anos no Porto do Rio Grande, na cidade do Rio Grande/RS. Foram analisados sob os aspectos estatísticos e de controle de aceitação os resultados do rompimento de corpos de prova de concreto das obras da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande - ERG1; do concreto aplicado na fabricação dos tetrápodes de ampliação dos Molhes do Rio Grande e dos concretos empregados nas estruturas do berço III do cais do Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande, dados divididos em estacas e peças estruturais. O uso desta grande quantidade de resultados de controle tecnológico de concreto com características similares apresenta-se como uma importante ferramenta no processo de aferição das normas técnicas vigentes. Sendo assim, foram utilizadas como insumo para este trabalho análises com base nos critérios de aceitação por diferentes normas: norma brasileira (ABNT NBR 12655, 2006), norte-americana (ACI 318, 2011) e europeia (EN 206-1, 2000), demonstrando as variações que podem ocorrer nos resultados dos testes de conformidade dependendo do modelo adotado. Além disso foram realizadas análises estatísticas de modelos de gráficos de controle de Shewhart e de Soma Cumulativa, e análise de distribuição de probabilidade das resistências. Como conclusões pode-se verificar que os concretos foram produzidos com elevado padrão de qualidade, resultando em valores reduzidos de desvio padrão e coeficiente de variação, com aderência às distribuições Normal e Lognormal. Além disso, na aplicação de gráficos controle foi verificada a grande utilidade desta metodologia durante o processo produtivo do concreto. E ainda, foi constatado que todos os concretos tiveram aceitação de todos os lotes pela metodologia brasileira.

Palavras-chave: concreto, obras portuárias, resistência à compressão, controle tecnológico, critérios de aceitação.

ABSTRACT

The compressive strength of the concrete is characterized as a random variable with a probability distribution that varies depending on the material characteristics of the production process, transport and placing, in addition to the inherent variations of the processes of molding and testing specimens for acceptance control. However, the compressive strength is a basic requirement for any structural design in reinforced and prestressed concrete and is certainly the property most used as criteria for acceptance of the material. Therefore, it becomes essential to use statistical methods and acceptance criteria for a correct analysis of the data. In this sense, this work presents an analysis based on control technology present in large port construction works that were made in recent years in the port of Rio Grande, in Rio Grande/RS. The statistical aspects of control and acceptance of the results of compressive strength tests were analyzed from concrete constructions of the Rio Grande Shipyard – ERG1; concrete from the tetrapods of the jetty of the Port of Rio Grande and concrete from structures used in the berth III of Pier Container Terminal of the Port of Rio Grande, these data were divided into piles and structural parts (manufactured in the 2006-2007 period). The use of the large number of sample data of technological concrete control with similar characteristics is presented as an important tool in the assessment of current technical standards. The strength assessment formulations of the Brazilian (ABNT NBR 12655, 2006), European (EN 206-1, 2000) and North American standard codes (ACI 318, 2011) demonstrate the variations that can occur in the results of the compliance testing depending on the model adopted. Further statistical analyzes were performed with Shewhart control charts and Cumulative Sum method, and analysis of the probability distribution of the compressive strength. In conclusion it can be observed that the concrete was produced with high quality standard, resulting in reduced values of standard deviation and coefficient of variation, with adherence to Normal distributions and Lognormal. In addition, the application of the graphic control was found very useful to evaluate the concrete production process. In addition, it was found that the concrete of the three construction sites analyzed satisfied the acceptance criteria of the Brazilian standard codes.

Keywords: concrete, port works, compressive strength, technological control, acceptance criteria.

SUMÁRIO

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS	11
LISTA DE TABELAS.....	12
LISTA DE FIGURAS	15
1. INTRODUÇÃO	21
1.1 HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DA CIDADE DO RIO GRANDE	22
1.2 PORTO DO RIO GRANDE	25
1.3 ESTALEIRO RIO GRANDE - ERG1	26
1.4 TERMINAL DE CONTÊINERES DO PORTO DO RIO GRANDE	27
1.5 OBRAS MARITIMAS E PORTUÁRIAS	29
1.6 IMPORTÂNCIA DO CONCRETO.....	30
1.7 IMPORTÂNCIA DO CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO.....	31
1.8 OBJETIVO GERAL	33
1.9 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	33
1.10 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO	33
2. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO.....	35
2.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS DA RESISTENCIA À COMPRESSÃO.....	35
2.1.1 Média dos valores de resistência dos exemplares rompidos	36
2.1.2 Desvio padrão das amostras	37
2.1.3 Coeficiente de variação das amostras.....	40
2.1.4 Gráficos de Shewhart	41
2.1.5 Método da Soma Cumulativa (CUSUM)	44
2.1.6 Distribuição Normal	48

2.1.7 Distribuição Lognormal	50
2.2 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME A ABNT NBR 12655 (2006).....	52
2.2.1 Controle estatístico do concreto por amostragem parcial	53
2.2.2 Controle estatístico do concreto por amostragem total	55
2.2.3 Controle estatístico do concreto em casos excepcionais	57
2.3 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME O ACI 318 (2011).....	57
2.4 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME A EN 206-1 (2000).....	62
3. RESULTADOS E DISCUSSÕES	64
3.1 DESCRIÇÃO GERAL DAS ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO EMPREGADO NAS OBRAS ESTUDADAS	64
3.1.1 Controle tecnológico dos MCC dos concretos empregados.....	67
3.1.2 Dosagem e transporte dos traços de concreto	68
3.1.3 Lançamento e adensamento dos concretos empregados	69
3.1.4 Cura dos concretos	71
3.1.5 Moldagem e cura dos corpos de prova.....	71
3.1.6 Rompimento dos corpos de prova.....	72
3.1.7 Controle tecnológico do concreto	73
3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA DO DIQUE SECO.....	74
3.2.1 Descrição da laje de fundo	75
3.2.2 Descrição do concreto empregado na laje de fundo.....	76
3.2.3 Análise estatística do concreto da laje de fundo	80
3.2.4 Critérios de aceitação para o concreto da laje de fundo.....	98
3.2.5 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto da laje de fundo	103
3.3 DESCRIÇÃO DOS MOLHES DA BARRA DO RIO GRANDE.....	103
3.3.1 Descrição do concreto empregado nos tetrápodes de 8,00 toneladas	106
3.3.2 Análise estatística do concreto dos tetrápodes	109
3.3.3 Critérios de aceitação para o concreto dos tetrápodes.....	125
3.3.4 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto dos tetrápodes.	129

3.4 DESCRIÇÃO DA OBRA DO BERÇO III DO TERMINAL DE CONTÊINERES DO RIO GRANDE/RS	130
3.4.1 Descrição do concreto empregado na ampliação do Terminal de Contêineres.....	132
3.4.2 Análise estatística do concreto da ampliação do cais do Terminal de Contêineres	135
3.4.3 Critérios de aceitação para o concreto da ampliação do cais do Terminal de Contêineres	155
3.4.4 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto dos estacas e peças estruturais do cais	161
3.5 ESTUDO COMPARATIVO	161
3.5.1 Comparação da análise estatística dos dados das obras	161
3.5.2 Comparação dos critérios de aceitação do concreto das obras.....	166
 4. CONCLUSÕES	 171
 REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	 174

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

a/c - Relação Água/Cimento;

ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland;

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;

ACI - American Concrete Institute;

CEB - Comité Euro-Internacional du Beton;

CP - Cimento Portland;

ISO - International Organization for Standardization;

MCC - Materiais Componentes do Concreto;

NBR - Norma Brasileira;

NM - Norma MERCOSUL.

LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

f_c - Resistência à compressão do concreto;

f_{ck} - Resistência característica à compressão do concreto;

f_{cm} - Resistência média à compressão do concreto.

LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

Σ - Somatório.

LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

μ - Média (valor esperado) de uma variável aleatória;

σ - Desvio padrão de uma variável aleatória.

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Critérios de amostragem da ABNT NBR 7212 (2012).	38
Tabela 2.2 – Desvio padrão em função da condição de preparo segundo a ABNT NBR 12655 (2006).	39
Tabela 2.3 – Avaliação do controle do processo com base no desvio padrão segundo a ABNT NBR 7212 (2012).	39
Tabela 2.4 – Avaliação do CV para variação global, pelo ACI 214 (2002) para $f_{ck} < 34,5$ MPa.	41
Tabela 2.5 – Avaliação do CV para variação do ensaio, pelo ACI 214 (2002) para $f_{ck} > 34,5$ MPa.	41
Tabela 2.6 – Limites para formulação do gráfico de Shewhart de acordo com Gibb e Harrison (2010).	43
Tabela 2.7 – Formação de lotes de concreto segundo a ANBT NBR 12655 (2006).	52
Tabela 2.8 – Valores de Ψ_6 segundo a ABNT NBR 12655 (2006).	54
Tabela 2.9 – Fontes de variação da resistência do concreto segundo o ACI 214 (2002).	59
Tabela 2.10 – Resistência de dosagem quando o desvio padrão for desconhecido (Azevedo e Diniz, 2008).	61
Tabela 2.11 – Critérios de conformidade para a resistência segundo a EN 206-1 (2000).	62
Tabela 3.1 – Classificação do concreto estrutural por grupos de resistência segundo a ABNT NBR 8953 (2009).	64
Tabela 3.2 – Classes de agressividade ambiental segundo a ABNT NBR 6118 (2007).	65
Tabela 3.3 – Tolerância para a idade de ensaio de acordo com a ABNT NBR 5739 (2007). .	73
Tabela 3.4 - Características do cimento Portland Comum segundo a ABNT NBR 5732 (1991).	78
Tabela 3.5 – Traço do concreto analisado da laje de fundo.	79
Tabela 3.6 – Dados analisados do concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).	81
Tabela 3.7 – Dados do concreto da laje de fundo para a elaboração dos gráficos de Shewhart.	84
Tabela 3.8 – Limites excedidos nos gráficos de Shewhart para o concreto da laje de fundo. .	88
Tabela 3.9 – Limites excedidos no gráfico de controle de Shewhart para o lote único de dados da laje de fundo.	89

Tabela 3.10 – Pontos de mudanças (início e fim) de inclinação detectadas no gráfico de CUSUM para o concreto da laje de fundo.	92
Tabela 3.11 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto da laje de fundo.	95
Tabela 3.12 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).....	98
Tabela 3.13 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).....	101
Tabela 3.14 – Características do cimento Portland de alta resistência inicial segundo a ABNT NBR 5733 (1991).	107
Tabela 3.15 (a e b) – Dados do concreto dos tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).	109
Tabela 3.16 – Dados dos tetrápodes para a elaboração dos gráficos de controle de Shewhart.	112
Tabela 3.17 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para dados dos tetrápodes...	116
Tabela 3.18 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único dos tetrápodes.	117
Tabela 3.19 – Pontos de mudança de inclinação detectados no gráfico de CUSUM para os lotes dos tetrápodes.	118
Tabela 3.20 - Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto dos tetrápodes.	122
Tabela 3.21 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto dos tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).	125
Tabela 3.22 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para os dados tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).....	128
Tabela 3.23 – Características do cimento Portland Pozolânico segundo a ABNT NBR 5736 (1991).	133
Tabela 3.24 – Dados do concreto das estacas do cais do terminal.....	136
Tabela 3.25 – Dados do concreto das peças estruturais do cais do terminal.....	136
Tabela 3.26 – Dados das estacas do cais para elaboração dos gráficos de controle de Shewhart.....	139
Tabela 3.27 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para as estacas do cais.	141
Tabela 3.28 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único das estacas do cais.....	142
Tabela 3.29 – Dados das peças estruturais do cais para elaboração dos gráficos de Shewhart.	143

Tabela 3.30 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para os dados das peças estruturais do cais.	145
Tabela 3.31 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único das peças estruturais do cais.	146
Tabela 3.32 – Pontos de mudança de inclinação detectados pelo gráfico de CUSUM para as estacas do cais.	147
Tabela 3.33 – Pontos de mudança de inclinação detectados pelo gráfico de CUSUM para as peças estruturais do cais.	151
Tabela 3.34 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados das estacas do cais.	152
Tabela 3.35 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados das peças estruturais do cais.	154
Tabela 3.36 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das estacas do cais.	156
Tabela 3.37 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das peças do cais.	156
Tabela 3.38 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as estacas do cais	158
Tabela 3.39 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as peças estruturais do cais.	158
Tabela 3.40 – Resumo das características dos gráficos de Shewhart do concreto das obras.	164
Tabela 3.41 – Resumo das características dos gráficos de CUSUM do concreto das obras..	165
Tabela 3.42 – Resumo das características dos gráficos de CUSUM do concreto das obras..	165

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Localização da cidade do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).....	22
Figura 1.2 – Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).....	24
Figura 1.3 – Indicação das áreas do Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).	24
Figura 1.4 – Estaleiro Rio Grande - ERG1/RS (Fonte: Google®).....	27
Figura 1.5 – Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Banco de imagens do Tecon).....	28
Figura 2.1 – Níveis de controle aplicados aos dados segundo a ISO 8258 (1991).	42
Figura 2.2 – Gráfico de Soma Cumulativa (fonte: Day, 1999).	45
Figura 2.3 – Função densidade de probabilidade para a distribuição Normal (fonte: Real, 2000).....	49
Figura 2.4 – Histograma para concreto do mesmo f_{cm} e diferente desvio padrão ($s_1 < s_2$) (fonte: Real, 2000).....	50
Figura 2.5 – Distribuição Lognormal de probabilidade (fonte: Magalhães, 2009).....	51
Figura 3.1 – Vista aérea do dique seco do Estaleiro Rio Grande - ERG1.	74
Figura 3.2 – Vista de panos da laje de fundo do dique seco a durante construção.	76
Figura 3.3 – Vista aérea durante a construção da laje de fundo.	76
Figura 3.4 – Controle tecnológico: cura de corpos do concreto da laje de fundo do dique seco (fonte: Magalhães, 2009).....	79
Figura 3.5 – Controle tecnológico: rompimento de corpos do concreto da laje de fundo do dique seco (fonte: Magalhães, 2009).....	80
Figura 3.6 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto da laje de fundo pela ABNT NBR 7212 (2012).	82
Figura 3.7 – Variação da resistência média dos lotes do concreto da laje de fundo.	82
Figura 3.8 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto da laje de fundo pelo ACI 214 (2002).	83
Figura 3.9 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados da laje de fundo.	85
Figura 3.10 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados da laje de fundo.	85
Figura 3.11 – Gráfico de Shewhart para os lotes 5 e 6 dos dados da laje de fundo.	85
Figura 3.12 – Gráfico de Shewhart para os lotes 7 e 8 dos dados da laje de fundo.	86
Figura 3.13 – Gráfico de Shewhart para os lotes 9 e 10 dos dados da laje de fundo.	86
Figura 3.14 – Gráfico de Shewhart para os lotes 11 e 12 dos dados da laje de fundo.	86

Figura 3.15 – Gráfico de Shewhart para o lote 13 dos dados da laje de fundo.....	87
Figura 3.16 – Gráfico de Shewhart para o lote único dos dados da laje de fundo.	89
Figura 3.17 – Gráficos de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto da laje de fundo.	90
Figura 3.18 – Gráficos de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto da laje de fundo.	90
Figura 3.19 – Gráficos de CUSUM para os lotes 5 e 6 do concreto da laje de fundo.	90
Figura 3.20 – Gráficos de CUSUM para os lotes 7 e 8 do concreto da laje de fundo.	91
Figura 3.21 – Gráficos de CUSUM para os lotes 9 e 10 do concreto da laje de fundo.	91
Figura 3.22 – Gráficos de CUSUM para os lotes 11 e 12 do concreto da laje de fundo.	91
Figura 3.23 – Gráfico de CUSUM para o lote 13 do concreto da laje de fundo.....	92
Figura 3.24 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto da laje de fundo.....	94
Figura 3.25 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 da laje de fundo.	95
Figura 3.26 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 da laje de fundo.	96
Figura 3.27 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 5 e 6 da laje de fundo.	96
Figura 3.28 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 7 e 8 da laje de fundo.	96
Figura 3.29 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 9 e 10 da laje de fundo.	97
Figura 3.30 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 11 e 12 da laje de fundo.	97
Figura 3.31 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 13 da laje de fundo.	97
Figura 3.32 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para os lotes da laje de fundo.	99
Figura 3.33 – Comparação entre f_{ck} e $f_{ck,est}^2$ para os lotes da laje de fundo.....	100
Figura 3.34 – Resistência estimada pelos métodos do ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.	101
Figura 3.35 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.....	102
Figura 3.36 – Primeira obra dos molhes da barra (fonte: Banco de imagens do Porto do Rio Grande, 2013).....	104
Figura 3.37 – Seção típica dos molhes da Barra e formato dos tetrápodes (fonte: Faria, 2010).	105
Figura 3.38 – Obra de ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande (fonte: Migliorini, 2011).....	106
Figura 3.39 – Molhes da Barra do Rio Grande (fonte: Banco de imagens SUPRG, 2013 - foto de Paulo Ceglisk).	106
Figura 3.40 – Concretagem dos tetrápodes a) adensamento; b) desforma; c) cura úmida; d) armazenamento (fonte: Migliorini, 2011).	109

Figura 3.41 – Variação do desvio padrão e avaliação do controle do processo do concreto dos tetrápodes segundo ABNT NBR 7212 (2012).	110
Figura 3.42 – Resistência média à compressão do concreto dos tetrápodes.	111
Figura 3.43 – Coeficiente de variação dos lotes do concreto dos tetrápodes.	111
Figura 3.44 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados dos tetrápodes.	113
Figura 3.45 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados dos tetrápodes.	113
Figura 3.46 – Gráfico de Shewhart para os lotes 5 e 6 dos dados dos tetrápodes.	113
Figura 3.47 – Gráfico de Shewhart para os lotes 7 e 8 dos dados dos tetrápodes.	114
Figura 3.48 – Gráfico de Shewhart para os lotes 9 e 10 dos dados dos tetrápodes.	114
Figura 3.49 – Gráfico de Shewhart para os lotes 11 e 12 dos dados dos tetrápodes.	114
Figura 3.50 – Gráfico de Shewhart para os lotes 13 e 14 dos dados dos tetrápodes.	115
Figura 3.51 – Gráfico de Shewhart para lote único dos dados dos tetrápodes.	117
Figura 3.52 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto dos tetrápodes.	119
Figura 3.53 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto dos tetrápodes.	119
Figura 3.54 – Gráfico de CUSUM para os lotes 5 e 6 do concreto dos tetrápodes.	119
Figura 3.55 – Gráfico de CUSUM para os lotes 7 e 8 do concreto dos tetrápodes.	120
Figura 3.56 – Gráfico de CUSUM para os lotes 9 e 10 do concreto dos tetrápodes.	120
Figura 3.57 – Gráfico de CUSUM para os lotes 11 e 12 do concreto dos tetrápodes.	120
Figura 3.58 – Gráfico de CUSUM para os lotes 13 e 14 do concreto dos tetrápodes.	121
Figura 3.59 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto dos tetrápodes.	121
Figura 3.60 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 dos tetrápodes.	123
Figura 3.61 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 dos tetrápodes.	123
Figura 3.62 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 5 e 6 dos tetrápodes.	123
Figura 3.63 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 7 e 8 dos tetrápodes.	124
Figura 3.64 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 9 e 10 dos tetrápodes.	124
Figura 3.65 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 11 e 12 dos tetrápodes.	124
Figura 3.66 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 13 e 14 dos tetrápodes.	125
Figura 3.67 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto dos tetrápodes.	126
Figura 3.68 – Resistência estimada pelo método da amostragem total da ABNT NBR 12655 (2006) para os dados dos tetrápodes.	127
Figura 3.69 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.	128

Figura 3.70 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.....	129
Figura 3.71 – a) Peças estruturais; b e c) estacas do cais do terminal de contêineres (fonte: Banco de imagens FURG).....	131
Figura 3.72 – Montagem do cais do terminal de contêineres (fonte: Banco de imagens FURG).....	131
Figura 3.73 - Berço III do cais do terminal de contêineres em fase de construção (fonte: Banco de imagens FURG).....	132
Figura 3.74 – Controle tecnológico – moldagem de corpos de prova do concreto das estruturas do cais (fonte: Banco de imagens FURG).....	134
Figura 3.75 – Controle tecnológico – rompimento de corpos de prova do concreto das estruturas do cais (fonte: Banco de imagens FURG).	135
Figura 3.76 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto das estacas pela ABNT NBR 7212 (2012).	137
Figura 3.77 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto das peças estruturais pela ABNT NBR 7212 (2012).....	137
Figura 3.78 – Resistência média do concreto das estacas e das peças estruturais do cais.	138
Figura 3.79 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto das estacas do cais pelo ACI 214 (2002).	138
Figura 3.80 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto das peças do cais pelo ACI 214 (2002).	139
Figura 3.81 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados das estacas do cais.....	140
Figura 3.82 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados das estacas do cais.....	140
Figura 3.83 – Gráfico de Shewhart para o lote 5 dos dados das estacas do cais.....	141
Figura 3.84 – Gráfico de Shewhart para o lote único dos dados das estacas do cais.....	142
Figura 3.85 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.	144
Figura 3.86 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.	144
Figura 3.87 – Gráfico de Shewhart para o lote 5 das peças estruturais do cais.	144
Figura 3.88 – Gráfico de Shewhart para o lote único das peças estruturais do cais.	146
Figura 3.89 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto das estacas do cais.....	148
Figura 3.90 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto das estacas do cais.....	148
Figura 3.91 – Gráfico de CUSUM para o lote 5 do concreto das estacas do cais.....	148
Figura 3.92 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto das estacas do cais.....	149
Figura 3.93 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.	149

Figura 3.94 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.	150
Figura 3.95 – Gráfico de CUSUM para o lote 5 das peças estruturais do cais.	150
Figura 3.96 – Gráfico de CUSUM para o lote único das peças estruturais do cais.	151
Figura 3.97 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 das estacas do cais.	152
Figura 3.98 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 das estacas do cais.	153
Figura 3.99 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 5 das estacas do cais.	153
Figura 3.100 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.	154
Figura 3.101 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.	154
Figura 3.102 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 5 das peças estruturais do cais....	155
Figura 3.103 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das estacas do cais.	157
Figura 3.104 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das peças estruturais do cais.	157
Figura 3.105 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto das estacas do cais.	159
Figura 3.106 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto das peças do cais.	159
Figura 3.107 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) das estacas do cais.	160
Figura 3.108 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) as peças estruturais do cais.	160
Figura 3.109 – Comparação das resistências médias à compressão do concreto dos lotes das obras em análise.	162
Figura 3.110 – Comparação dos desvios padrão do concreto dos lotes das obras em análise.	163
Figura 3.111 – Comparação dos coeficientes de variação do concreto dos lotes das obras em análise.	163
Figura 3.112 – Comparação das resistências estimadas pelo método da amostragem total da ABNT 12655 (2006) dos concretos em análise.	167
Figura 3.113 – Valores da resistência estimada da amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) para os concretos em análise.	167

Figura 3.114 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.....	168
Figura 3.115 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.	169
Figura 3.116 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as estacas do cais.	169
Figura 3.117 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as peças estruturais do cais.	170

1. INTRODUÇÃO

No Brasil e no mundo o transporte de mercadorias, equipamentos, estruturas, pessoas, entre outros diversos itens é realizado por diversas vias: transporte rodoviário, ferroviário, aeroviário, dutoviário, hidroviário e marítimo, podendo-se utilizar a combinação de dois ou mais destes sistemas para o alcance do objetivo final de entrega.

O transporte marítimo é muito utilizado para deslocamentos de cargas e/ou passageiros a grandes distâncias. Com o benefício de transportar diversas cargas em grande quantidade, cargas de grande portes ou elevado número de passageiros. A aproximação da costa e a atracação dos navios que realizam este tipo de transporte são possibilitadas pela existência de estruturas apropriadas, que permitem, respectivamente, a redução da ação das ondas do mar sobre os navios e o lançamento dos cabos para encapelamento e atracação dos mesmos.

Dentre as estruturas executadas para esta atividade tem-se na cidade do Rio Grande, no Rio Grande do Sul, um dos portos com maior atividade no Brasil, que atualmente está realizando ações para tornar-se o grande centro concentrador de cargas do Mercosul (Porto do Rio Grande, 2009). E com este fim, o porto gaúcho passou e está passando por obras para melhora das suas características técnicas.

Este porto é dotado de áreas chamadas de Porto Velho, Porto Novo, Superporto e área de expansão. As áreas de porto são compostas de armazéns, cais para grandes navios e, área para turismo e lazer e para atracação de barcos pesqueiros e frota de apoio e pesquisa. Incluindo-se oito terminais de administração privados, especializados nas cargas que operam contêineres, graneis agrícolas, petrolíferas, petroquímicas e fertilizantes. E também, abriga estaleiros, como é o caso do Estaleiro Rio Grande - ERG1 que contém o dique seco, local destinado à construção e reforma de plataformas de exploração de petróleo.

As obras, que este trabalho apresenta análise estatística, foram realizadas com a utilização de concreto como base estrutural, fabricados por empresas especializadas e que passaram por rigoroso controle de tecnológico durante seu preparo para a aceitação final.

O controle tecnológico do concreto faz parte de uma gama de controles e métodos normalizados que devem ser empregados em todas as obras para a garantia da conformidade

do produto. Visto que a resistência à compressão do concreto é considerada uma variável aleatória e deve ser controlada através de amostragem e realização de ensaios padronizados, podendo assim, garantir a segurança da estrutura.

1.1 HISTÓRICO DO DESENVOLVIMENTO DA CIDADE DO RIO GRANDE

A cidade do Rio Grande está localizada na planície costeira ao Sul do Estado do Rio Grande do Sul, limitado ao Norte pelo município de Pelotas e Laguna dos Patos; ao Sul pelo município de Santa Vitória do Palmar, a Leste pelo Oceano Atlântico e Canal do Rio Grande; e a Oeste pelos municípios de Pelotas, Arroio Grande e Lagoa Mirim (Porto do Rio Grande, 2013^b). A Figura 1.1 demonstra a localização da cidade do Rio Grande.



Figura 1.1 – Localização da cidade do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).

O primeiro registro de transposição da Barra do Rio Grande é de 1737, quando foi iniciado o povoamento da região que passou a ser conhecida como Rio Grande de São Pedro ou São Pedro do Rio Grande, vindo a ser elevada à categoria de cidade no ano de 1835. A sua colonização portuguesa foi tardia devido a características naturais da região: pequena ponta de terra, avançando ao mar, costa arenosa e retilínea, grandes dunas de areia, banhados,

vegetação pobre com algumas árvores, muitas macegas e ventos constantes. Porém foi considerado importante ponto estratégico e serviu de base para os colonizadores na luta contra os espanhóis, e de ponto comercial importante, por onde eram comercializadas mercadorias (Porto do Rio Grande, 2013^b)

A cidade construiu sua riqueza ao longo de sua história devido à forte movimentação industrial, beneficiada pelo seu porto. Devido ao crescente número de embarcações realizando a transposição da Barra do Rio Grande, surgiu a necessidade de um pequeno porto, localizado onde hoje é o Porto Velho, frequentado naquela época (em 1847) principalmente por embarcações a vela. (Porto do Rio Grande, 2013^a)

Com o passar dos anos outras obras e áreas foram construídas para melhor atender às necessidades do mercado, como a construção dos Molhes da Barra, e o Porto Novo. O Superporto foi sendo implantado conforme o desenvolvimento da região e, como parte deste há o Terminal de Contêineres operando desde 1997 pelo Tecon. Estrutura esta destinada à atracação para carga e descarga de navios, com diversas mercadorias para importação e exportação transportadas em contêineres.

Já o começo das atividades navais em Rio Grande é muito mais recente, e tem como marcos a construção do Estaleiro Rio Grande – ERG1 (de 2006 a 2010) e a construção da plataforma P-53 (2006 a 2008). A construção da plataforma P-53 foi realizada com a utilização de parte do cais do Porto Novo, incluindo as atividades de construção de módulos e integração com o casco vindo de Cingapura, na Ásia. Estas construções contribuíram para reaquecer as atividades industriais de uma área, há muito tempo, ociosa no Brasil. A P-63 foi a segunda plataforma concluída e sua saída aconteceu em junho de 2013 para o local em que irá operar. E atualmente outras plataformas e cascos estão em fase de construção e montagem em Rio Grande, como a P-55, a P-58 e os cascos Replicantes para o Pré-Sal.

O local de construção das plataformas P-58 e P-63 (construção de módulos, integração e comissionamento) é na área ampliada do Porto Novo, antes utilizada para a construção e montagem da P-53. Enquanto que o restante dos empreendimentos, a plataforma P-55 (deck box, módulos, integração total e comissionamento) e os oito cascos Replicantes para o Pré-Sal (P-66, P-67, P-68, P-69, P-70, P-71, P-72 e P-73), estão, respectivamente, em fase de comissionamento e de construção e montagem nas instalações do Estaleiro Rio Grande –

ERG1. A Figura 1.2 e a Figura 1.3 mostram o Porto do Rio Grande e a indicação das áreas deste porto.



Figura 1.2 – Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).

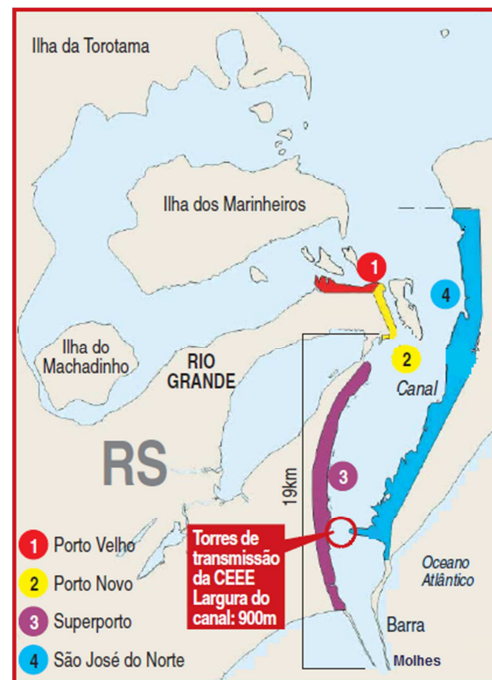


Figura 1.3 – Indicação das áreas do Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Google®).

1.2 PORTO DO RIO GRANDE

O porto rio-grandino começou sua história pelo chamado “Porto Velho” em 1847 e a barra com uma profundidade de 2,20 metros, passando por ampliação que começou efetivamente em 1908 com a construção dos molhes e do novo porto (atualmente conhecido como “Porto Novo”).

O Porto Velho manteve-se com profundidade de 2,20 metros por mais de 60 (sessenta) anos, quando foram iniciadas as obras de construção de molhes convergentes com cerca de 3.160,00 no Molhe Oeste e 4.220,00 metros de extensão no Molhe Leste e, do novo porto (chamado “Porto Novo”) com 500,00 metros de comprimento. As obras de construção dos molhes e o aprofundamento do canal foram inauguradas em 1º de março de 1915 com a passagem de um navio de 6,35 metros de calado. Enquanto que a inauguração do primeiro trecho de cais do Porto Novo foi realizada em 15 de novembro de 1915 (Porto do Rio Grande, 2013^c).

Conforme Porto do Rio Grande (2013^c), em 1970, pela dragagem do canal de acesso da Barra para navios calando até 40,00 pés e pela incorporação da área de expansão (Superporto), abriram-se amplas perspectivas de crescimento e desenvolvimento do Porto do Rio Grande.

Porém, alguns anos depois se verificou a necessidade de realização de outras obras visando aumentar a competitividade do Porto do Rio Grande com o aumento da carga transportada por navios que, na época, devido ao calado, não podiam realizar o transporte com carga máxima.

Com isso, foram realizadas obras de ampliação dos Molhes da Barra e aprofundamento do canal de acesso ao porto. No período de agosto de 2009 a agosto de 2010, foi realizada a obra de aprofundamento do canal de acesso ao porto, de 14,00 para 18,00 metros, no canal externo (fora dos molhes da barra, com 12.974,00 metros de comprimento), de 14,00 para 16,00 metros, no canal interno (entre os molhes e o píer petroleiro, com 11.700,00 metros de extensão). Enquanto que a obra de ampliação dos molhes em 700,00 metros no Molhe Oeste (Rio Grande) e 370,00 metros no Molhe Leste (São José do Norte) foi concluída em junho de 2011 (Porto do Rio Grande, 2010)

Conforme a Superintendência do Porto do Rio Grande – SUPRG, atualmente o porto conta com o Porto Velho (cinco armazéns e 640,00 metros de cais) utilizado para atividades de turismo e lazer e para atracação de barcos pesqueiros e frota de apoio e pesquisa (embarcações da Suprg, Furg e Marinha), na qual parte dos armazéns abriga o Acervo Histórico do Porto, o Museu Náutico e a unidade do Serviço de Apoio às Micro e Pequenas Empresas (Sebrae). O Porto Novo possui dezesseis armazéns, com 1.950,00 metros de cais e o prédio da administração, atuando como cais comercial (tendo vinte e cinco empresas como operadoras portuárias), para a movimentação de carga geral, fertilizantes, contêineres, congelados, madeira, celulose, veículos, entre outras cargas. Já o Superporto (área desde a ponte dos Franceses até o início dos molhes da Barra) possui oito terminais de administração privada – Tecon, Termasa, Tergrasa, Bianchini, Bunge Alimentos, Petrobras, Brasken e Yara Brasil. Também conta com área de expansão, destinada à instalação de novos terminais portuários, localizada em São José do Norte/RS.

1.3 ESTALEIRO RIO GRANDE - ERG1

O Estaleiro Rio Grande – ERG1 é uma infraestrutura que foi construída em uma área do Superporto do Rio Grande, no Distrito Industrial do município do Rio Grande, às margens do canal de acesso à Barra. Está localizado no Superporto (área 3 da Figura 1.3) a aproximadamente 4,00 quilômetros da área urbana do Rio Grande e a 12,00 quilômetros molhes da Barra (ponto de encontro entre a Laguna dos Patos e o Oceano Atlântico), nas coordenadas 52.06° (latitude) e 32.05° (longitude) no Sistema Geodésico SAD-69. Sua construção foi iniciada no ano de 2006, com inauguração em outubro de 2010.

Esse empreendimento foi projetado para atender a finalidade principal de construção, conversão e reparo de unidades marítimas para a indústria de petróleo (*offshore*), tais como: plataformas flutuantes de perfuração, de produção e de apoio. Além de atender as necessidades das empresas que se instalam no empreendimento para desenvolver os trabalhos contratados (Petrobras, 2012).

A infraestrutura do ERG1 compreende uma ampla área de cerca de 430.000,00 metros quadrados, dotada de prédios industriais e sistemas de utilidades; estações de tratamento de efluentes e água residual; redes de gases industriais, ar comprimido, combate à incêndio e água potável; oficinas de processamento de aço com 20.000,00 metros quadrados, estruturas e

tubulações; equipamentos de movimentação e transporte de cargas (carretas hidráulicas que sozinhas transportam 400,00 toneladas e juntas, quando interligadas por um cordão umbilical, 800,00 toneladas); equipamentos de içamento de carga (um pórtico de 600,00 toneladas e outro de 2.000,00 toneladas, atualmente em etapa de comissionamento); cabines para jateamento e pintura de chapas e blocos; dois cais de acabamento, sendo um deles de 42,00 metros (cais norte) e o segundo com 350,00 metros de comprimento, sendo 50,00 metros de extensão de área de *load in/load out* (cais sul); área de pré-edificação e, o maior dique seco da América Latina, com 133,00 metros de largura, 350,00 metros de comprimento e, 17,10 metros de profundidade total.

As estruturas dos prédios, cais e dique mesclam a utilização de concreto armado e aço como fonte de matéria-prima para construção e segurança das mesmas, fornecendo rigidez e estabilidade necessárias. Como exemplo desta união as oficinas são construídas com pilares, vigas e piso em concreto armado e, estrutura da cobertura em aço; os cais são construídos em concreto armado sobre estacas metálicas cravadas e o dique seco é composto de paredes laterais construídas com estacas prancha em aço e laje em concreto armado, construída sobre estacas metálicas cravadas. A Figura 1.4 mostra as instalações do Estaleiro Rio Grande – ERG1.



Figura 1.4 – Estaleiro Rio Grande - ERG1/RS (Fonte: Google®).

1.4 TERMINAL DE CONTÊINERES DO PORTO DO RIO GRANDE

O Terminal de Contêineres do Rio Grande é uma infraestrutura localizada em uma área do Superporto do Rio Grande (área três da Figura 1.3), no Distrito Industrial do

município do Rio Grande, às margens do canal de acesso à Barra. É administrado pelo Tecon que venceu a licitação e passou a administrá-lo a partir de 1997 por 25 (vinte e cinco) anos, renováveis por igual período, visando ser um dos melhores terminais de contêineres da América Latina.

Conforme Tecon (2013), este terminal movimenta cerca 98,00 % da carga containerizada que passa pelo Porto do Rio Grande e tem como objetivo maior, concentrar carga dos países do Cone Sul, claramente suportado pelas facilidades físicas e geográficas, pelos investimentos realizados e pelo preço competitivo.

Durante este tempo de operação alguns investimentos foram realizados na melhoria de equipamentos, em tecnologias e em instalações, como é o caso das obras de expansão do terminal. Obras estas que fazem parte de um compromisso contratual, com o Governo do Estado do Rio Grande do Sul, de expansão e modernização de sua estrutura que está de acordo com cronograma muito rígido (Tecon, 2013).

Uma das facilidades do terminal é ser atendido por três modais: ferroviário, hidroviário e rodoviário. Sua estrutura conta com aproximadamente 830.000,00 metros quadrados de área total, sendo 390.882,00 metros quadrados pavimentados, com cais com 900,00 metros de comprimento, calado de 12,50 metros (40,00 pés) a partir de 2011, armazéns para cargas especiais e gerais com área total de 17.000,00 metros quadrados. A Figura 1.5 mostra a área do terminal de contêineres do Rio Grande.



Figura 1.5 – Terminal de Contêineres do Porto do Rio Grande/RS (Fonte: Banco de imagens do Tecon).

1.5 OBRAS MARITIMAS E PORTUÁRIAS

O desenvolvimento da infraestrutura portuária serve como ponto estratégico para diversas cidades e regiões no Brasil e no mundo. O Brasil possui cerca de 8.500,00 quilômetros de costa oceânica e, com isso, diversas regiões tiveram seu crescimento baseado nas atividades portuárias, como é o caso do Rio Grande/RS, utilizado como caminho para navegação de longo curso (importações e exportações) e navegação de cabotagem (realizada pela costa do território nacional).

As obras marítimas e portuárias são essenciais para possibilitar a redução da agitação das águas, proteção da costa e manutenção das características técnicas necessárias para a movimentação e acostagem de navios, a carga e descarga das mercadorias e passageiros, além do transporte e armazenamento de produtos. Também, possibilitam a extração de recursos naturais, como é o caso da engenharia *offshore*, através da construção de diques secos e de carreiras, visando construção de plataformas para a extração de gás e petróleo.

Conforme o Dias (2010), as obras portuárias podem ser classificadas como obras de proteção (dique, molhe, espigão, entre outras), de acostagem (cais, píer), de circulação (canal, eclusa), de atracação (dolphin, ducs d'alba) e obras de construção e reparo (dique seco e carreira). Podem ser também, classificadas por tipo de cargas: terminais de contêineres, *roll-on roll-off*, para granéis líquidos e sólidos; outra classificação é pela condição de abrigo: em baías ou enseadas ou por localização: marítimas, lacustre e fluvial.

Para atender aos objetivos a que se destinam devem ser executadas empregando-se materiais com durabilidade e resistência compatíveis, de forma segura e ética, para que resistam de forma segura e eficaz às ações das cargas (combinação de esforços como os de terra: pressão da água, cargas das instalações, cargas acidentais e cargas de transporte; e cargas provenientes do mar: pressões hidrostáticas, cargas acidentais de choques e atrito de embarcações, tensão dos cabos, esforços transmitidos pelas embarcações atracadas), peso próprio, às ações do meio ambiente, como das intempéries (ações dos ventos, chuvas fortes ou fracas, períodos de grande ou pequeno volume de chuvas) e das águas (maré, correnteza, tamanho, forças geradoras e tipo das ondas, localização em áreas de respingo, contato constante ou intermitente com a água, erosão). No Brasil estas obras, além de atender a diversas especificações, dependendo do processo construtivo adotado, devem atender às recomendações da ABNT NBR 9782 (1987).

É de fundamental importância que obras portuárias tenham como objetivo a ação direta na manutenção das características que possibilitem a navegação e acostagem de forma segura. Portanto, é necessário que atendam as suas funções, de forma a manter a profundidade; largura; conformação; redução da agitação das águas de canais; estabilidade de cais, píers, terminais, entre outras.

Estas obras podem ser executadas com enrocamento de pedra; gabião; sacos preenchidos com areia, pedras naturais, alvenaria, madeira, metal ou argamassa de alta resistência; blocos em concreto armado moldado no local ou pré-moldado. Além disso, é muito utilizada a execução de plataformas em concreto sobre estacas metálicas ou em concreto e cortinas de estacas prancha, dependendo das características técnicas necessárias para projeto. Os materiais e métodos construtivos empregados devem ser avaliados na etapa de projeto e os cálculos estruturais devem ser elaborados com cautela, adotando-se os devidos coeficientes de segurança a fim de garantir as características técnicas desejadas e a durabilidade necessária.

1.6 IMPORTÂNCIA DO CONCRETO

Nas obras portuárias, como matéria-prima principal, está sendo empregado o concreto armado, devido a sua elevada resistência e durabilidade, quando executado com a combinação dos materiais adequados para cada tipo de exposição. Empregando-se, para isso, os devidos processos de fabricação e de controle das suas características e atendendo às normas vigentes de produção e aceitação.

Devido a sua importância e grande utilização nas mais diversas obras, de edificações e obras de arte, cada região do mundo normaliza como o concreto deve ser produzido, controlado e indicando os critérios de aceitação que devem ser utilizados para o concreto produzido em centrais de concreto ou em canteiro de obras.

No Brasil a normalização das estruturas em concreto começou na década de 40 do século passado, através da elaboração da NB-1, na qual eram indicadas as tensões admissíveis para o concreto na compressão simples, na flexão simples ou composta e, no cisalhamento. Já na década de 50 foi introduzido o cálculo do concreto armado em regime de ruptura, surgindo também o conceito de resistência mínima, de $3/4$ da resistência média (Fusco, 2008). E aí por

diante, outras especificações foram surgindo e as metodologias foram desenvolvidas para melhor garantir a segurança das estruturas.

Usualmente o atributo mais destacado e utilizado como especificação nos projetos estruturais para o concreto é a resistência característica à compressão, não que seja o único parâmetro importante, mas é o mais utilizado. Segundo Mehta e Monteiro (1994), isto ocorre devido à facilidade desta propriedade ser determinada. Para Magalhães (2009) somente o controle da resistência à compressão não é capaz de identificar a qualidade do concreto, porém este se caracteriza como um parâmetro de elevada importância para garantir a segurança e a durabilidade das estruturas.

Os resultados da resistência à compressão do concreto são tratados como variável aleatória e diversos fatores podem atuar, em separado ou em conjunto, causando alterações no seu valor. Fatores, estes, como a variabilidade dos materiais empregados, variabilidade e falta de treinamento da mão de obra de execução, não atendimento à normalização de ensaios e falta ou atraso na aferição de equipamentos utilizados para os ensaios. Conforme Bauer *et. al.* (2007) a heterogeneidade dos materiais e a complexidade do comportamento do concreto, tanto no estado fresco quanto endurecido, dificultam o controle de qualidade.

Portanto, torna-se indispensável a realização de um controle tecnológico que compreenda o conhecimento e mapeamento de todas estas variáveis que por ventura possam se manifestar de forma negativa, evitando-se assim dúvidas, perda da qualidade ou utilização inadequada de estruturas defeituosas.

1.7 IMPORTÂNCIA DO CONTROLE DE QUALIDADE DO CONCRETO

Conforme o Dr. J. M. Juran, renomado pesquisador americano, a definição clássica de qualidade é “qualidade é adequação ao uso”. Enquanto que para outras duas autoridades no assunto, Dr. Edwards Deming e Dr. Kaoru Ishikawa, “qualidade é conformidade aos requisitos” e “qualidade são características do produto ou serviço que satisfazem às necessidades do usuário e geram satisfação” (apud Helene e Terziam, 1992).

De acordo com Walpole *et. al.* (2009) o controle de qualidade está recebendo atenção crescente como uma ferramenta de gerenciamento por meio da qual importantes

características de um produto são observadas, avaliadas e comparadas com algum tipo de padrão. Corroborando com este conceito o controle de qualidade do concreto das obras em geral é realizado para verificar se as características especificadas foram alcançadas de forma eficaz, indicando pela aceitação ou não do lote verificado.

Conforme Pacheco e Helene (2013^a) o controle da resistência à compressão das estruturas de edificações e obras de arte é parte integrante da introdução da segurança no projeto estrutural, sendo indispensável a sua permanente comprovação, conhecido também por controle de recebimento ou de aceitação do concreto.

Esta tarefa envolve vários procedimentos de execução, amostragem, ensaios e princípios estatísticos. Porém, Bauer *et. al.* (2007) lembram que, é imprescindível que o controle tecnológico dos materiais e serviços esteja contido em um controle mais amplo, que em conjunto permitam alcançar o objetivo de realizar uma obra segura e econômica.

Não se pode deixar de citar que a responsabilidade é dividida entre concreteira e proprietário e/ou construtor, sendo normalizado que o controle de produção é da empresa concreteira e durante o controle de recebimento e aceitação é de responsabilidade do proprietário e/ou construtor.

Nas obras pesquisadas neste trabalho o controle de qualidade das características do concreto foi realizado por laboratórios terceirizados, de grande confiabilidade, contratados pelas empresas executoras e responsáveis pela indicação da aceitação dos concretos recebidos nas obras. Estes laboratórios realizaram testes de dosagem, elaboração do traço e ensaios a fim de verificar a adequabilidade do proporcionamento dos componentes, relação água/cimento (a/c), resistência obtida e demais propriedades requeridas. E para esta análise e testes foram utilizados os materiais, disponibilizados pelas concreteiras, similares aos que vieram a ser empregados na dosagem dos concretos durante a sua fabricação.

O controle tecnológico foi realizado durante todas as fases de fabricação do concreto, no recebimento e armazenamento dos materiais, na dosagem, durante a mistura, o transporte, o lançamento, o adensamento, a realização dos testes de abatimento e moldagem dos corpos de prova. Bem como, na realização dos ensaios e emissão dos relatórios necessários.

1.8 OBJETIVO GERAL

Este trabalho tem por objetivo realizar uma análise estatística rigorosa dos dados de rompimento dos corpos de prova dos concretos empregados na laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG1, nos tetrápodes de ampliação da Barra do Rio Grande/RS e na ampliação do berço III do cais do Terminal de Contêineres do Rio Grande/RS, segundo diversas normas internacionais.

1.9 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos pode-se ressaltar:

- Analisar os resultados referentes à idade de 28 (vinte e oito) dias dos corpos de prova em concreto através de ensaios realizados por laboratórios diferentes e em diferentes períodos entre os anos de 2006 e 2008, com concretos na maior parte similares em resistência característica à compressão.

- Realizar a análise estatística através do cálculo da média, desvio padrão, coeficiente de variação, gráficos de controle de Shewhart e Soma Cumulativa e, verificação da distribuição de probabilidade Normal ou Lognormal dos dados obtidos. Sendo assim, realizar uma pesquisa quantitativa de grande relevância, devido ao elevado número de resultados existentes no controle tecnológico do concreto destas obras.

- Realizar a verificação e análise da metodologia para comparação dos principais métodos de análise e aceitação de estruturas de concreto segundo diferentes normas: ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000).

1.10 ESTRUTURAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho teve sua estrutura dividida em cinco capítulos, sendo este o primeiro.

O Capítulo 2 descreve a metodologia de avaliação da resistência à compressão do concreto com a utilização de métodos para análise estatística e controle de qualidade do concreto: média, desvio padrão, coeficiente de variação, gráficos de controle de Shewhart e Soma Cumulativa (CUSUM) e aderência às distribuições de probabilidade, Normal e Lognormal. Além disso, trata da análise dos critérios de aceitação do concreto por normas de diferentes nacionalidades: a brasileira ANBT NBR 12655 (2006), a norte-americana ACI 318 (2011) e a europeia EN 206-1 (2000).

O Capítulo 3 apresenta cada uma das obras e do concreto empregado, a análise estatística dos dados e a análise dos critérios de aceitação pelas normas supracitadas, obras estas, realizadas na área do Porto do Rio Grande nos últimos anos (entre o período de 2006 a 2008). Os dados serão apresentados na seguinte ordem: construção da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG1, ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande (fabricação dos tetrápodes) e ampliação do cais do Terminal de Contêineres do Rio Grande/RS (estacas pré-moldadas protendidas e peças pré-moldadas do cais). Apresentando também, um estudo comparativo da análise estatística e dos critérios de aceitação utilizados para o concreto destas obras.

No Capítulo 4 é apresentada a conclusão quanto à pesquisa realizada para os dados de resistência característica, a partir de rompimentos dos exemplares de corpos de prova das amassadas de concreto das obras indicadas, com interpretação dos resultados obtidos no presente trabalho e a comparação entre estes.

Ao final desta dissertação encontram-se as referências bibliográficas utilizadas para a construção do trabalho; além dos anexos com os dados dos resultados do rompimento dos corpos de prova de concreto (resistências experimentais) dos concretos utilizados nas obras da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande - ERG1, tetrápodes utilizados na ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande/RS e estacas pré-moldadas protendidas e peças em concreto pré-moldado da ampliação do cais do Terminal de Contêineres do Rio Grande/RS.

2. METODOLOGIA DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO DO CONCRETO

2.1 ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DADOS DA RESISTENCIA À COMPRESSÃO

A análise estatística dos dados de rompimento dos corpos de prova será utilizada para a verificação do controle de qualidade dos concretos executados na cidade do Rio Grande/RS, por empresas diferentes, em diferentes momentos e para diferentes obras com algumas características técnicas em comum, como a localização e a exposição às ações da natureza (agressividade ambiental). Conforme Azevedo e Diniz (2008) é fato bastante conhecido que a resistência à compressão do concreto depende do nível de controle de qualidade exercido em todas as fases da sua produção.

A análise estatística do concreto não pode ser realizada apenas verificando-se valores médios devido à existência de dispersão dos dados de rompimentos e, por isso, faz-se esta verificação através da análise do desvio padrão e/ou coeficiente de variação. Então, devido à necessidade de se trabalhar com mais de um parâmetro, foi adotado o conceito de resistência característica à compressão para o concreto. De acordo com Pacheco e Helene (2013^a) o valor da resistência característica do concreto à compressão é uma medida estatística que engloba a média e a dispersão dos resultados, permitindo definir e quantificar um concreto através de apenas um valor característico.

Para a análise são necessários dados amostrais dos produtos, extraídos ao longo do tempo e do processo produtivo, com o intuito de verificar necessidades de mudança e melhoria, para adequação máxima à conformidade, minimizando, assim, gastos desnecessários advindos da falta de qualidade ou simplesmente da falta de controle, gerando produtos com características diferentes das necessárias ou que não tenham as características de desempenho para a atividade para a qual foi executada.

Neste trabalho, como metodologia para análise estatística dos dados da resistência aos 28 (vinte e oito) dias dos concretos em estudo, foi empregada a verificação da média, do desvio padrão com avaliação do controle do processo de fabricação do concreto pela ABNT NBR 7212 (2012), do coeficiente de variação com avaliação pelo ACI 214 (2002). Além da utilização de gráficos controle de Shewhart e de controle de Soma Cumulativa (CUSUM) e, a

realização do teste de Kolmogorov-Smirnov para verificar a aderência às distribuições Normal e Lognormal.

A análise estatística realizada nesta dissertação apresenta a verificação do nível de controle e desempenho do processo produtivo para as três obras divididos em quatro grandes grupos de dados com números de lotes e elementos variados, de acordo com os resultados dos exemplares disponíveis. Nesta parte, os valores dos parâmetros dos lotes e variabilidade das amostras são essenciais para análise do processo produtivo, com maior relevância para a média e desvio padrão.

Os gráficos de controle serão apresentados como forma de verificação visual de alterações durante o processo produtivo, pontos em que mudanças aconteceram, gerando a necessidade de análise para direcionar ações e medidas para a melhora do controle sobre o processo. E de acordo com Neville (2013) os gráficos (ou cartas) de controle de qualidade são largamente utilizados pelos fornecedores de concreto pré-misturado e pelo engenheiro da obra para verificar continuamente a resistência do concreto.

2.1.1 Média dos valores de resistência dos exemplares rompidos

O valor da resistência à compressão média dos lotes de concreto torna-se importante visto a sua vasta utilização como parâmetro no qual são baseadas as equações que determinam a aceitação ou não do concreto. Este é um valor empregado pelos itens das normas que tratam da aceitação das amostras, ou seja, é utilizado no cálculo da resistência à compressão estimada. É também o valor utilizado na dosagem do concreto, levando em consideração o desvio padrão da amostra, enquanto que a resistência característica à compressão é um parâmetro de projeto.

A resistência média das amostras (lotes) pode ser calculada de acordo a equação (2.1).

$$f_{cm} = \frac{\sum f_i}{n} \quad (2.1)$$

Onde:

- f_i é o valor das resistências encontradas nos exemplares rompidos, expresso em MPa;

- n é o número de elementos rompidos (exemplares).

2.1.2 Desvio padrão das amostras

Conforme o ACI 214 (2002) o desvio padrão é a medida mais geralmente utilizada para representar a dispersão do indivíduo para testar os dados de sua média. O desvio padrão de uma população é indicado como “ σ ” e o desvio padrão da amostra é representado por “ s ”.

O desvio padrão mede a variabilidade em unidades lineares, desempenhando papel importante nos métodos estatísticos e é mais usado em aplicações do que, por exemplo, a variância (Walpole *et. al*, 2009).

Os concretos das três obras analisadas foram executados por usinas de concreto devidamente qualificadas para esta atividade com equipamentos aferidos e mão de obra qualificada, com inúmeras obras já realizadas na região e, observando o atendimento das normas vigentes. Com isso, tinham o valor de seus desvios padrão conhecidos para outras obras e outros traços já executados anteriormente. Foi realizada a dosagem racional e experimental com a utilização dos mesmos materiais e condições semelhantes as das obras, como indica a norma ABNT NBR 12655 (2006).

Esta norma indica que concretos com resistência característica igual ou superior a 15,00 MPa devem passar por estudos de dosagem racional e experimental, utilizando-se a equação (2.2) para o cálculo da resistência de dosagem.

$$f_{cj} = f_{ck} + 1,65.sd \quad (2.2)$$

Onde:

- f_{cj} é a resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de “j” dias, expresso em MPa;

- f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, expressa em MPa;

- sd é o desvio padrão da dosagem expresso em MPa.

Conforme Walpole *et. al.* (2009) cálculo do desvio padrão é realizado de acordo com a equação (2.3).

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (f_i - f_{cm})^2}{n-1}} \quad (2.3)$$

Onde:

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa;
- f_i é o valor das resistências encontradas nos exemplares rompidos, expresso em MPa;
- f_{cm} é o valor da resistência média encontrado, expresso em MPa;
- n é o número de elementos rompidos (exemplares).

A ABNT 7212 (2012), no seu item 6.2, indica que o objetivo da análise estatística é avaliar o processo através de parâmetros de controle. Devendo a análise ser executada considerando os resultados previstos nos critérios apresentados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Critérios de amostragem da ABNT NBR 7212 (2012).

Especificação	Exemplo	Número mínimo de exemplares
Diversas famílias de concreto e suas classes de resistência	C30 S100 D19 e C25 S160 D12,5	32
Uma família de concreto específica e suas classes de resistência	C30 S100 D19 e C25 S100 D19	24
Uma única classe de resistência de uma determinada família de concreto	Somente C30 S160 D19	16

E em casos que não se conheça o desvio padrão, no início da obra ou em outros casos a ABNT NBR 12655 (2006) indica que no cálculo da resistência de dosagem utilizam-se os

valores da Tabela 2.2, que se referem à condição de preparo do concreto, desde que a condição de preparo adotada não sofra alterações durante a construção.

Tabela 2.2 – Desvio padrão em função da condição de preparo segundo a ABNT NBR 12655 (2006).

Condição de preparo do concreto	Classe de concreto aplicável a cada condição de preparo	Desvio padrão (MPa)
A	Aplicável às classes C10 até C80	4,00
B	Aplicável às classes C10 até C25	5,50
C	Aplicável apenas às classes C10 e C15	7,00

Como exemplo, na fabricação do concreto das estacas pré-moldadas protendidas e peças pré-moldadas do cais do berço III do Terminal de Contêineres o desvio padrão adotado para o cálculo da resistência de dosagem, verificado através da realização em ensaios de corpos de prova foi de 4,00 MPa.

Já a ABNT NBR 7212 (2012), durante a execução das concretagens, indica para a avaliação do controle do processo, com base no desvio padrão, através de uma escala com variação do nível 1 (melhor) ao nível 4 (pior), conforme indicado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Avaliação do controle do processo com base no desvio padrão segundo a ABNT NBR 7212 (2012).

Local de preparo	Desvio padrão (MPa)			
	Nível 1	Nível 2	Nível 3	Nível 4
Central	< 3,00	3,00 – 4,00	4,00 – 5,00	> 5,0

Neste trabalho será realizado o cálculo do desvio padrão de cada um dos lotes em estudo para a análise pela ABNT NBR 7212 (2012).

2.1.3 Coeficiente de variação das amostras

O coeficiente de variação é a medida do grau de dispersão existente na obtenção dos valores da resistência média da amostra, sendo assim, um indicador do controle de qualidade adotado na produção do concreto. De acordo com Real (2000) “... fixado o valor da resistência característica à compressão (f_{ck}) um concreto cujo processo de produção apresente um valor elevado para o coeficiente de variação, necessitará atingir uma resistência média (f_{cm}) mais alta, o que implica em aumento do consumo de cimento por metro cúbico, e um maior custo de produção”.

O coeficiente de variação dentro do ensaio é obtido através da razão entre o desvio padrão e o valor médio de resistência à compressão do concreto, expresso em porcentagem.

$$CV = \frac{s}{f_{cm}} \cdot 100 \quad (2.4)$$

Onde:

- CV é o coeficiente de variação, expresso em porcentagem;
- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa;
- f_{cm} é o valor da resistência média encontrado, expresso em MPa.

Pode-se verificar que, quanto menor o valor do coeficiente de variação, mais concentrado em torno da média estarão os valores e melhor será a qualidade do concreto. As avaliações recomendadas pelas normas brasileiras são baseadas no desvio padrão, porém a norte-americana indica a avaliação do produto através do coeficiente de variação. O ACI 214 (2002) faz esta análise através de duas diferentes escalas de classificação da qualidade do concreto, uma para o controle realizado no canteiro de obras e outra para o controle realizado em laboratório, conforme a Tabela 2.4 e a Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Avaliação do CV para variação global, pelo ACI 214 (2002) para $f_{ck} < 34,5$ MPa.

Classe de operação	Coeficiente de variação para diferentes padrões de controle (%)				
	Excelente	Muito bom	Bom	Razoável	Ruim
Ensaio de obra	< 7,00	7,00 - 9,00	9,00 - 11,00	11,00 - 14,00	> 14,00
Ensaio em laboratório	< 3,50	3,50 - 4,50	4,50 - 5,50	5,50 - 7,00	> 7,00

Tabela 2.5 – Avaliação do CV para variação do ensaio, pelo ACI 214 (2002) para $f_{ck} > 34,5$ MPa.

Classe de operação	Coeficiente de variação para diferentes padrões de controle (%)				
	Excelente	Muito bom	Bom	Razoável	Ruim
Ensaio de obra	< 3,00	3,00 - 4,00	4,00 - 5,00	5,00 - 6,00	> 6,00
Ensaio em laboratório	< 2,00	2,00 - 3,00	3,00 - 4,00	4,00 - 5,00	> 5,00

2.1.4 Gráficos de Shewhart

Como alternativa simples para controle e monitoramento de forma rotineira da qualidade dos materiais tem-se a utilização de gráficos de controle de Shewhart, metodologia desenvolvida em 1924 pelo físico Walter A. Shewhart, que apresenta de forma visual valores incomuns e tendências existentes nos resultados. (Walpole *et. al*, 2009).

O gráfico de controle de Shewhart fornece informações do processo produtivo que devem ser interpretadas para auxílio na tomada de decisões, reduzindo o risco de não conformidades no produto final. Esta informação é apresentada através da visualização do desempenho médio e variação aleatória do mesmo, controlando a variabilidade dentro da amostra.

Atualmente a metodologia é utilizada para análise e acompanhamento de variações na qualidade de diversos produtos, demonstrando eficácia nesta atividade. Todavia, não é usualmente empregada para o controle de qualidade do concreto, mesmo podendo ser utilizado, também, com êxito.

Para a análise por este método se faz uso de limites de controle calculados a partir dos dados e limites de alerta, ambos com base na variação do processo de produção (Gibb e Harrison, 2010). Os limites de controle são estabelecidos para controlar a probabilidade de se cometer um erro ao concluir que o processo está fora de controle quando, na verdade, ele não está (Walpole *et. al*, 2009).

É constituído de linhas horizontais sendo uma linha central (CL), que é um valor de referência da característica controlada, para controle do concreto; geralmente o valor médio dos resultados das análises das amostras recolhidas a partir de produção. É constituído também, por linhas que representam o limite superior de controle (UCL) e limite inferior de controle (LCL), podendo ser adicionados os limites de alerta, superior (UWL) e inferior (LWL). Walpole *et. al.* (2009) explicam que a latitude dada pelos limites de controle obviamente deve depender, em algum sentido, da variabilidade do processo, dependendo naturalmente, dos dados retirados dos resultados do processo. A Figura 2.1 ilustra o gráfico de controle de Shewhart.

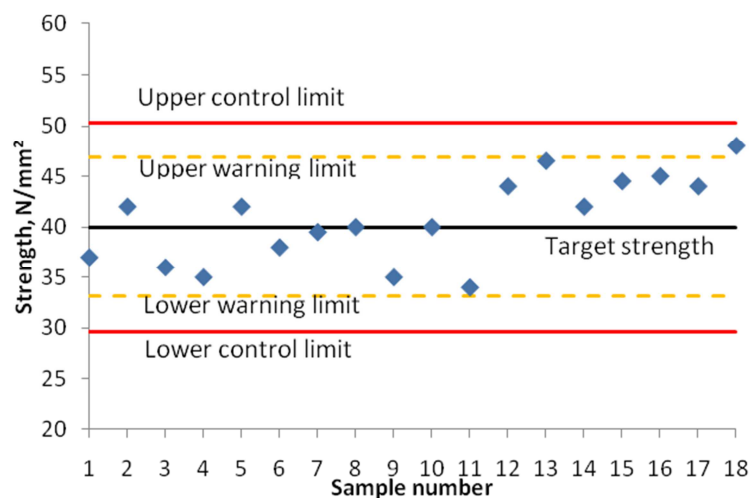


Figura 2.1 – Níveis de controle aplicados aos dados segundo a ISO 8258 (1991).

Geralmente, a tomada de decisão e a realização de ação são necessárias se o resultado está além de qualquer um dos limites de controle (inferior ou superior). Os limites de alerta (UWL e LWL) são fixados a um nível de modo que a maioria dos resultados vai cair entre as linhas quando um sistema está funcionando dentro do controle. Estes não são limites de especificação, mas limitam o alerta com base na variação do processo de produção.

De acordo com a ISO 8258 (1991) os limites superior e inferior de controle indicam que aproximadamente 99,70 % dos valores serão incluídos dentro destes limites (há cerca de 0,30 % de risco de estar além destes), ou ainda, uma probabilidade de três vezes em mil resultados estarem abaixo ou acima dos limites se o processo está sob controle. A possibilidade de que haja uma violação dos limites é realmente um acontecimento aleatório, e quando aparece um ponto fora dos limites, ações devem ser tomadas para retorno do controle do processo.

A ISO 8258 (1991) indica que a utilização deste tipo de gráfico de controle pode incorrer em dois tipos de erros. O tipo I é aquele em que o processo permanece dentro dos limites de controle, mas apenas um ponto fora dos limites devido ao acaso leva a realização de ações que geram custos sem a real necessidade. O erro do tipo II ocorre quando o processo está fora de controle, mas o ponto cai dentro dos limites de controle devido ao acaso, existindo uma falha na detecção aumentando a não conformidade. Este último é função de três possibilidades: a largura dos limites de controle, grau em que o processo está fora de controle e o tamanho da amostra.

De acordo com referência utilizada no artigo de Gibb e Harrison (2010) neste trabalho os limites utilizados estão indicados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Limites para formulação do gráfico de Shewhart de acordo com Gibb e Harrison (2010).

Limites	Identificação dos limites	Equação
Linha central	LC	f_{cm}
Limite superior de controle	UCL	$f_{cm} + 3.s$
Limite inferior de controle	LCL	$f_{cm} - 3. S$
Limite de alerta superior	UWL	$f_{cm} + 2. S$
Limite de alerta inferior	LWL	$f_{cm} - 2. S$

Onde:

- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

A escolha do tamanho da amostra e periodicidade de amostragem envolve a verificação dos custos que isso traz ao produto e se os mesmos estão disponíveis. Walpole *et. al.* (2009) relatam que costuma ser considerado mais eficaz amostrar frequentemente com um tamanho de amostra pequeno. Porém não informa o tamanho deste lote para melhor ser avaliada a amostra de dados.

2.1.5 Método da Soma Cumulativa (CUSUM)

O controle efetivo da produção é realizado com o emprego de informações da produção do concreto em conformidade com a sua especificação, eficaz controle de produção, que inclui o uso de gráficos de controle, e que, de forma significativa, reduz o risco de não conformidade beneficiando os usuários e produtores de concreto (Gibb e Harrison, 2010).

O método da Soma Cumulativa começou a ser utilizado na década de 1950, inicialmente para o controle dos processos de fabricação contínua, encontrando uso generalizado na indústria de concreto.

No Reino Unido, a soma cumulativa, ou método de CUSUM, é frequentemente utilizada para controlar a resistência de cubos aos 28 (vinte e oito) dias, a partir da resistência acelerada em 24 (vinte e quatro) horas, utilizando uma relação estabelecida previamente (Neville, 2013).

Conforme Real *et. al.* (2010) a aplicação do método da Soma Cumulativa (CUSUM) é empregada para detectar variações na resistência à compressão do concreto ao longo do processo produtivo. Este gráfico pode ser utilizado para ajudar a detectar mudanças relativamente pequenas ou mudanças na resistência média do concreto ou outras características do concreto de forma relativamente rápida (ACI 214, 2002). Corroborando com esta afirmação, Walpole *et. al.* (2009) registram que o gráfico de controle de CUSUM é mais sensível para detectar pequenas mudanças na média. Estes autores relatam ainda que o gráfico da Soma Cumulativa tem recebido considerável atenção na bibliografia estatística e tem sido usado na indústria.

O ACI 214 (2002) informa que como a distribuição de probabilidade da resistência à compressão do concreto é aproximadamente normal, os desvios dos resultados de cada ensaio de corpo de prova em relação à média dos resultados apresentam uma distribuição de probabilidade muito próxima da normal. Caso o desvio médio da média seja cerca de zero o processo está estável.

O método utiliza para a formulação do gráfico da soma acumulada das diferenças entre cada valor sucessivo do resultado da resistência à compressão dos exemplares do lote e um valor de controle, normalmente a média anterior do processo. Se o processo tiver uma média constante, naturalmente que a soma destas diferenças deve resultar zero. Então, haverá flutuações em torno deste valor central, mas o diagrama de soma cumulativa permanecerá basicamente horizontal. Caso haja variações, mesmo que pequenas o gráfico de soma acumulada mostrará através do afastamento do ponto anterior de uma distância vertical igual a esta diferença.

Day (1999) indica que o gráfico ainda mostrará oscilações em relação a uma linha reta, mas a linha do gráfico apresentará uma inclinação constante em relação à horizontal. A medida desta inclinação é igual à variação ocorrida na média e a intersecção entre a linha horizontal anterior (média anterior) com a linha inclinada denota o ponto onde começou a mudança. A Figura 2.2 ilustra o gráfico de controle de Soma Cumulativa.

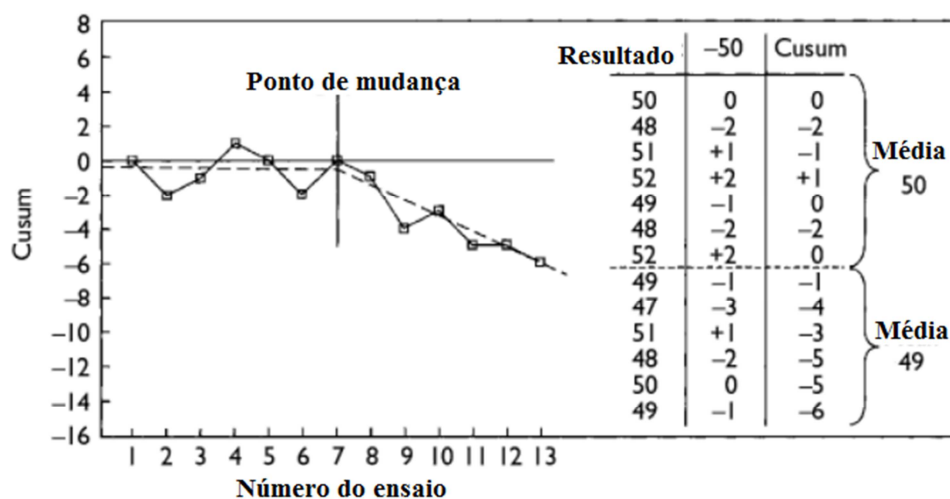


Figura 2.2 – Gráfico de Soma Cumulativa (fonte: Day, 1999).

A notação utilizada neste trabalho corresponde à notação utilizado no artigo de Real *et. al.* (2010).

O valor esperado dos desvios em relação à média, para um processo estocástico estacionário é aproximadamente zero. Portanto, se Δ_i é a diferença entre resultado do i -ésimo ensaio de corpo de prova (exemplar) “ $f_{c,i}$ ” e o valor de controle, que pode ser a resistência à compressão média do concreto ou resistência de dosagem do concreto (representadas por “ f_{cm} ”), ou seja,

$$\Delta_i = f_{c,i} - f_{cm} \quad (2.5)$$

resulta que:

$$\sum_{i=1}^N \Delta_i = \sum_{i=1}^N (f_{cm} - f_{c,i}) \approx 0 \quad (2.6)$$

desde que “ f_{cm} ” não mude e que o número total de ensaios “ N ” seja suficientemente grande.

Se ocorrer alguma alteração em algum dos componentes do concreto, no processo de produção (na forma de manuseio, no procedimento de ensaio, ou uma variação sazonal ou outra qualquer causa que possa ser detectada), os desvios dos resultados dos corpos de prova em relação à média não serão mais aleatórios e as diferenças “ Δ_i ” não terão um valor esperado igual à zero. Se a alteração descoberta provocar uma mudança de valor na média igual a uma constante “ δ ”, a partir do corpo de prova “ k ”, a soma das variações “ Δ_i ” irá apresentar uma alteração linear na forma:

$$\sum_{i=1}^N \Delta_i = \sum_{i=1}^N [f_{c,i} - f_{cm}] = \sum_{i=1}^{k-1} [f_{c,i} - f_{cm}] + \sum_{i=k}^N [f_{c,i} - f_{cm}] \quad (2.7)$$

Logo:

$$\sum_{i=1}^N \Delta_i = 0 + \sum_{i=k}^N [f_{c,i} - f_{cm}] = (N - k) \left[\sum_{i=k}^N \frac{f_{c,i}}{N - k} - f_{cm} \right] \quad (2.8)$$

E, por fim:

$$\sum_{i=1}^N \Delta_i = (N - k) \delta \quad (2.9)$$

Uma vez determinado, através do diagrama, o número do ensaio “ k ” a partir do qual há uma mudança de inclinação da linha de soma cumulativa, o valor da alteração “ δ ” em relação à média original do processo será dado por:

$$\delta = \frac{\sum_{i=k}^N \Delta_i}{(N - k)} \quad (2.10)$$

Um valor positivo para “ δ ” indica que ocorreu um aumento na resistência média. Neste caso, a soma das diferenças entre os resultados dos ensaios e a média original do processo terá um crescimento aproximadamente linear. Já um valor negativo para “ δ ” significa que a média atual do processo sofreu uma redução em relação à média original. Nesta situação, a soma das diferenças entre os resultados dos ensaios e a média original do processo terá um decréscimo aproximadamente linear.

Uma alteração na resistência média do concreto pode ser detectada fazendo-se um gráfico da soma acumulada de “ Δ_i ” em sequência. Uma mudança na inclinação do diagrama da soma cumulativa de “ Δ_i ” indica uma diferença entre a resistência média atual e um valor de referência adotado. Uma vez que esta nova tendência no diagrama de Soma Cumulativa tenha sido descoberta, uma análise conjunta deste diagrama com os materiais componentes e

com o processo de produção, manuseio e ensaio do concreto deve ser realizada, para poder-se determinar a causa desta variação (ACI 214, 2002).

Na análise deste trabalho os gráficos foram elaborados a partir de uma programação em Excel VBA, na qual os dados dos lotes dos lotes (resultados de cada exemplar, desvio padrão, média, número de elementos) foram inseridos e a partir disso foi rodada a programação para detecção dos pontos de mudanças nos resultados. Indicando assim de forma clara os pontos em que aconteceram alterações nos resultados de resistência à compressão dos corpos de prova, representando-os através da mudança de inclinação nos gráficos. Pontos estes representados na programação pela descontinuidade nos resultados calculados, através do da máscara V truncada, conforme indicado por Gibb e Harrison (2010).

2.1.6 Distribuição Normal

Para os autores Walpole *et. al.* (2009) e Devore (2006) a distribuição Normal é a mais importante das distribuições de probabilidade e estatística. Através de suas explicações os autores indicam que essa distribuição é representada pela curva normal, em forma de sino, e descreve adequadamente muitos fenômenos que ocorrem na natureza. A sua equação matemática foi desenvolvida no ano de 1733 por Abraham DeMoivre. Esta distribuição de probabilidade é indicada para a representação da resistência à compressão do concreto pelas normas brasileira, norte-americana e europeia.

A distribuição Normal é também chamada de distribuição gaussiana em homenagem a Karl Friedrich Gauss, que publicou sobre o tema em 1809. De acordo com Devore (2006) a equação matemática para a distribuição de probabilidade da variável normal depende de dois parâmetros, média e desvio padrão e possui valores de densidade conforme equação (2.11).

$$f(x; \mu, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \cdot e^{-\frac{1}{2\sigma^2} \cdot (x-\mu)^2}, -\infty < x < +\infty \quad (2.11)$$

Onde:

- $\pi = 3,14159....$;

- $e = 2,71828\dots$;
- μ é média dos dados em análise;
- σ é o desvio padrão da população.

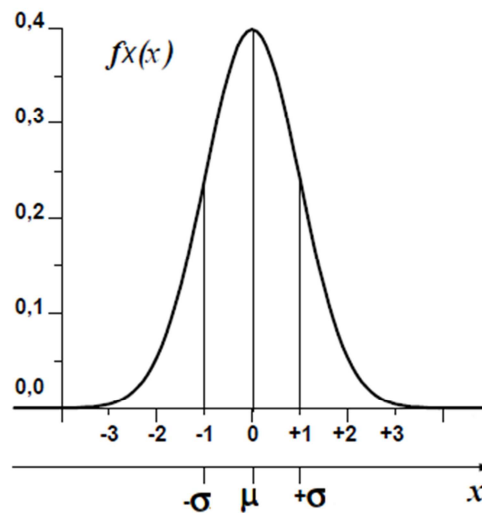


Figura 2.3 – Função densidade de probabilidade para a distribuição Normal (fonte: Real, 2000).

A curva é estruturada com os valores da média e do desvio padrão e assim amostras com a mesma média terão curvas centradas no mesmo ponto no eixo central, porém com formatos dependendo do valor do desvio padrão de cada uma. Sendo assim a amostra com maior desvio padrão será mais baixa e larga e a curva com menor variabilidade mais estreita e alta, conforme Figura 2.4.

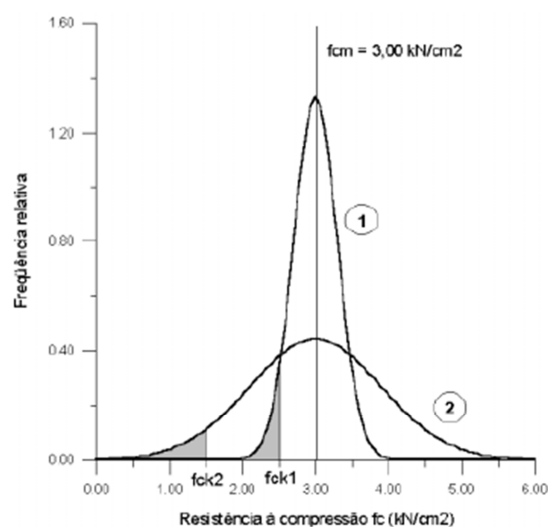


Figura 2.4 – Histograma para concreto do mesmo f_{cm} e diferente desvio padrão ($s_1 < s_2$) (fonte: Real, 2000).

2.1.7 Distribuição Lognormal

Magalhães (2009) relata que a distribuição Lognormal de probabilidade é a distribuição de uma variável aleatória cujo logaritmo segue uma distribuição Normal. O modelo Lognormal de distribuição de probabilidades não possui simetria em relação à média dos resultados. Esta distribuição de probabilidade tem sido muito estudada como alternativa ao modelo proposto por Gauss, quando este último não apresenta aderência adequada aos resultados estudados.

Em alguns estudos realizados atualmente como: Azevedo e Diniz (2008) e em outros publicados, como é o caso de Magalhães (2009), foram realizados testes de adequabilidade dos valores de resistência à compressão de concretos de obras no Pará e no Rio Grande do Sul, encontrando-se ajustamento para as distribuições Normal e Lognormal. Por isso, foi realizada a análise, da aderência dos dados à distribuição Lognormal, neste trabalho.

De acordo com Walpole *et. al.* (2009) a função de distribuição acumulada é bastante simples devido à sua relação com a distribuição Normal. E conforme Devore (2006) é usada frequentemente como modelo para diversas propriedades de materiais.

A distribuição Lognormal é dada pela equação (2.12).

$$f(x; \mu, \sigma) = \begin{cases} \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_x} \cdot e^{-\frac{[\ln(x)-\mu]^2}{2\sigma^2}} & , x \geq 0 \\ 0 & , x < 0 \end{cases} \quad (2.12)$$

Onde:

- Os parâmetros μ e σ não são a média e o desvio padrão de “x” e sim do $\ln(x)$.

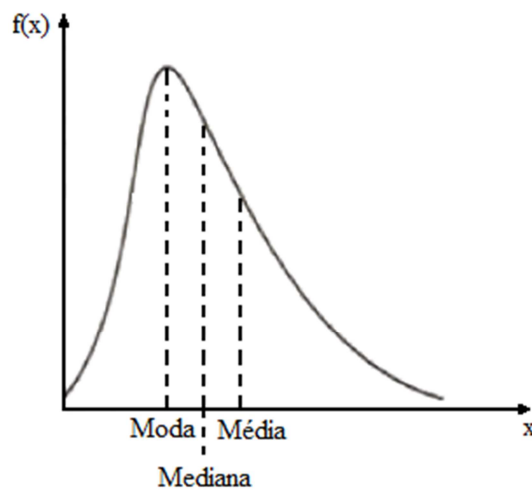


Figura 2.5 – Distribuição Lognormal de probabilidade (fonte: Magalhães, 2009).

Para o teste de aderência dos conjuntos de dados analisados neste trabalho foram utilizados os testes de ajustamento de Kolmogorov-Smirnov, assim como Magalhães (2009), para uma significância de 95,00 %. A fim de determinar qual dos modelos, distribuição Normal ou Lognormal, representa melhor os valores de resistência à compressão dos corpos de provas das três obras em estudo.

O resultado dos testes de Kolmogorov-Smirnov é aceitável quando a distância máxima entre a distribuição de probabilidade acumulada da amostra e a distribuição teórica ($D_{máx}$) for inferior ao valor de referência adotado com base no nível de significância, $D(0,05; n)$. Ou seja; $D_{máx} \leq D(0,05; n)$; onde “n” representa o tamanho da amostra (Magalhães, 2009).

2.2 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME A ABNT NBR 12655 (2006)

A norma brasileira ANBT NBR 12655 (2006), Concreto de Cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento, especifica os ensaios para controle de aceitação do concreto que devem ser realizados com esse intuito: o ensaio de consistência e o ensaio de resistência à compressão de lotes do concreto, além de ensaios e determinações para o controle das propriedades especiais.

O ensaio de consistência para aceitação do concreto fresco deve ser realizado conforme prescrito na ABNT NM 67 (1996), com atendimento aos lotes também prescritos nesta norma, sendo assim, devem ser realizados:

- a) na primeira amassada do dia;
- b) ao se reiniciar o preparo após uma interrupção da jornada de concretagem de pelo menos 2,00 horas;
- c) na troca dos operadores;
- d) cada vez que forem moldados corpos de prova.

Já o ensaio de resistência à compressão deve se realizado conforme especificação da ABNT NBR 5739 (2007) e, a formação dos lotes deve atender ao indicado na Tabela 2.7, conforme a ABNT NBR 12655 (2006).

Tabela 2.7 – Formação de lotes de concreto segundo a ANBT NBR 12655 (2006).

Limites superiores	Compressão ou compressão e flexão
Volume de concreto	50,00 m ³
Número de andares	1,00
Tempo de concretagem	Tempo de concretagem três dias de concretagem ¹⁾
¹⁾ Este período deve estar compreendido no prazo total máximo de sete dias, que inclui eventuais interrupções para tratamento de juntas.	

As amostras devem ser colhidas conforme indicado na ABNT NM 33 (1998) de forma aleatória durante o lançamento do concreto e obrigatoriamente devem ser formadas por exemplares. A ABNT NBR 12655 (2006) indica que lotes de amostras devem ser formados por “n” exemplares conforme o método de amostragem a ser utilizado, devendo representar a

amassada de concreto em análise. Logo as amostras devem ser colhidas do concreto da mesma amassada, moldados pelo mesmo operador, receber o mesmo tratamento e serem rompidos no mesmo ato.

Cada exemplar é formado por dois corpos de prova cada um e toma-se como resistência do exemplar o maior dos dois valores obtidos no ensaio. Conforme Pacheco e Helene (2013^a) as operações de ensaio estão estabelecidas para obter a máxima resistência potencial do concreto. Sendo assim a eficiência destas operações é decisiva para obtenção de um valor confiável e que possa ser tomado como característico de certo lote.

Para o controle estatístico do concreto a norma brasileira ABNT NBR 12655 (2006) indica os controles por amostragem parcial e por amostragem total. Para cada um destes controles é prevista uma forma de cálculo do valor estimado da resistência característica, respectivamente, $f_{ck,est}^1$ e $f_{ck,est}^2$, dos lotes de concreto. Sendo que para a aceitação dos lotes, a resistência característica calculada através dos resultados dos ensaios deve ser sempre maior ou igual que a resistência característica de projeto, ou seja, $f_{ck,est} \geq f_{ck}$. De acordo com os autores Azevedo e Diniz (2008) esta norma admite que o resultado da resistência à compressão possa ser modelado por uma distribuição Normal de probabilidade

2.2.1 Controle estatístico do concreto por amostragem parcial

Neste tipo de controle são moldados exemplares de algumas betonadas e dependendo do número de exemplares altera-se a forma de cálculo do $f_{ck,est}$. Para concretos do grupo I (até C 50) o mínimo é de seis exemplares e para concretos do grupo II (superiores ao C 50) o mínimo são doze exemplares.

Utilizam-se então duas equações para o cálculo da resistência característica estimada ($f_{ck,est}^1$) com lote entre seis e vinte exemplares e lote com número superior de vinte exemplares.

- a) Número de elementos “n” tal que $6,00 \leq n < 20,00$, a resistência característica estimada é determinada pela equação (2.13):

$$f_{ck,est}^1 = 2 \frac{f_1 + f_2 + \dots + f_{m-1}}{m-1} - f_m \quad (2.13)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^1$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo controle por amostragem parcial, expresso em MPa;

- $m = n/2$;

- $f_1, f_2, \dots, f_m$ são os valores de resistência dos exemplares organizados em ordem crescente, expressos em MPa.

Atendendo-se ainda a condição de que o valor de $f_{ck,est}$ não deve ser inferior a $\Psi_6.f_1$, adotando para Ψ_6 os valores apresentados na Tabela 2.8, em função da condição de preparo do concreto e do número de exemplares da amostra.

Tabela 2.8 – Valores de Ψ_6 segundo a ABNT NBR 12655 (2006).

Condição de preparo	Número de exemplares										
	2,00	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00	8,00	10,00	12,00	14,00	$\geq 16,00$
A	0,82	0,86	0,89	0,91	0,92	0,94	0,95	0,97	0,99	1,00	1,02
B ou C	0,75	0,80	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,96	0,98	1,00	1,02
Observação: Os valores de n entre 2 e 5 são empregados para os casos excepcionais.											

Onde, de acordo com a ABNT NBR 12655 (2006):

- Condição A (aplicável às classes C10 até C80): o cimento e os agregados são medidos em massa, a água de amassamento é medida em massa ou volume com dispositivo dosador e corrigida em função da umidade dos agregados;

- Condição B:

aplicável às classes C10 até C25: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em massa combinada com volume;

aplicável às classes C10 até C20: o cimento é medido em massa, a água de amassamento é medida em volume mediante dispositivo dosador e os agregados medidos em volume. A umidade do agregado miúdo é determinada pelo menos três vezes durante o serviço do mesmo turno de concretagem. O volume de agregado miúdo é corrigido através da curva de inchamento estabelecida especificamente para o material utilizado;

- Condição C (aplicável apenas aos concretos de classe C10 e C15): o cimento é medido em massa, os agregados são medidos em volume, a água de amassamento é medida em volume e a sua quantidade é corrigida em função da estimativa da umidade dos agregados e da determinação da consistência do concreto, conforme disposto na ABNT NBR NM 67 ou outro método normalizado.

b) Quando o número de elementos for superior a vinte, $n \geq 20,00$, a resistência característica estimada é dada por:

$$f_{ck,est}^1 = f_{cm} - 1,65.s \quad (2.14)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^1$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo controle por amostragem parcial, expresso em MPa;

- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

2.2.2 Controle estatístico do concreto por amostragem total

No caso de utilização deste controle são retiradas amostras e realizado o ensaio de exemplares de todas as amassadas de concreto, ou seja, 100,00 % das amassadas são

analisadas, permitindo a constatação da resistência potencial de todos os lotes do concreto produzido. E para este método também se utiliza duas equações para a determinação da resistência característica estimada.

- a) Para número de elementos menor que vinte, $n \leq 20,00$, o valor da resistência característica estimada do lote é igual ao valor da menor resistência dentre os exemplares ensaiados:

$$f_{ck,est}^2 = f_1 \quad (2.15)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^2$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo controle por amostragem total, expresso em MPa;

- f_1 é o menor valor de resistência dos exemplares rompidos, expressa em MPa.

- b) Para $n > 20,00$, coloca-se o resultado do ensaio dos exemplares em ordem crescente e o valor da resistência estimada é igual ao valor do elemento que representa o quinto percentil.

$$f_{ck,est}^2 = f_{ij} \quad (2.16)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^2$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo controle por amostragem total, expresso em MPa;

- $i = 0,05.n$. Quando o valor de i for fracionário, adota-se o número inteiro imediatamente superior.

Nota: Mesmo que cada um dos concretos tenham o seu controle tecnológico realizado por um dos métodos de amostragem, neste trabalho serão apresentados os valores para os dois métodos da ABNT NBR 12655 (2006), a fim de comparação, conforme trabalhos realizados por Magalhães (2009) e Bauer *et. al.* (2007). Bauer *et. al.* (2007) apresentam um estudo de caso de lotes de um dado concreto através dos estimadores propostos pela ABNT NBR 12655 (2006), evidenciando as diferenças apontadas por cada um deles. E estas diferenças serão analisadas em cada um dos casos em estudo.

2.2.3 Controle estatístico do concreto em casos excepcionais

Em casos especiais, em que se divide a estrutura em lotes de no máximo 10,00 metros cúbicos pode-se amostrá-los com número de exemplares entre 2,00 e 5,00, e a resistência estimada é dada pela equação (2.17).

$$f_{ck,est}^3 = \Psi_6 \cdot f_1 \quad (2.17)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^3$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo controle estatístico do concreto em casos excepcionais, expresso em MPa;
- O valor de Ψ_6 é extraído da Tabela 2.8;
- f_1 é o menor valor de resistência dos exemplares rompidos, expressa em MPa.

2.3 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME O ACI 318 (2011)

Para o concreto produzido na América do Norte a norma específica é a ACI COMMITTEE 318 (2011), Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary.

Assim como no Brasil a norma norte-americana considera que os projetos de construção requerem amostragem de rotina e fabricação de peças moldadas (cilindros). Estes cilindros são geralmente moldados a partir de amostras de concreto tomadas pela descarga de um caminhão ou de um lote de concreto moldado e, curado, e testado sob procedimentos padronizados. Os resultados destes ensaios representam a resistência potencial do concreto, em vez da resistência efetiva do concreto na estrutura. Inevitavelmente, os resultados dos testes de resistência podem variar. De forma resumida, o ACI 214 (2002) indica que variações na medida de resistência podem ser provenientes de qualquer uma das seguintes fontes a seguir.

a) Variações das proporções e características de lote para lote dos materiais constituintes do concreto, a produção, entrega e processo de manipulação, além de condições climáticas e;

b) Variações na amostragem, preparação de amostras, cura e procedimentos dentro dos testes.

A Tabela 2.9 detalha melhor as principais fontes de variação na resistência à compressão de acordo com o ACI 214 (2002).

Tabela 2.9 – Fontes de variação da resistência do concreto segundo o ACI 214 (2002).

Devido às propriedades do concreto	Devido aos procedimentos de amostragem inadequados
Controle da água ineficiente: - variação excessiva de umidade no agregado ou variação nas medições de umidade; - adição de água extra no concreto para manter o slump.	Variações, devido à fabricação técnicas: - manipulação, armazenamento e cura de corpos de prova recém-feitos; - má qualidade, danos ou moldes distorcidos.
Variações na necessidade de água causadas por: - mudanças na classificação do agregado, absorção, a forma da partícula; - mudanças no cimento e propriedades da mistura; - mudanças no teor de ar; - tempo de entrega e mudança de temperatura.	Mudanças na cura: - variação de temperatura; - controle de umidade variável; - atrasos ao levar os corpos de prova para o laboratório; - atrasos no início padrão da cura.
Variações nas características e proporções de ingredientes: - agregados; - materiais de cimento, incluindo pozolanas; - misturas.	Ineficiência nos procedimentos de teste: - preparação de amostras; - procedimento de teste; - não calibração de equipamentos de teste.
As variações na temperatura do concreto e cura.	
Variações na mistura, transporte, lançamento e adensamento.	

A norma ACI 214 (2002) indica que conclusões sobre a resistência do concreto só podem ser derivadas de uma série de testes. Sendo assim, a resistência do concreto pode ser estimada com razoável precisão apenas quando um número adequado de testes é realizado, de acordo com as práticas padronizadas e métodos de ensaio. Os procedimentos estatísticos fornecem ferramentas de valor considerável ao avaliar os resultados dos testes de resistência à

compressão. Informações derivadas de tais procedimentos também são valiosas para refinar critérios de projeto e especificações.

O modelo norte-americano, ACI 318 (2011), admite como Normal a distribuição de probabilidade da resistência do concreto, assim como, a norma brasileira. E especifica a média mínima necessária para a dosagem do concreto para garantir a aceitação do concreto. Nesta norma o $f_{ck,est}$ equivale ao quantil de 9,00 % de probabilidade de resultados inferiores, enquanto que na norma brasileira ABNT NBR 12655 (2006) equivale a 5,00 %.

Conforme Pacheco e Helene (2013^b) esta norma recomenda que a retirada de corpos de prova deve obedecer a critérios diferentes da norma brasileira. Critérios estes como: $\geq 1,00$ exemplar por dia de concretagem; $\geq 1,00$ exemplar para cada 115,00 metros cúbicos de concreto; $\geq 1,00$ exemplar para cada 465,00 metros quadrados de área construída; dispensando o controle para volumes inferiores a 36,00 metros cúbicos; cada betonada fornece apenas um resultado; o tamanho mínimo da amostra deve ser de cinco exemplares (caso não houver cinco betonadas pode ser menos de cinco); para representação de um exemplar obter a média de dois corpos de prova cilíndricos, quando tiverem 15,00 x 30,00 centímetros (diâmetro x altura), alterando-se para a média de três corpos de prova, quando utilizados corpos de prova de 10,00 x 20,00 centímetros (diâmetro x altura).

A seguir são apresentadas as equações de relação da resistência de dosagem com a resistência característica, sendo que as duas primeiras equações apresentadas (2.18) e (2.19) são utilizadas para os concretos com $f_{ck} \leq 35,00$ MPa, enquanto que para concretos com $f_{ck} > 35,00$ MPa as equações (2.18) e (2.20) devem ser utilizadas. Como padronização do trabalho com relação às equações utilizadas anteriormente a notação utilizada pelo ACI 318 (2011) foi alterada utilizando-se a mesma notação da ABNT NBR 12655 (2006).

$$f_{ck,est}^4 = f_{cm} - 1,34.s \quad (2.18)$$

$$f_{ck,est}^4 = f_{cm} - 2,33.s + 3,5 \quad (2.19)$$

$$f_{ck,est}^4 = (f_{cm} - 2,33.s)/0,90 \quad (2.20)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^4$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pelo ACI 318 (2011), expresso em MPa;

- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

E para ambas as possibilidades são adotadas como $f_{ck,est}^4$ do lote em análise o menor valor calculado dentre as equações utilizadas. E este valor deve ser maior do que o valor de resistência característica de projeto, ou seja, $f_{ck,est}^4 \geq f_{ck}$ de projeto. Na realidade vale sempre o valor da equação (2.18), desde que atendida as equações (2.19) e (2.20) para concretos com $f_{ck} \leq 35,00$ MPa e $f_{ck} > 35,00$, respectivamente.

As equações levam em consideração que a resistência característica de projeto seja o valor abaixo do qual haja a probabilidade de resultar 1,00 % das médias de cada três resultados consecutivos, ou a probabilidade similar de haver resultados individuais mais de 3,50 MPa abaixo da referida resistência característica.

Esta norma indica como calcular a resistência de dosagem quando o desvio padrão for desconhecido, sendo com isso, definida através de relação com a resistência característica do concreto, conforme a Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Resistência de dosagem quando o desvio padrão for desconhecido (Azevedo e Diniz, 2008).

Resistência característica (MPa)	Resistência média do lote (MPa)
$f_{ck} < 21,00$	$f_{cm} = f_{ck} + 7,00$
$21,0 \leq f_{ck} \leq 35,00$	$f_{cm} = f_{ck} + 8,30$
$f_{ck} > 35,00$	$f_{cm} = 1,1.f_{ck} + 5,00$

2.4 ACEITAÇÃO DO CONCRETO CONFORME A EN 206-1 (2000)

Na Europa a norma EN 206-1 (2000) - Concrete: specification, performance, production and conformity, é a norma específica que trata da produção, controle e critérios de aceitação para o concreto produzido.

Segundo este documento o resultado do ensaio deve ser obtido a partir de um corpo de prova individual ou da média dos resultados de ensaio de dois ou mais corpos de prova fabricados de uma amostra e ensaiados com a mesma idade. De acordo com Faria (2010) no plano de amostragem e de ensaio e nos critérios de conformidade, faz-se distinção entre a produção inicial e a produção contínua. Sendo a produção inicial os corpos de prova até atingir os primeiros trinta e cinco resultados de ensaios. Já a produção contínua é atingida quando são obtidos, pelo menos trinta e cinco resultados de ensaios num período que não exceda os 12 (doze) meses.

O desvio padrão da amostra pode ser representativo do lote desde que o número de resultados seja igual ou superior a trinta e cinco, tornando mais confiável a sua estimativa e possibilitando a aproximação maior entre população e amostras (lotes separados).

A aceitação do concreto é avaliada, por dois critérios, em corpos de prova ensaiados para:

- a) Grupos de “n” resultados de ensaios consecutivos da resistência média à compressão do concreto (f_{cm}) com ou sem sobreposição (Critério 1);
- b) Cada resultado individual do ensaio de resistência à compressão do concreto (f_{ci}) (Critério 2).

Tabela 2.11 – Critérios de conformidade para a resistência segundo a EN 206-1 (2000).

Produção	Número “n” de resultados de ensaios da resistência à compressão no grupo	Critério 1	Critério 2
		Média dos “n” resultados (f_{cm}) MPa	Qualquer resultado individual de ensaio (f_{ci}) MPa
Inicial	3,00	$\geq f_{ck} + 4,00$	$\geq f_{ck} - 4,00$
Contínua	$\geq 15,00$	$\geq f_{ck} + 1,48.s$	$\geq f_{ck} - 4,00$

Para a análise da aceitação do concreto utilizado neste trabalho visto que são resultados contínuos de uma série de corpos de prova de diferentes obras, foi utilizada a equação (2.21), sendo atestada a conformidade quando $f_{ck,est}^5 \geq f_{ck}$.

$$f_{ck,est}^5 = f_{cm} - 1,48.s \quad (2.21)$$

Onde:

- $f_{ck,est}^5$ é adotado neste trabalho como resistência característica estimada calculada pela EN 206-1 (2000), expresso em MPa;

- f_{cm} é a resistência média do lote, expressa em MPa;

- s é o desvio padrão da amostra, expresso em MPa.

No caso da produção contínua esta norma indica a amostragem de um exemplar a cada 400,00 metros cúbicos (a partir dos 50,00 metros cúbicos iniciais) ou pelo menos um exemplar por semana, para concretos com certificação de controle de produção. Intervalo este alterado quando o concreto não tiver certificação de controle de produção, para um exemplar a cada 150,00 metros cúbicos. Com amostras retiradas depois da adição de toda a água e todo o aditivo. E ainda, o desvio padrão de produção pode superar em 37,00 % o desvio padrão de dosagem. (Pacheco e Helene, 2013^b).

A resistência estimada por esta norma considera a probabilidade de 7,00 % dos resultados caírem abaixo da resistência característica especificada em projeto.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 DESCRIÇÃO GERAL DAS ESPECIFICAÇÕES DO CONCRETO EMPREGADO NAS OBRAS ESTUDADAS

As obras estudadas neste trabalho foram executadas no período de 2006 a 2008 e têm grande importância para a economia e o auxílio no desenvolvimento da cidade do Rio Grande/RS. E seguindo o que é especificado nas normas brasileiras não se podia deixar de realizar alguns controles, acompanhamento de procedimentos e atendimento às especificações destas normas. Por isso, este item trata das especificações gerais atendidas pelas empresas contratadas para a execução dos concretos em análise e a seguir é realizada a descrição individual de cada uma delas.

Os concretos utilizados nas obras da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG1, tetrápodes da ampliação da Barra do Rio Grande e ampliação do cais do Terminal de Contêineres (estacas e peças do cais) tem a especificação de resistência característica à compressão 40,00 MPa, exceto as peças pré-moldadas do cais do Terminal de Contêineres que possuem especificação de 50,00 MPa. A massa específica normal para todos os concretos está compreendida entre 2.000,00 e 2.800,00 kg/m³, fazendo parte do Grupo I, conforme especificado na ABNT NBR 8953 (2009). Com isso, todos os concretos tratados neste trabalho são C40 ou C50, conforme Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Classificação do concreto estrutural por grupos de resistência segundo a ABNT NBR 8953 (2009).

Grupo	Classe de resistência	f_{ck} (MPa)	Grupo	Classe de resistência	f_{ck} (MPa)
I	C20	20,00	II	C55	55,00
	C25	25,00		C60	60,00
	C30	30,00		C70	70,00
	C35	35,00		C80	80,00
	C40	40,00		C90	90,00
	C45	45,00		C100	100,00
	C50	50,00			

Conforme a ABNT NBR 8953 (2009) concretos do grupo I são concretos para fins estruturais, sendo a resistência característica à compressão verificada através da moldagem e rompimento de corpos de prova conforme as normas ABNT NBR 5738 (2003) e ABNT NBR 5739 (2007), respectivamente.

De acordo com a ABNT NBR 6118 (2007), a agressividade ambiental é classificada de acordo com o apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Classes de agressividade ambiental segundo a ABNT NBR 6118 (2007).

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
I	Fraca	Rural	Insignificante
		Submersa	
II	Moderada	Urbana ^{1), 2)}	Pequeno
III	Forte	Marinha ¹⁾	Grande
		Industrial ^{1), 2)}	
IV	Muito forte	Industrial ^{1), 3)}	Elevado
		Respingos de maré	

¹⁾ Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

²⁾ Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade relativa do ar menor ou igual a 65,00%, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos, ou regiões onde chove raramente.

³⁾ Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes e indústrias químicas.

Os concretos em análise neste trabalho, laje de fundo do dique e tetrápodes são classificados com classe de agressividade ambiental IV e, os concretos das estacas e peças estruturais do cais foram considerados, por atender às especificações mínimas da classificação, também, como classe IV. Esta classe tem agressividade muito forte e elevado risco de deterioração das estruturas, corroborando com as ações do tipo de ambiente em que as estruturas em análise estarão sujeitas durante sua operação: às margens da Laguna dos Patos e do Oceano Atlântico.

Os concretos utilizados foram dosados em centrais de concreto (usinas) e transportados por caminhões betoneira dotados de agitador que efetuam a mistura dos materiais componentes do concreto (MCC) e mantém a homogeneidade do compósito.

Para a definição dos traços utilizados foram realizadas as etapas de preparo indicadas na ABNT NBR 12655 (2006):

- a) caracterização dos materiais componentes do concreto;
- b) estudo de dosagem do concreto;
- c) ajuste e comprovação do traço de concreto;
- d) elaboração do concreto.

Conforme Mehta e Monteiro (2008) “a dosagem do concreto é o processo da combinação correta de cimento, agregados, água, adições e aditivos, para produzir o concreto de acordo com as especificações dadas”.

Todas as concretagens se enquadram e atendem às exigências da ABNT NBR 7212 (2012) para a execução de concreto dosado em centrais, ABNT NM 33 (1998) para a realização de amostragem, ABNT NM 67 (1996) para realização da verificação da consistência pelo abatimento do tronco de cone e aceitação do concreto fresco, ABNT NBR 6118 (2007), e ABNT NBR 12655 (2006) para aceitação do concreto endurecido, bem como, outras normas brasileiras e do Mercosul.

Nesta dissertação devido ao elevado quantitativo de dados de cada grupo em análise (concretos da laje de fundo, tetrápodes, estacas e peças estruturais) optou-se por uma análise de lotes com período de concretagem superior ao especificado pela ABNT NBR 12655 (2006). Como o objetivo fundamental é a realização de uma análise da uniformidade e do tratamento estatístico adotado em cada uma das normas de aceitação utilizou-se os modelos de controle parcial. Desta forma, embora os casos da laje de fundo, tetrápodes e peças estruturais do cais, o número de exemplares corresponda à população de resultados fez-se uma análise como se fosse amostragem.

3.1.1 Controle tecnológico dos MCC dos concretos empregados

O armazenamento dos agregados empregados nas obras foi realizado em baias separadas com a devida identificação das características dos materiais para evitar a mistura inadequada dos mesmos. As especificações da norma ABNT NBR 7211 (2009) foram atendidas, sendo assim, os agregados eram compostos por grãos de minerais duros, compactos, estáveis, duráveis e limpos, sem conter substâncias de natureza e em quantidade que possam afetar a hidratação e o endurecimento do cimento, a proteção da armadura contra a corrosão, a durabilidade e o aspecto visual externo do concreto.

Todos os ensaios para a caracterização e verificação do atendimento às exigências das normas, de distribuição granulométricas, substâncias nocivas, durabilidade e ensaios especiais necessários, para agregado miúdo e graúdo, sendo que para este último ainda eram realizadas as análises da forma dos grãos e desgaste; eram de responsabilidade da empresa fornecedora dos mesmos, passando por verificação (contraprova) dos resultados através de novos ensaios realizados pelos laboratórios de controle tecnológico dos concretos. Quanto à aceitação ou rejeição dos materiais recebidos no canteiro de obras ou nas centrais de concreto foi utilizada como objeto regulador a norma brasileira ABNT NBR NM 26 (2009), garantido o atendimento a todas as especificações e prescrições desta norma.

Quando do recebimento dos aditivos nas obras foram atendidas as especificações da norma brasileira ABNT NBR 11768 (2011), que indica que a amostragem dos aditivos deve ser representativa do lote que vai ser controlado e realizado no momento da entrega e recebimento do produto. Sendo empregada a metodologia de amostragem e ensaio para a amostragem de aditivos líquidos e ou em pó, conforme os produtos eram recebidos. Durante o tempo de armazenamento dos aditivos os mesmos eram identificados até a data final de validade ou a sua utilização na dosagem do concreto produzido, o que acontecesse primeiro.

Quando do recebimento dos cimentos os materiais eram realizadas as inspeções, amostragens e ensaios, conforme indicam as normas brasileiras ABNT NBR 5741 (1993), ABNT NBR 5732 (1991) e ABNT NBR 5736 (1991), para a realização dos ensaios por laboratório terceirizado que fazia o controle tecnológico de todos os materiais componentes, e controle tecnológico de todo o concreto produzido e lançado nas obras e/ou canteiro de fabricação das peças pré-moldadas. Além da realização de controle do tempo de permanência

do cimento na área de armazenamento, através da identificação dos lotes com a data de recebimento.

A água de amassamento empregada nas três obras foi a fornecida pela concessionária da cidade do Rio Grande/RS, direta da rede de abastecimento e armazenada em reservatórios de água, nos canteiros de obras e/ou de fabricação e nas centrais de concreto. Reservatórios estes em que armazenavam água o suficiente para o abastecimento durante as concretagens, evitando qualquer falha durante as operações. Sendo analisada através de ensaios realizados buscando evitar contaminações na massa de concreto, através da análise da presença de sulfetos, cloretos, quantidade de matéria orgânica presente, sólidos dissolvidos, sólidos totais, sólidos em suspensão e pH, conforme indica a ABNT NBR 12654 (1992). Além da realização de ensaios de tempo de início e fim de pega e resistência a compressão, para comparação com pasta e argamassa sem contaminações.

3.1.2 Dosagem e transporte dos traços de concreto

Os materiais componentes do concreto (MCC) eram lançados em caminhões betoneira com agitação, para a realização da homogeneização durante o transporte do concreto. Cada caminhão para a entrega era acompanhado por documento de remessa, contendo dados do concreto, a quantidade de concreto, a data de entrega e demais itens indicados na norma ABNT NBR 7212 (2012).

As dosagens atenderam a ABNT NBR 7212 (2012) e ABNT NBR 12655 (2006) para a condição de preparo “A”, como segue:

- Os agregados eram dosados em massa, com desvio máximo, em valor absoluto, de 3,00 % do valor nominal da massa ou 1,00 % da capacidade da balança, adotando-se o menor dos dois valores;

- O cimento era dosado em massa, com desvio máximo do valor nominal igual a 1,00 % da capacidade da balança, em valor absoluto, nas dosagens iguais ou superiores a 30,00 % dessa capacidade.

- A água era dosada em massa e a quantidade total de água era determinada com desvio máximo de 3,00 % em relação à quantidade nominal, em valor absoluto. Sendo descontada a água devido à umidade dos agregados;

- Os aditivos eram adicionados de forma a assegurar a sua distribuição uniforme na massa do concreto, admitindo-se desvio máximo de dosagem não superior a 5,00 % da quantidade nominal, em valor absoluto.

Para o controle destes desvios máximos os equipamentos passavam por aferições frequentes, não se ultrapassando 5.000,00 metros cúbicos de concreto dosado, nem períodos superiores a 03 (três) meses.

O concreto era transportado até o ponto do lançamento para entrega antes do início de pega, para ser bombeado por bomba lança de concreto ou descarga convencional, executando a peça ou pano determinado pelo planejamento e preparado previamente pelos profissionais da obra (execução de formas, limpeza, entre outros). Durante o transporte em caminhão betoneira com agitação, além de realizar a mistura dos componentes, buscava-se atender a uma das indicações da norma brasileira ABNT NBR 14931 (2004), que especifica que o meio de transporte não deve acarretar desagregação dos componentes do concreto ou perda sensível de água, pasta ou argamassa por vazamento ou evaporação.

3.1.3 Lançamento e adensamento dos concretos empregados

O período máximo de tempo entre o momento que a água entrava em contato com os componentes e o final da concretagem não ultrapassava 2h30min, conforme indicado na norma brasileira ABNT NBR 14931 (2004).

Atendendo à especificação da ABNT NBR 14931 (2004) quando o concreto foi bombeado, o diâmetro interno do tubo de bombeamento era no mínimo quatro vezes o diâmetro máximo do agregado graúdo. Ou no caso dos pré-moldados a descarga foi realizada de através da utilização da calha do caminhão betoneira, pois o acesso do caminhão foi executado até a lateral das formas, sem provocar a segregação da mistura.

Durante o lançamento do concreto entregue, em todas as amassadas eram realizadas as amostragens para a realização de testes de abatimento para aceitação do concreto fresco, conforme indicado na norma Mercosul ABNT NM 33 (1998). A amostragem era retirada em recipientes de material não absorvente, metálico, com volume e forma que permitissem armazenar e homogeneizar a amostra coletada sem segregação dos componentes. Em volume

da amostra de pelo menos 1,50 vezes a quantidade necessária para a realização dos ensaios e no mínimo 30,00 litros, pois eram realizados, também, os ensaios de resistência à compressão.

A retirada de amostras era realizada durante a operação de descarga direto do caminhão betoneira, após a retirada dos primeiros 15,00 % e antes de completar a descarga de 85,00 % do volume total da betonada, realizada em dois ou mais períodos regularmente espaçados e dentro do limite de tempo de no máximo 15 (quinze) minutos do tempo decorrido entre a obtenção da primeira e da última porção de uma amostra composta. Ou de forma direta da tubulação da bomba em uma só porção com a interceptação evitando-se sempre início e o final do bombeamento.

A realização dos ensaios de abatimento atendia às especificações da ABNT NM 67 (1996), utilizando-se moldes metálicos em forma de tronco de cone com as bases paralelas e abertas, com aletas na base inferior e alças na parte superior (a dois terços da altura) com dimensões conforme a norma indica.

As bases para apoio do molde utilizadas eram em metal quadrada de dimensões 500,00 x 500,00 milímetros e espessura de igual o superior a 3,00 milímetros. E haste de compactação reta, em aço, com extremidades arredondadas e comprimento de 600,00 milímetros.

O preenchimento de moldagem era realizado em três camadas de aproximadamente um terço da altura do molde, cerca de 100,00 milímetros, com vinte e cinco golpes cada uma. Cada camada de concreto foi compactada de forma distribuída e uniforme. Sendo a operação de preenchimento do molde e retirada deste em no máximo cento e cinquenta segundos e o ensaio desde a extração das amostras em cinco minutos.

A finalização dos ensaios de abatimento acontecia quando da remoção do molde, de forma vertical, era realizada, imediatamente, a medição da diferença de altura da base superior do molde, colocado na lateral do monte que se formava e a altura do eixo da amostra de concreto, que atendia a especificação dos traços e tolerâncias especificadas na norma ABNT NBR 7212 (2012).

O adensamento dos concretos era realizado imediatamente após o lançamento de forma cuidadosa para garantir que todos os cantos das formas fossem preenchidos, conforme indica a norma brasileira ANBT NBR 14931 (2004).

3.1.4 Cura dos concretos

A realização da cura apropriada visa evitar a perda de água pela superfície exposta e é primordial para o alcance das características desejadas, sendo um fator muito importante que ajuda a evitar não conformidades.

A cura dos concretos lançados na obra da laje de fundo (moldada no local) e nos pré-moldados (tetrápodes, estacas e peças estruturais) iniciava depois do lançamento e adequado adensamento. Empregando-se a cura úmida para os concretos da laje de fundo, tetrápodes e peças estruturais do cais, enquanto que as estacas do terminal de contêineres passaram por cura a vapor.

3.1.5 Moldagem e cura dos corpos de prova

A moldagem de todas as amassadas de concreto lançadas nas obras era realizada conforme a norma ABNT NBR 5738 (2003). Os moldes e suas bases eram limpos pela equipe de laboratório com antecedência à moldagem dos corpos de prova e revestidos internamente com óleo mineral. Os moldes cilíndricos eram moldados com adensamento manual, utilizando-se uma haste cilíndrica em aço. Antes do preenchimento era realizada uma prévia remistura da amostra para assegurar uniformidade da massa e o preenchimento dos moldes era realizado com a utilização de uma concha de seção “U”, distribuindo de forma simétrica o material sobre toda a borda do molde.

Os corpos de prova moldados e rasados na superfície com a borda do molde eram acondicionados em local protegido, superfície horizontal, livre de vibrações ou perturbações. Durante as primeiras vinte e quatro horas os corpos de prova eram armazenados em local protegido de intempéries e cobertos com material não reativo e não absorvente, para evitar perda de água.

A desmoldagem dos corpos de prova era realizada vinte e quatro horas depois da moldagem, os quais eram identificados e depositados em tanque de cura construído de material resistente, durável e não corrosivo, conforme indicado na ABNT NBR 9479 (2006).

Os corpos de prova eram curados nos tanques de cura, conforme permite esta norma e para a manutenção das características de cura dos corpos de prova eram atendidas também outras indicações desta norma, como:

- Controle da temperatura da água de tanques de cura deve ser $(23,00 \pm 2,00)$ °C, mantida através de dispositivos de climatização, no caso, eram utilizadas resistências elétricas e de controladores automáticos de temperatura, capazes de manter a temperatura entre 21,00 e 25,00 °C;
- Foi assegurada que as superfícies expostas dos corpos de prova estocados se mantivessem úmidas durante todo o período de cura.

Depois do período de cura úmida dos corpos de prova, os mesmos eram preparados para o ensaio com a realização da preparação das suas bases com capeamento.

3.1.6 Rompimento dos corpos de prova

Os corpos de prova depois de curados nas idades de vinte e quatro horas; três, sete, vinte e oito, cinquenta e seis e noventa e um dias para a obra dos tetrápodes e berço III do Terminal de Contêineres e; três, sete, vinte e oito, cinquenta e seis e noventa e um dias para a obra da laje de fundo foram rompidos conforme a ABNT NBR 5739 (2007).

Os equipamentos de compressão utilizados tinham acionamento por fonte estável de energia, permitindo a aplicação de força contínua, regular e sem choques nos corpos de prova preparados e posicionados para o rompimento. Estes equipamentos de compressão e os de medição tinham suas calibrações válidas conforme os prazos e tolerâncias indicados em normas.

A relação altura e diâmetro (h/d) dos corpos de prova era de 2,00, sendo assim o fator de correção adotado foi 1,00.

As tolerâncias de tempo para o rompimento dos corpos de prova em cada uma das idades foram atendidas, conforme indicado na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Tolerância para a idade de ensaio de acordo com a ABNT NBR 5739 (2007).

Idade de ensaio	Tolerância permitida (horas)
24 horas	0,50
3 dias	2,00
7 dias	6,00
28 dias	24,00
63 dias	36,00
91 dias	48,00

A resistência à compressão dos corpos de prova ensaiados foi obtida através da equação indicada no item 6.1.1 da norma ABNT NBR 5739 (2007), sendo calculada através da equação (3.1).

$$f_c = 4.F / (\pi.D^2) \quad (3.1)$$

Onde:

- f_c é a resistência à compressão, expressa em MPa;
- F é a força máxima alcançada, expressa em Newton (N);
- D é o diâmetro do corpo de prova, expresso em milímetros.

3.1.7 Controle tecnológico do concreto

Para nortear cada concretagem foram seguidos os planos de concretagem previamente elaborados e aprovados, que continham dados da indicação da área (pano de concretagem ou peça) e volume a ser concretado, os dados de lançamento, adensamento e acabamento, determinação das juntas de concretagem quando existente (entre os panos). As concretagens foram executadas durante o dia e, às vezes à noite, e conforme indica a norma brasileira ABNT NBR 14931 (2004) foram realizados o controle da temperatura e umidade relativa, para evitar a perda de consistência e garantir a adequada temperatura da massa de concreto.

O controle tecnológico durante as três obras em análise foi realizado ou fiscalizado pelo Laboratório de Materiais da FURG, Fundação Universidade Federal do Rio Grande.

3.2 DESCRIÇÃO DA OBRA DO DIQUE SECO

O dique seco é um dos locais de maior importância nos estaleiros, no dique são realizadas as fases de edificação de grandes blocos, mega blocos, anéis, seções e acabamento avançado das estruturas navais.

Conforme Favarin (2011) o dique seco é um dos principais ativos de um estaleiro, pois apesar de necessitar de maiores investimentos, facilita o acesso dos blocos à embarcação por estar no plano horizontal e permite docagens para correções pós-lançamento.

O dique seco do Estaleiro Rio Grande - ERG1 é o maior dique da América Latina. Nesta estrutura são executadas as atividades de união de módulos, fabricações e demais ações para a construção ou reparo de estruturas e equipamentos navais; desta forma, caracterizando-se como uma das partes mais importantes do estaleiro.

As dimensões do dique seco de 350,00 metros de comprimento por 133,00 metros de largura e profundidade de 13,80 metros em relação ao nível do mar (altura total de 17,10 metros) permitem reparos em até dois navios petroleiros ou plataformas simultaneamente.

É construído com paredes laterais em estacas metálicas cuja estabilidade é garantida por tirantes permanentes com comprimento na ordem de 50,00 metros, viga em concreto armado na sua parte superior, fundação em estacas metálicas cravadas totalizando 5.400,00 unidades que chegam a 36,00 metros de comprimento e a base em concreto armado, que é o pavimento do dique, chamado de laje de fundo. A Figura 3.1 ilustra o dique seco.



Figura 3.1 – Vista aérea do dique seco do Estaleiro Rio Grande - ERG1.

3.2.1 Descrição da laje de fundo

A laje de fundo do dique seco possui as dimensões da base de 133,00 x 350,00 metros, e espessura variável, dependendo do plano de cargas proposto para a operacionalização desta estrutura. É construída em concreto armado na cota -13,80 metros (no centro) e -13,95 metros (nas laterais), em relação ao nível do mar.

A laje de fundo recebe de forma direta a água das intempéries do local e água salobra advinda da abertura da porta batel (água do canal da Barra do Rio Grande), quando da realização da operação de enchimento do dique com o objetivo de entrada ou saída de embarcações. Esta porta batel é um equipamento que faz a vedação entre o dique e canal de acesso do Porto.

Devido à existência da água pluvial há um sistema de canaletas, caixas separadoras de água e óleo e cinco bombas de drenagem com vazão de 400,00 metros cúbicos por hora cada uma. E quando do enchimento do dique há outro sistema para o seu esvaziamento, composto de outras quatro bombas (duas de 10.000,00 e duas de 1.000,00 metros cúbicos por hora) controladas e monitoradas através da casa de bombas do dique, localizada na lateral deste.

Conforme Larrossa *et. al.* (2011), devido as suas grandes dimensões a laje foi executada por etapas, sendo, portanto inevitável a ocorrência de juntas de construção, que foram previamente programadas e, principalmente, impermeabilizadas. Bem como destaca que estas etapas, que compõem os panos da laje de fundo foram concretadas alternadamente de modo a evitar a fissuração da estrutura.

A laje de fundo é constituída de concreto armado de $f_{ck} = 40,00$ MPa , com espessura variando de 0,56 a 1,00 metro, conforme o projeto de cargas e das canaletas de drenagem de água.

A Figura 3.2 e a Figura 3.3 mostram o modelo de panos da laje de fundo e o dique seco durante o estaqueamento e execução e alguns panos em concreto, respectivamente.



Figura 3.2 – Vista de panos da laje de fundo do dique seco a durante construção.

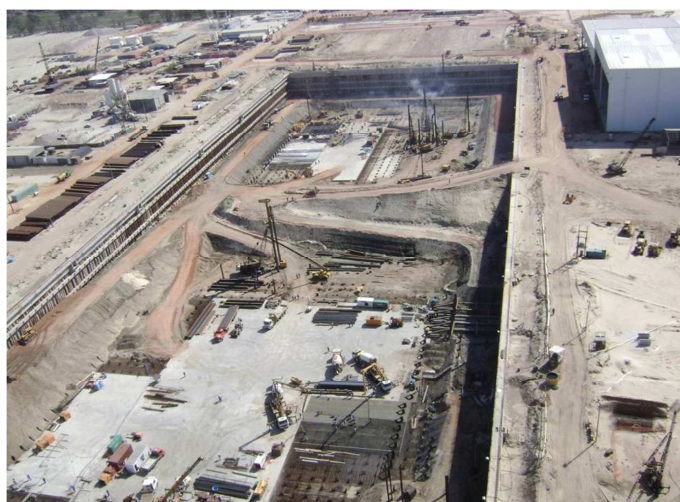


Figura 3.3 – Vista aérea durante a construção da laje de fundo.

3.2.2 Descrição do concreto empregado na laje de fundo

O concreto empregado na construção da laje de fundo do dique seco teve classe de consistência S100, referente ao abatimento de 100,00 milímetros com variação de $\pm 20,00$ milímetros, ou seja, C40 S100 ± 20 . Foram utilizadas três centrais de concreto de diferentes empresas, sendo uma de canteiro, localizada na própria obra e, duas centrais comerciais, que atendiam também à demanda local da cidade além desta obra.

Neste trabalho serão analisados de forma estatística os dados dos rompimentos de uma das centrais, a central de canteiro, visto o número de dados ser representativo do conjunto total de dados.

Neste traço de concreto da laje de fundo foram utilizados, como agregado graúdo, a brita 1, atendendo a definição da norma brasileira ABNT NBR 7211 (2009), na qual especifica que agregado graúdo possui dimensão máxima não superior a 19,00 milímetros. Sendo estes agregados, graúdo e miúdo, oriundos da região de Pelotas/RS e eram armazenados no canteiro de obras, junto à central de canteiro.

O cimento empregado era da marca ANCAP classe de resistência 40 e foi fornecido pela empresa contratante que importou do Uruguai a totalidade do material utilizado. As características deste cimento não seguem rigidamente as classificações estabelecidas pela ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland. Porém, através de ensaios laboratoriais, com determinação de índices físicos e químicos, verificou-se uma grande semelhança deste cimento com a classificação Cimento Portland Comum - CP I. Essa informação leva em consideração o fato de o cimento em questão atender a todas as especificações da norma brasileira ABNT NBR 5732 (1991), apresentadas na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Características do cimento Portland Comum segundo a ABNT NBR 5732 (1991).

Teores dos componentes do cimento Portland comum - Componentes (% em massa)		
Clínquer + sulfatos de cálcio		100,00 %
Escória granulada de alto forno		0,00 %
Material pozolânico		0,00 %
Material carbonático		0,00 %
Exigências químicas - Limites (% da massa)		
Resíduo insolúvel (RI)		$\leq 1,00 \%$
Perda ao fogo (PF)		$\leq 2,00 \%$
Óxido de magnésio (MgO)		$\leq 6,50 \%$
Trióxido de enxofre (SO ₃)		$\leq 4,00 \%$
Anidrido carbônico (CO ₂)		$\leq 1,00 \%$
Exigências físicas e mecânicas		
Finura	Resíduo na peneira 75 μm	$\leq 10,00 \%$
	Área específica	$\geq 280,00 \text{ m}^2/\text{kg}$
Tempo de início de pega		$\geq 1,00 \text{ h}$
Expansibilidade a quente		$\leq 5,00 \text{ mm}$
Resistência à Compressão	3 dias de idade	$\geq 15,00 \text{ MPa}$
	7 dias de idade	$\geq 25,00 \text{ MPa}$
	28 dias de idade	$\geq 40,00 \text{ MPa}$

O cimento era transportado em caminhões comuns, em big bags e armazenado em galpão fechado equipado de exaustão para dispersão de partículas soltas para evitar qualquer contaminação e garantir a qualidade do ar para os trabalhadores em contato com o produto. Quando da necessidade de utilização do cimento o mesmo era repassado para caminhão de transporte de cimento a granel (cebolão) e transportado para o local, para ser repassado ao silo de armazenamento da central.

Ainda, como produto aglomerante foi empregado uma proporção de no máximo 5,00 % de microssílica. A microssílica é um subproduto do processo de fabricação do ferrosilício,

e sua denominação padrão é sílica ativa, conforme determinação da norma brasileira ABNT NBR 13956 (2012). Como aditivo o traço utilizou aditivo polifuncional marca Rheotec® 418.

O traço empregado na produção do concreto analisado está representado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Traço do concreto analisado da laje de fundo.

Descrição	Unidade	Quantidade/m ³	Observações
Cimento CP-N Ancap	kg	380,00	$f_{ck} = 40,00 \text{ MPa}$
Sílica Ativa Silmix	kg	20,00	
Brita 01	kg	1.023,00	Abatimento $100 \pm 20 \text{ mm}$
Areia Média	kg	574,00	
Areia Fina	kg	143,00	Água/Aglomerante 0,425
Aditivo Polifuncional RheoTec 418	l	3,23	
Água	l	170,00	Umidade 0,00 %

O concreto em análise foi fabricado no período de novembro de 2008 à novembro de 2009, pela central de canteiro, com utilização exclusiva para a obra do Estaleiro Rio Grande - ERG1. A Figura 3.5 e a Figura 3.5 demonstram algumas fases do controle tecnológico do concreto durante a execução das atividades de construção da laje de fundo.

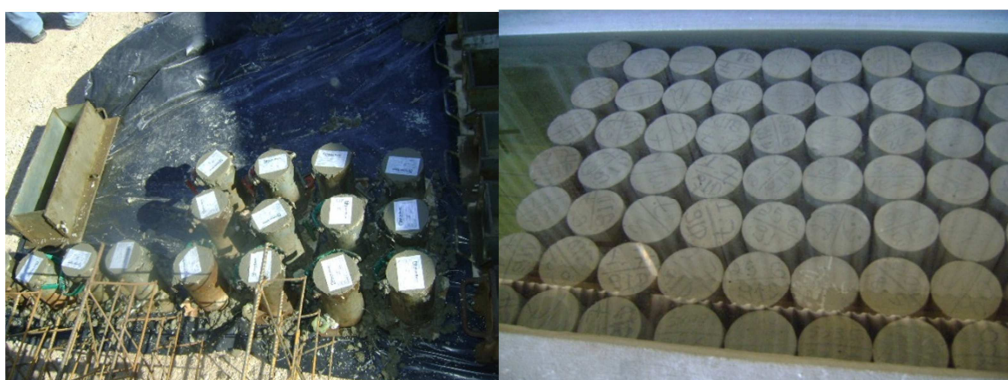


Figura 3.4 – Controle tecnológico: cura de corpos do concreto da laje de fundo do dique seco (fonte: Magalhães, 2009).



Figura 3.5 – Controle tecnológico: rompimento de corpos do concreto da laje de fundo do dique seco (fonte: Magalhães, 2009).

3.2.3 Análise estatística do concreto da laje de fundo

Os ensaios de resistência à compressão em corpos de prova realizados para o controle desta obra geraram um extenso banco de dados. Os dados em utilização nesta análise são referentes ao rompimento dos corpos de prova aos 28 (vinte e oito) dias de idade e ao concreto fornecido por uma das usinas (a de canteiro), sendo moldados entre os dias 27/11/2008 e 10/11/2009. São dados de aproximadamente de 4.900,00 exemplares rompidos, ou seja, 9.800,00 unidades de corpos de prova, somente para esta idade, com ensaios realizados no período de dezembro de 2008 a dezembro de 2009.

A Tabela 3.6 contém as informações dos lotes nos quais os dados foram agrupados para este estudo. Durante a realização dos ensaios na obra o critério de formação de lotes foi atendido conforme a ANBT NBR 12655 (2006), sendo que neste trabalho com o intuito de facilitar as análises, o critério para sua formação foi de agrupamento dos valores nos meses de realização dos ensaios.

Tabela 3.6 – Dados analisados do concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).

a)

Mês	1	2	3	4	5	6	7
Período	Dez/08	Jan/09	Fev/09	Mar/09	Abr/09	Mai/09	Jun/09
<i>n</i>	35,00	130,00	106,00	162,00	364,00	441,00	593,00
<i>s</i> (MPa)	2,58	4,88	5,00	5,53	3,82	3,69	3,25
CV (%)	4,34	9,50	9,42	11,39	7,59	7,53	6,70
<i>f_{cm}</i> (MPa)	59,45	51,33	53,03	48,55	50,39	49,07	48,52

b)

Mês	8	9	10	11	12	13
Período	Jul/09	Ago/09	Set/09	Out/09	Nov/09	Dez/09
<i>n</i>	158,00	414,00	609,00	892,00	807,00	160,00
<i>s</i> (MPa)	4,66	3,93	4,35	3,40	3,76	4,09
CV (%)	8,84	7,48	8,83	7,10	7,84	8,88
<i>f_{cm}</i> (MPa)	52,79	52,52	49,26	47,98	47,95	46,02

Os valores de desvio padrão nos lotes mantiveram-se em torno de 4,00 MPa em cerca de nove meses de ensaios, depois do mês de abril de 2009. No primeiro o rompimento dos exemplares obteve valor de desvio padrão baixo (2,58 MPa) e nos meses de maior intensidade de calor (janeiro, fevereiro e março) o desvio padrão dos lotes foram superiores, chegando a até 5,53 MPa. De acordo com os valores da Tabela 2.3, para a classificação do controle do processo do concreto pela ABNT NBR 7212 (2012), o desvio padrão o concreto da laje de fundo obteve nível 1 para o lote 1, nível 2 para os lotes 5, 6, 7, 9, 11, 12, nível 3 para os lotes 2, 3, 8, 10 e 13 e apenas o lote 4 com nível 4, que obteve a maior variação na resistência à compressão do concreto. Pode-se ressaltar que através dessa escala de valores o preparo obteve maior número de resultados nos níveis 2 e 3, conforme demonstrado a Figura 3.6.

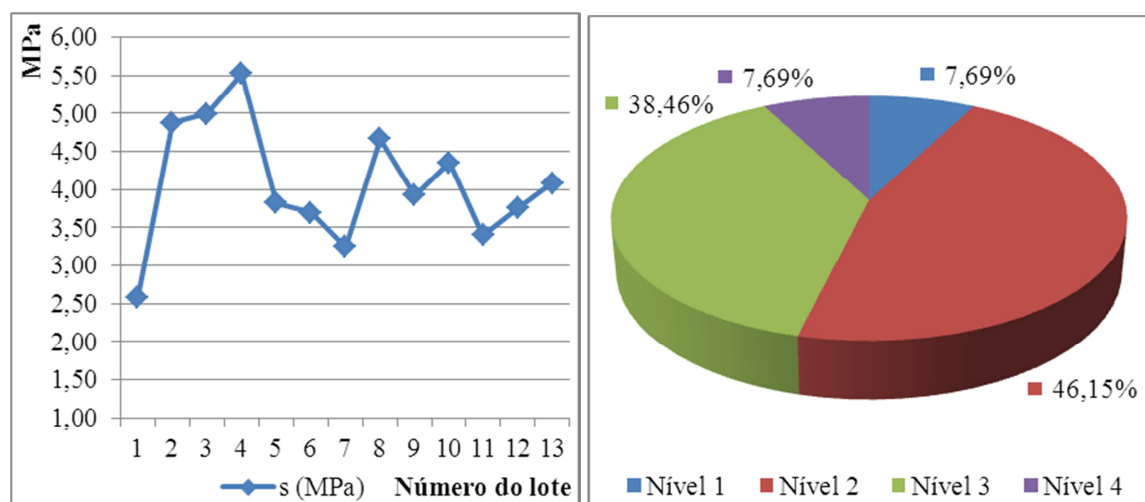


Figura 3.6 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto da laje de fundo pela ABNT NBR 7212 (2012).

A resistência média à compressão dos lotes obteve variação entre os meses, variando conforme indicado na Figura 3.7. O mês com maior resistência média foi o primeiro mês de ensaio no qual também teve o menor desvio padrão e o menor coeficiente de variação de toda a produção.

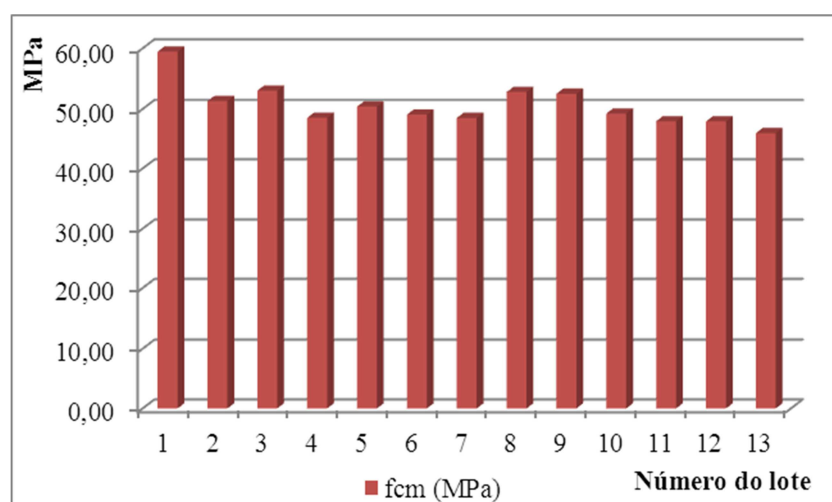


Figura 3.7 – Variação da resistência média dos lotes do concreto da laje de fundo.

Acompanhando a análise dos valores de desvio padrão, os valores do coeficiente de variação dos lotes mantiveram-se menores do que 10,00 % em doze dos lotes, ultrapassando este valor apenas no mês de março de 2009 (lote 4), mês, também, com maior desvio padrão.

Com base na avaliação indicada no ACI 214 (2002) os valores do coeficiente de variação dos lotes ficam entre excelente e muito bom para a maior parte dos resultados, e um lote (o de número 4) controle razoável. Isto indica um bom controle de qualidade durante a produção, no qual diversas etapas podem gerar alterações nos resultados. A Figura 3.8 demonstra de forma gráfica os valores do coeficiente de variação dos lotes e apresenta a avaliação do processo segundo a metodologia norte-americana.

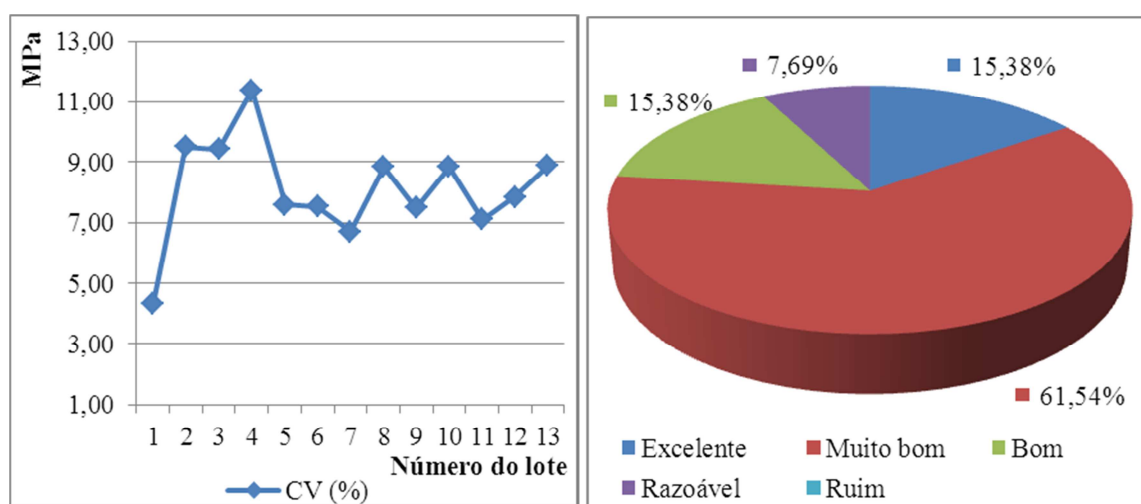


Figura 3.8 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto da laje de fundo pelo ACI 214 (2002).

A análise dos dados do concreto da laje de fundo pelo método do gráfico de controle de Shewhart foi realizada com os treze lotes em separado e, por último, unindo os 4.871,00 resultados dos exemplares em um único lote para realizar comparações. A Tabela 3.7 apresenta os dados dos lotes e as informações utilizadas para a formatação dos gráficos (linha central, limites de controle e de alerta).

Tabela 3.7 – Dados do concreto da laje de fundo para a elaboração dos gráficos de Shewhart.

Lote	Quant. exemplares (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle		Limites de alerta	
				Superior	Inferior	Superior	Inferior
			LC (MPa)	UCL (MPa)	LCL (MPa)	UWL (MPa)	LWL (MPa)
1	35,00	2,58	59,45	67,20	51,71	64,62	54,29
2	130,00	4,88	51,33	65,96	36,70	61,08	41,57
3	106,00	5,00	53,03	68,01	38,04	63,02	43,04
4	162,00	5,53	48,55	65,14	31,96	59,61	37,49
5	364,00	3,82	50,39	61,86	38,92	58,03	42,75
6	441,00	3,69	49,07	60,16	37,99	56,46	41,68
7	593,00	3,25	48,52	58,28	38,77	55,02	42,02
8	158,00	4,66	52,79	66,78	38,80	62,12	43,46
9	414,00	3,93	52,52	64,30	40,73	60,37	44,66
10	609,00	4,35	49,26	62,31	36,21	57,96	40,56
11	892,00	3,40	47,98	58,19	37,77	54,79	41,17
12	807,00	3,76	47,95	59,22	36,68	55,46	40,43
13	160,00	4,09	46,02	58,28	33,75	54,20	37,84
Único	4.871,00	4,34	49,26	62,26	36,25	57,93	40,59

Como pode-se verificar os limites variam de lote para lote conforme a variabilidade dos exemplares dentro de cada um destes. Sendo assim, cada lote é representado por suas características, possui tendência central e limites diferentes dos demais.

Para exemplificação desta variação a Figura 3.9 até a Figura 3.15 representam os gráficos dos lotes em análise. Nos quais pode-se verificar que os lotes 1 e 11 com menor e maior variabilidade, respectivamente. Estes dois lotes se diferenciam pelo número de exemplares, sendo o lote 1 muito menor que o lote 11 ($n_1 = 35,00$ e $n_{11} = 892,00$), mas mesmo assim, representam lotes com menor e maior número de limites ultrapassados.

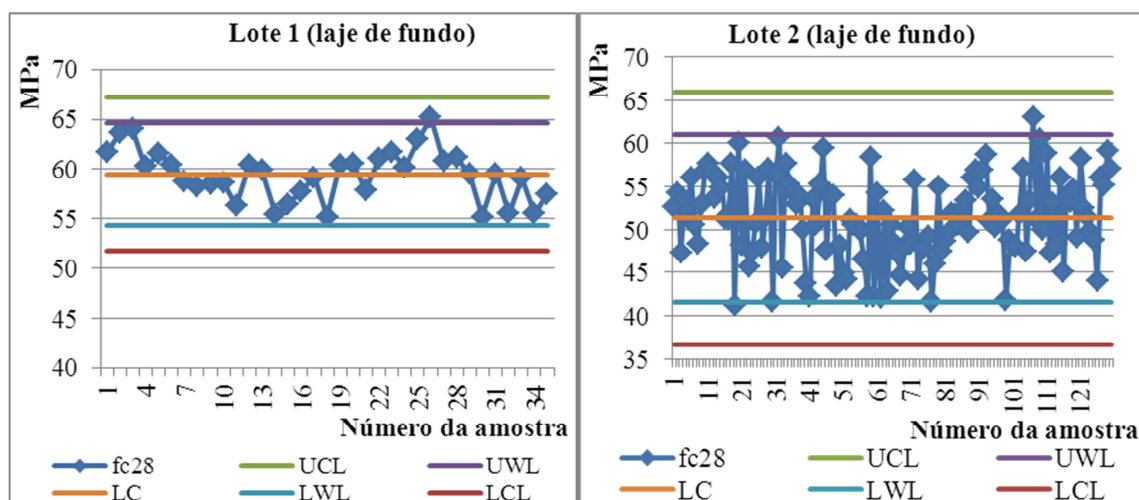


Figura 3.9 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados da laje de fundo.

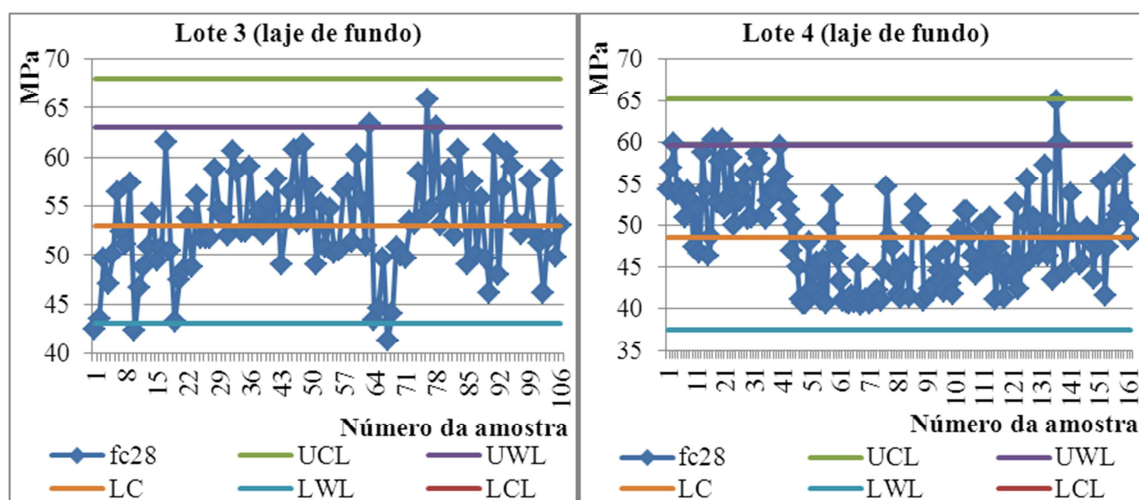


Figura 3.10 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados da laje de fundo.

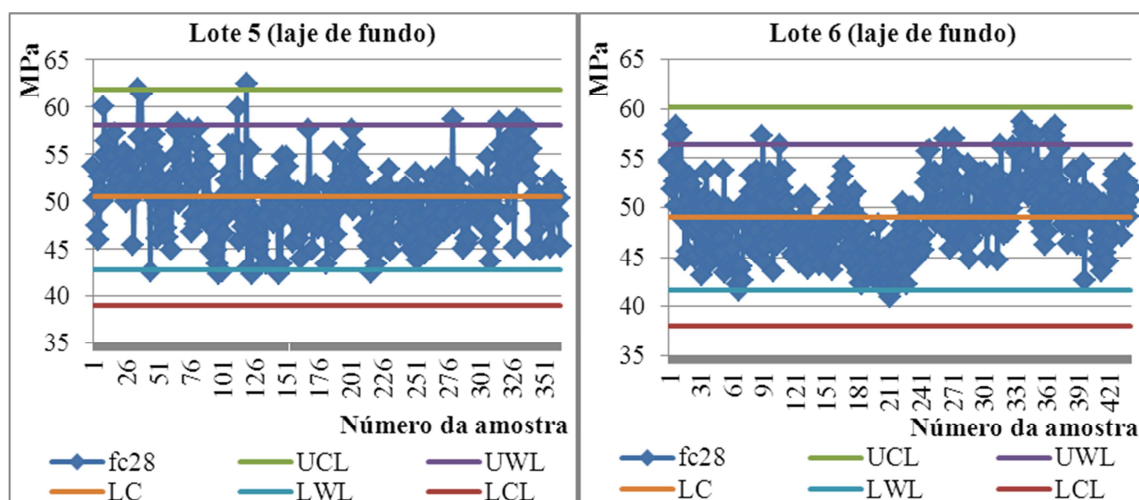


Figura 3.11 – Gráfico de Shewhart para os lotes 5 e 6 dos dados da laje de fundo.

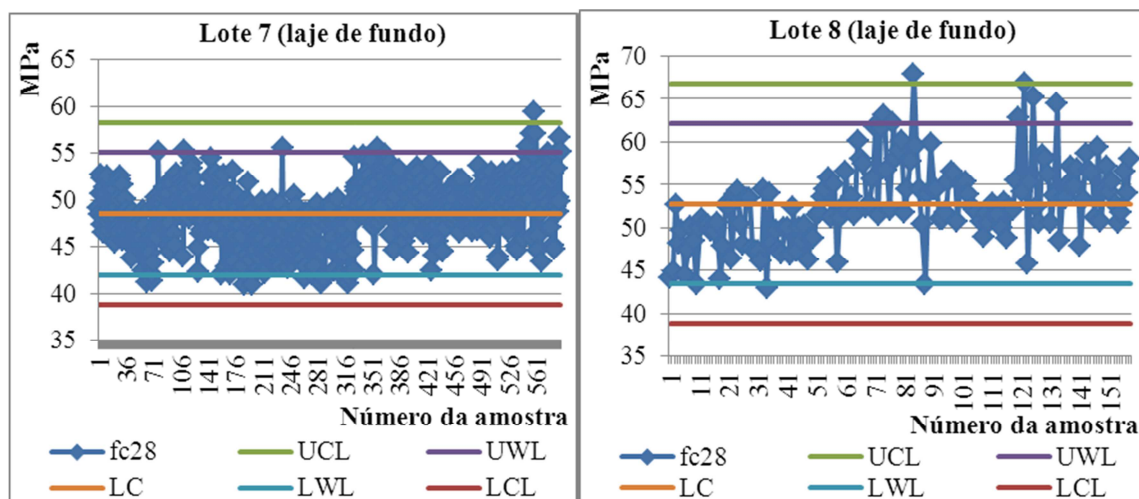


Figura 3.12 – Gráfico de Shewhart para os lotes 7 e 8 dos dados da laje de fundo.

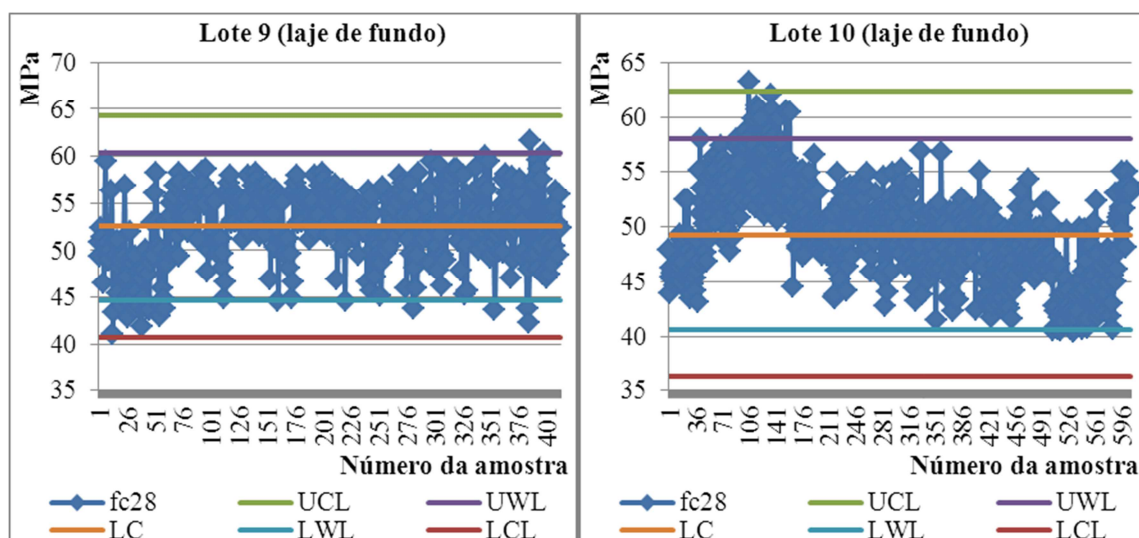


Figura 3.13 – Gráfico de Shewhart para os lotes 9 e 10 dos dados da laje de fundo.

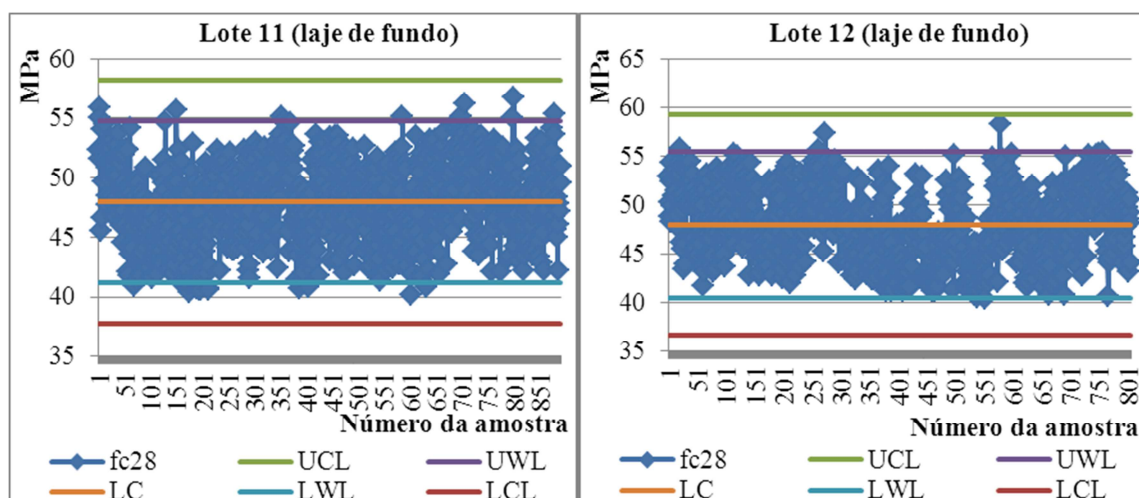


Figura 3.14 – Gráfico de Shewhart para os lotes 11 e 12 dos dados da laje de fundo.

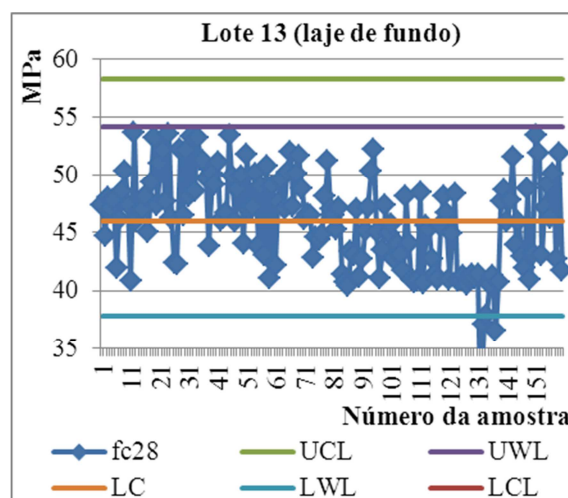


Figura 3.15 – Gráfico de Shewhart para o lote 13 dos dados da laje de fundo.

O lote 11 mesmo sendo o lote com maior variação nos dados somente teve exemplares com resultados que ultrapassaram os limites de alerta, sem alcançar nenhum dos limites de controle, assim pode-se dizer que o processo produtivo estava sob controle.

O gráfico de controle de Shewart representa de forma visual se o processo está sob controle quando os limites de controle inferior e superior não são ultrapassados. Neste conjunto de dados, dos 4.871,00 resultados, sete pontos aleatórios indicaram que o processo, naqueles pontos, estava fora de controle. Estes pontos de ultrapassagem foram detectados em quatro lotes para o limite superior (um ponto nos lotes 7 e 8 e dois pontos nos lotes 5 e 8, cada um) e um lote para o limite inferior (no lote 13). Para simplificação da amostragem destes gráficos de controle a Tabela 3.8 resume o quantitativo dos lotes com limites ultrapassados, mostrando que foram eventos aleatórios, ou seja, não houve relação entre o número de excedidos com o valor do seu desvio padrão ou com o tamanho da amostra.

Tabela 3.8 – Limites excedidos nos gráficos de Shewhart para o concreto da laje de fundo.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
			LC (MPa)	Superior	Inferior	Superior	Inferior	
				UCL	LCL	UWL	LWL	
1	35,00	2,58	59,45	-	-	1,00	-	1,00
2	130,00	4,88	51,33	-	-	1,00	1,00	2,00
3	106,00	5,00	53,03	-	-	3,00	3,00	6,00
4	162,00	5,53	48,55	-	-	5,00	-	5,00
5	364,00	3,82	50,39	2,00	-	9,00	6,00	17,00
6	441,00	3,69	49,07	-	-	16,00	3,00	19,00
7	593,00	3,25	48,52	1,00	-	9,00	14,00	24,00
8	158,00	4,66	52,79	2,00	-	5,00	3,00	10,00
9	414,00	3,93	52,52	-	-	1,00	18,00	19,00
10	609,00	4,35	49,26	1,00	-	17,00	4,00	22,00
11	892,00	3,40	47,98	-	-	11,00	17,00	28,00
12	807,00	3,76	47,95	-	-	4,00	1,00	5,00
13	160,00	4,09	46,02	-	1,00	-	2,00	3,00
Total de cada limite ultrapassado				6,00	1,00	82,00	72,00	161,00
Total geral				7,00		154,00		161,00

Pode-se ver que os limites de controle foram ultrapassados em sete exemplares, cerca de 0,14 %, já os limites de alerta em cerca de 3,16 % dos exemplares. Mostrando assim que ações deveriam ser tomadas para reavaliar o processo produtivo e mantê-lo no controle.

Outra análise foi realizada utilizando-se um lote único, com a amostra de 4.871,00 elementos (união dos treze lotes em um único) resultando em mais exemplares que ultrapassaram os limites tanto de controle quanto de alerta, conforme a Figura 3.16. O resumo da Tabela 3.9 mostra que é necessário, sim, dividir os dados em subgrupos para não se obter dados que levem à análises erradas e impulsionem reações/mudanças desnecessárias na produção para melhora da qualidade dos produtos, gerando custos extras, pois houve o aumento de sete para dezoito pontos além dos limites de controle.

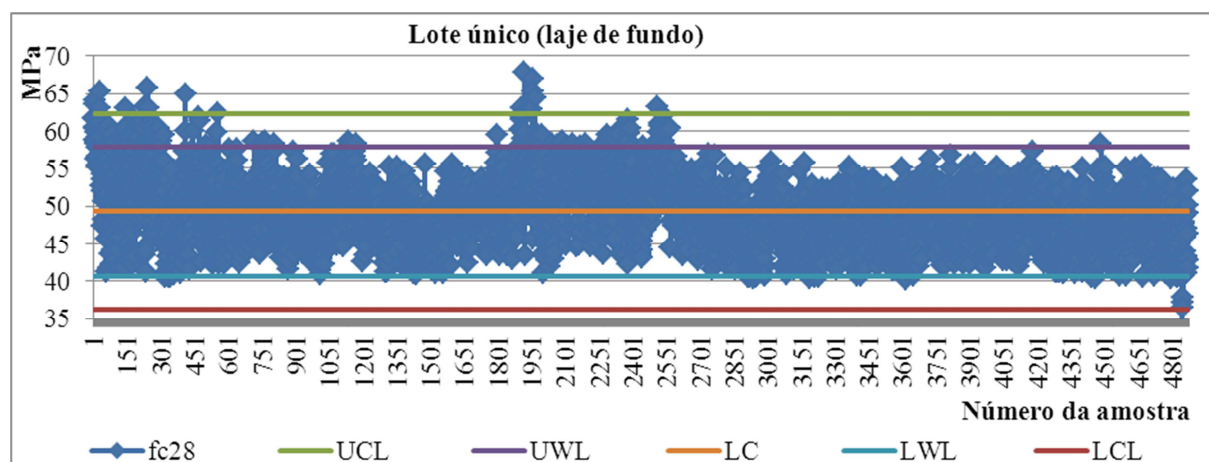


Figura 3.16 – Gráfico de Shewhart para o lote único dos dados da laje de fundo.

Tabela 3.9 – Limites excedidos no gráfico de controle de Shewhart para o lote único de dados da laje de fundo.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
Único	4.871,00	4,34	49,26	17,00	1,00	122,00	15,00	155,00
Total geral				18,00		137,00		155,00

Da mesma forma foram utilizados os lotes para a análise dos dados do concreto da laje de fundo pelo método do gráfico de controle da Soma Cumulativa (CUSUM). Os gráficos da Figura 3.17 até a Figura 3.23 demonstram os gráficos de CUSUM para os lotes do concreto analisado.

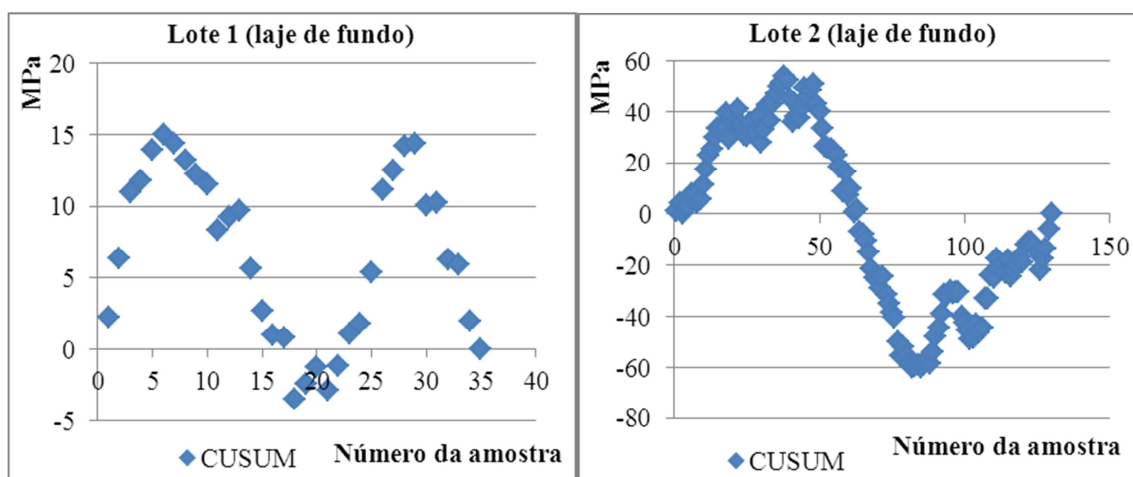


Figura 3.17 – Gráficos de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto da laje de fundo.

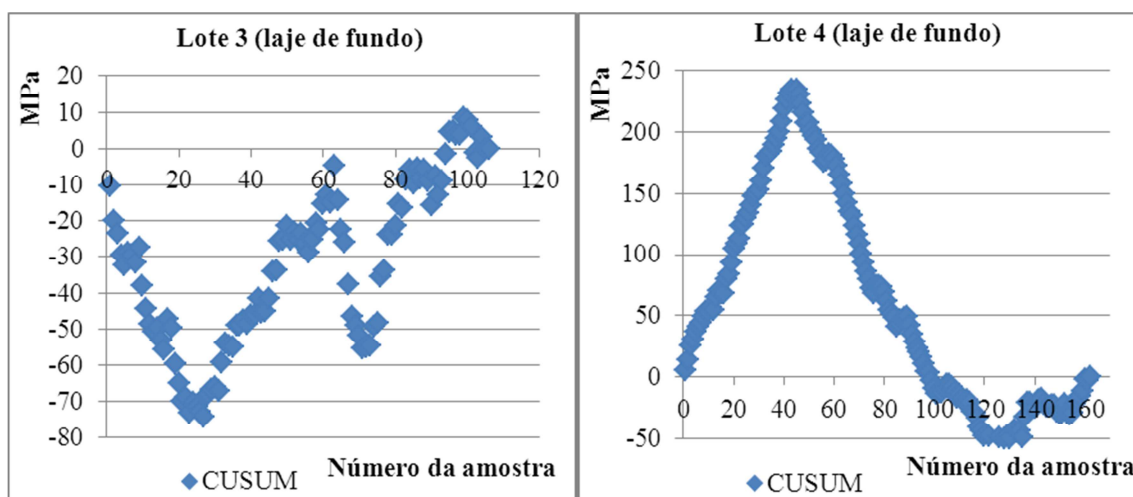


Figura 3.18 – Gráficos de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto da laje de fundo.

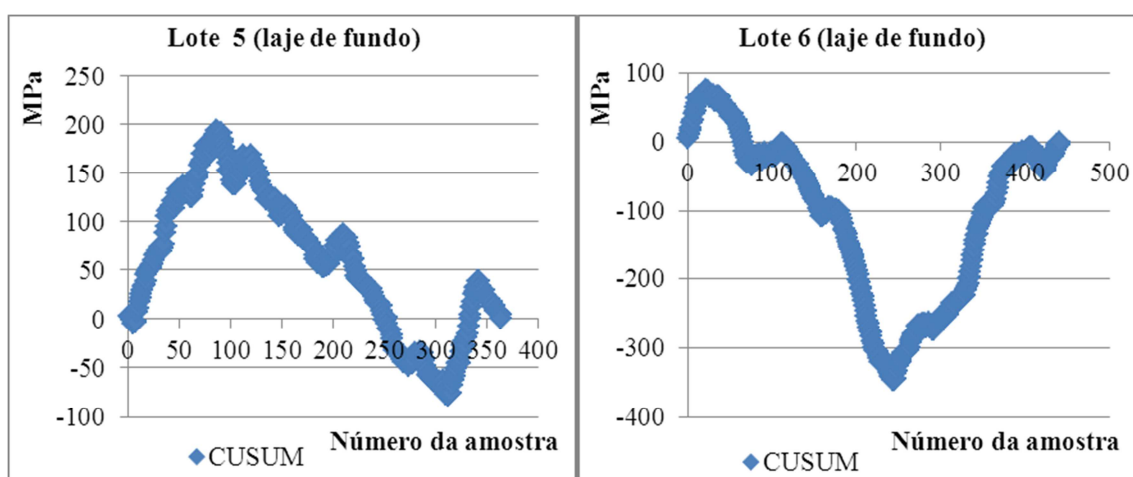


Figura 3.19 – Gráficos de CUSUM para os lotes 5 e 6 do concreto da laje de fundo.

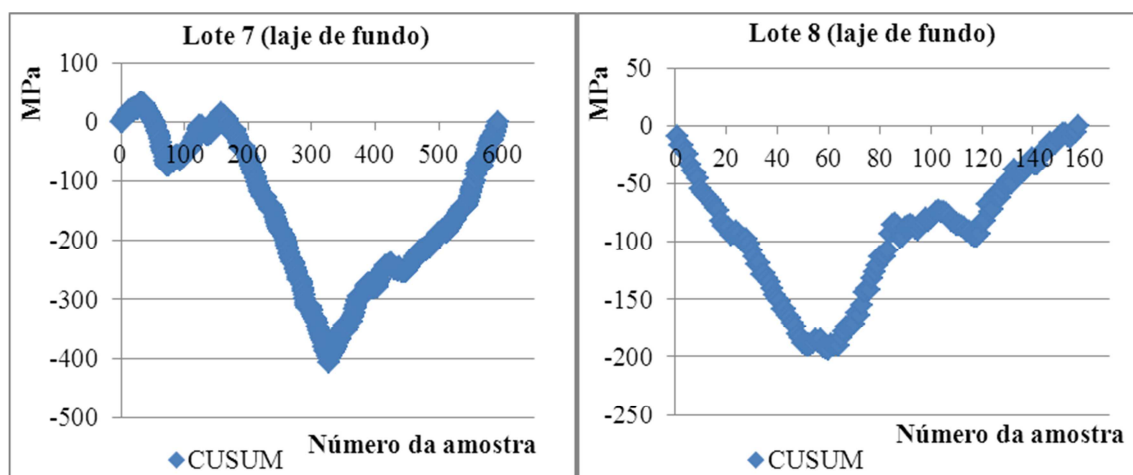


Figura 3.20 – Gráficos de CUSUM para os lotes 7 e 8 do concreto da laje de fundo.

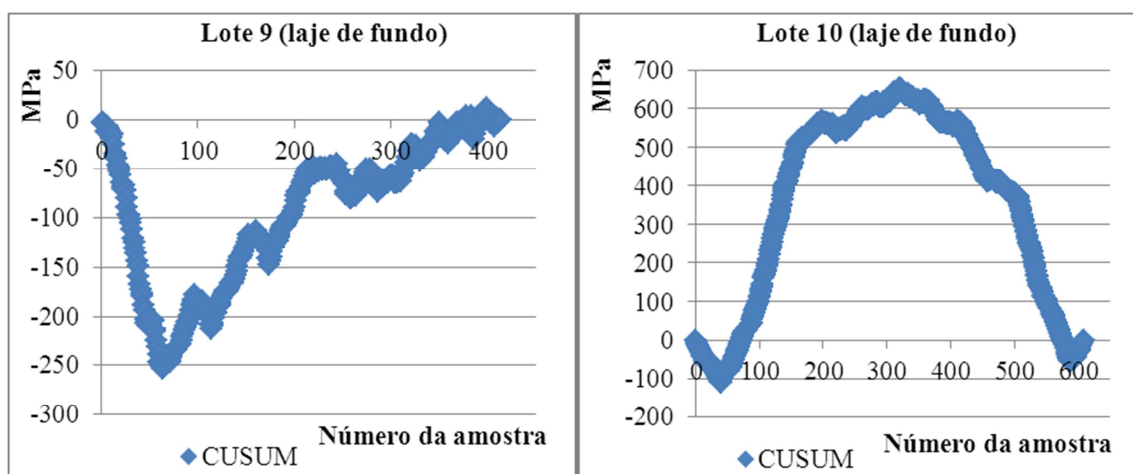


Figura 3.21 – Gráficos de CUSUM para os lotes 9 e 10 do concreto da laje de fundo.

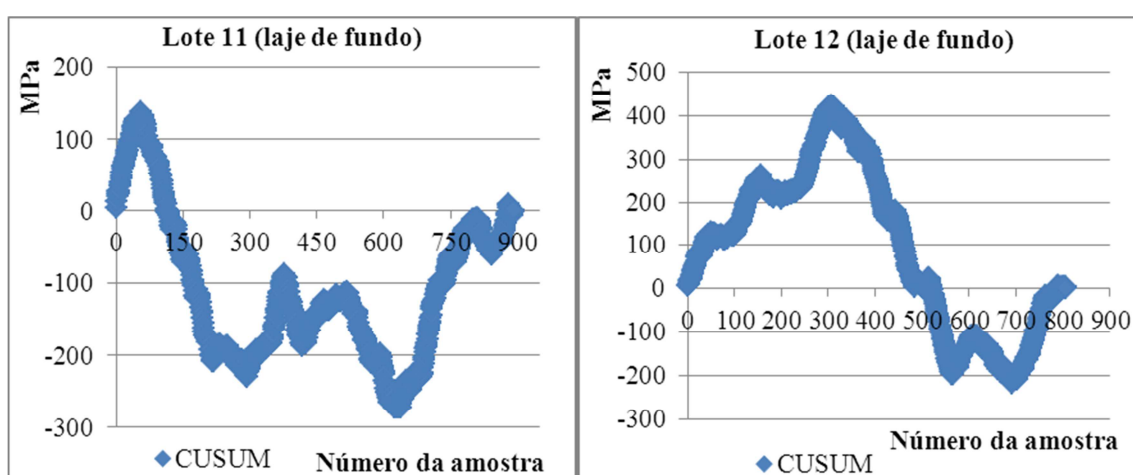


Figura 3.22 – Gráficos de CUSUM para os lotes 11 e 12 do concreto da laje de fundo.

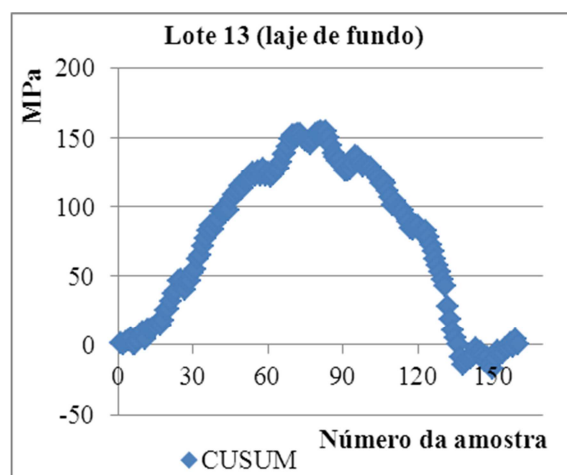


Figura 3.23 – Gráfico de CUSUM para o lote 13 do concreto da laje de fundo.

A Tabela 3.10 reflete o resumo dos pontos mais importantes de mudança na tendência dos resultados com a utilização deste método, com a indicação dos pontos inicial e final de cada alteração. E sinaliza, também, em função do quantitativo de pontos de inflexão, os dois lotes com piores resultados: lotes 7 e 11.

Tabela 3.10 – Pontos de mudanças (início e fim) de inclinação detectadas no gráfico de CUSUM para o concreto da laje de fundo.

Lote	Intervalo		Lote	Intervalo		Lote	Intervalo		Lote	Intervalo	
	Início	Fim		Início	Fim		Início	Fim		Início	Fim
Lote 1	-	-	Lote 7	1	36	Lote 11	29	57	Lote 13	1	11
Lote 2	1	48		64	76		83	95		44	83
	51	55		76	93		120	129		84	96
	63	130		93	99		140	156		115	123
Lote 3	1	63		112	162		175	183		132	160
	63	73		170	181		197	209	Geral	66	113
	73	106		187	197		209	293		127	138
Lote 4	33	45		221	228		301	350		222	233
	53	60		228	236		363	379		385	426
	74	79		249	256		404	426		484	494
	81	89		277	283		428	519		538	623
	95	162		289	300		559	594		629	746

	Intervalo			Intervalo			Intervalo			Intervalo		
	Início	Fim		Início	Fim		Início	Fim		Início	Fim	
Lote 5	319	328		319	328		602	638		767	797	
	38	45		346	356		658	685		801	834	
	45	63		357	363		741	762		860	911	
	69	91		371	380		768	812		948	977	
	94	120		382	403		818	843		1017	1042	
	133	154		403	449		844	864		1050	1089	
	160	214		465	487		872	892		1092	1106	
	222	228		494	513		19	30		1106	1117	
	231	238		560	569		33	99		1146	1159	
	240	245		581	593		106	114		1163	1270	
	248	252		38	64		133	157		1301	1395	
	256	314		77	118		158	230		1577	1784	
	333	364		127	158		230	241		1807	1881	
	Lote 6	7		37	Lote 9		1	7		Lote 12	285	311
48		53	45	53		320	340	2001	2014			
65		113	56	65		356	377	2020	2051			
			65	72		378	387	2387	2404			
150		180	85	114		415	442	2417	2431			
			139	174		471	516	2562	2640			
224		245	199	311	552	565	2648	2766				
			311	414	565	576	2855	2885				
254		262	Lote 10	14	28	585	618	3013	3069			
				28	40			3280	3362			
		264		295	44	52	620	639	3365		3391	
					159	237			3417		3479	
		295		306	245	363	654	692	3621		3700	
					373	416			4166		4214	
	316	327		452	482	692	703	4397	4420			
				486	505			4579	4618			
350	362	597				609	707	714	4650	4694		
				4713	4760							
367	441	755	807	4855	4871							

A Figura 3.24 ilustra o lote único dos dados da laje de fundo. Pode-se verificar com o auxílio da Tabela 3.10 que houve aumento representativo do número de pontos de inflexão, em comparação com a análise dos lotes em separado.

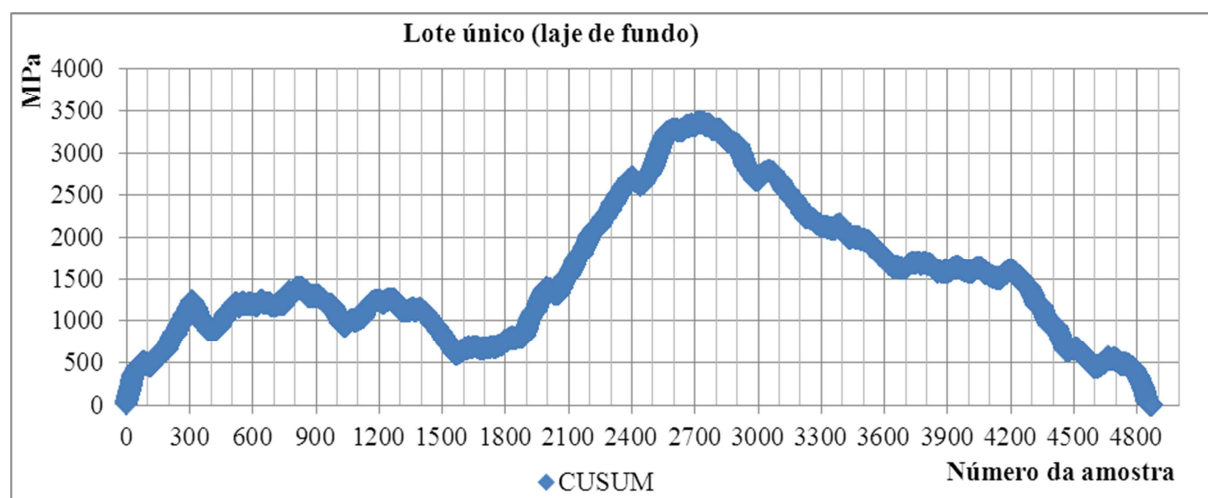


Figura 3.24 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto da laje de fundo.

O teste de ajustamento de Kolmogorov-Smirnov foi realizado para o nível de significância de 95,00 %, para os treze lotes verificando-se uma vantagem quanto à adequabilidade da distribuição Normal, conforme demonstrado na Tabela 3.11. Todavia há três lotes, os de números 9, 11 e 12, que mesmo se adequando melhor as distribuições Normal em relação à Lognormal, não tiveram a aderência esperada para o nível de significância adotado. Porém em cinco dos lotes (de números 1, 2, 7, 10 e 13,) com melhor aderência à distribuição Normal e cinco lotes pela Lognormal (de números 3, 4, 5, 6 e 8). Contudo, é importante ressaltar que, os dados, também, se adequam pela distribuição Lognormal ou pela Normal, uma vez que os valores das diferenças máximas da probabilidade acumulada da amostra são inferiores aos valores de referência (com base no nível de significância de 95,00 %).

Tabela 3.11 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto da laje de fundo.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	35,00	2,58	0,0801	0,0838	0,2299	Normal
2	130,00	4,88	0,0387	0,0458	0,1193	Normal
3	106,00	5,00	0,0568	0,0556	0,1321	Lognormal
4	162,00	5,53	0,0671	0,0668	0,1069	Lognormal
5	364,00	3,82	0,0617	0,0474	0,0713	Lognormal
6	441,00	3,69	0,0402	0,0370	0,0648	Lognormal
7	593,00	3,25	0,0384	0,0517	0,0558	Normal
8	158,00	4,66	0,0739	0,0578	0,1082	Lognormal
9	414,00	3,93	0,0696	0,0722	0,0668	-
10	609,00	4,35	0,0261	0,0279	0,0551	Normal
11	892,00	3,40	0,0504	0,0531	0,0455	-
12	807,00	3,76	0,0541	0,0540	0,0479	-
13	160,00	4,09	0,0582	0,0627	0,1075	Normal

Para exemplificação dos gráficos gerados do teste de ajustamento para as distribuições a Figura 3.25 até a Figura 3.31 demonstram cada lote com sua distribuição de probabilidade acumulada e as curvas Normal e Lognormal para os dados da laje de fundo.

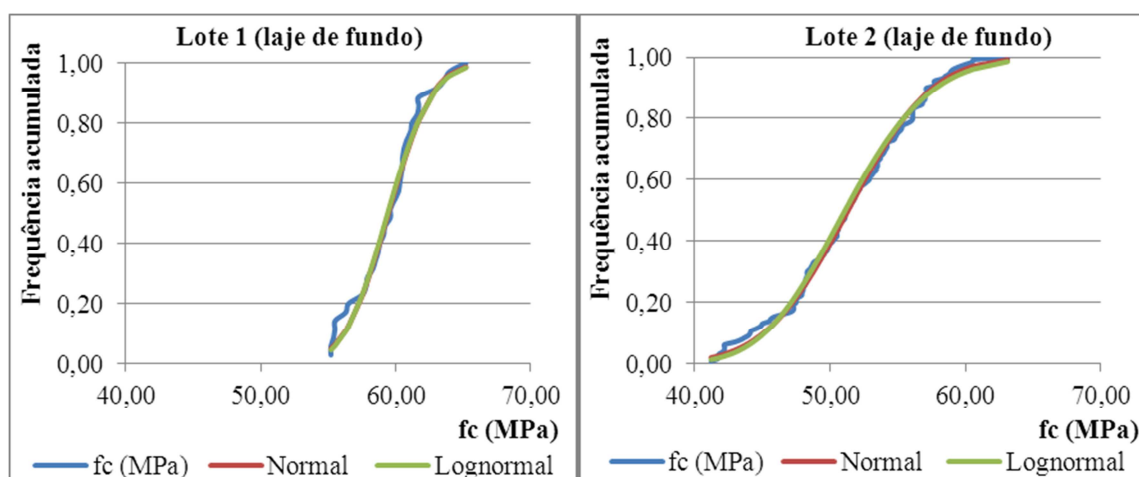


Figura 3.25 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 da laje de fundo.

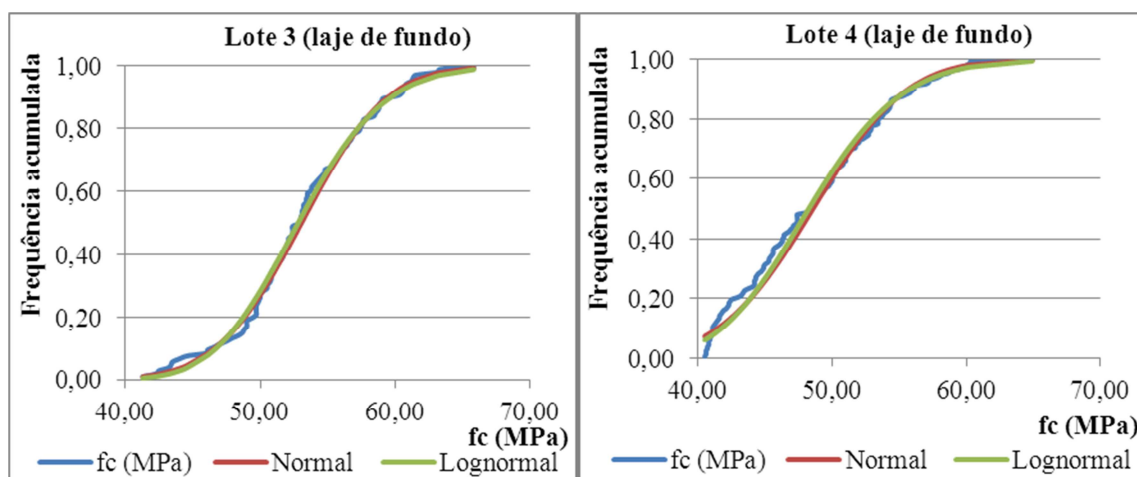


Figura 3.26 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 da laje de fundo.

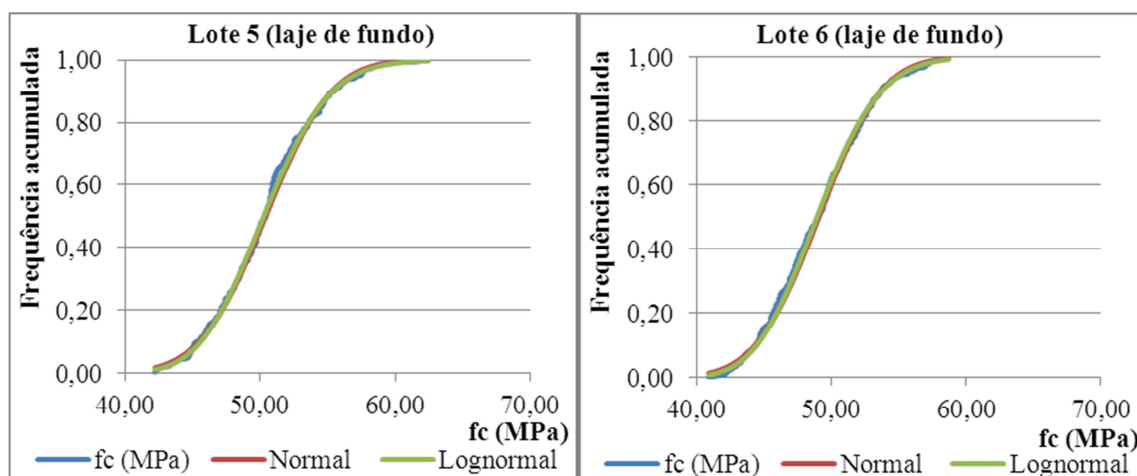


Figura 3.27 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 5 e 6 da laje de fundo.

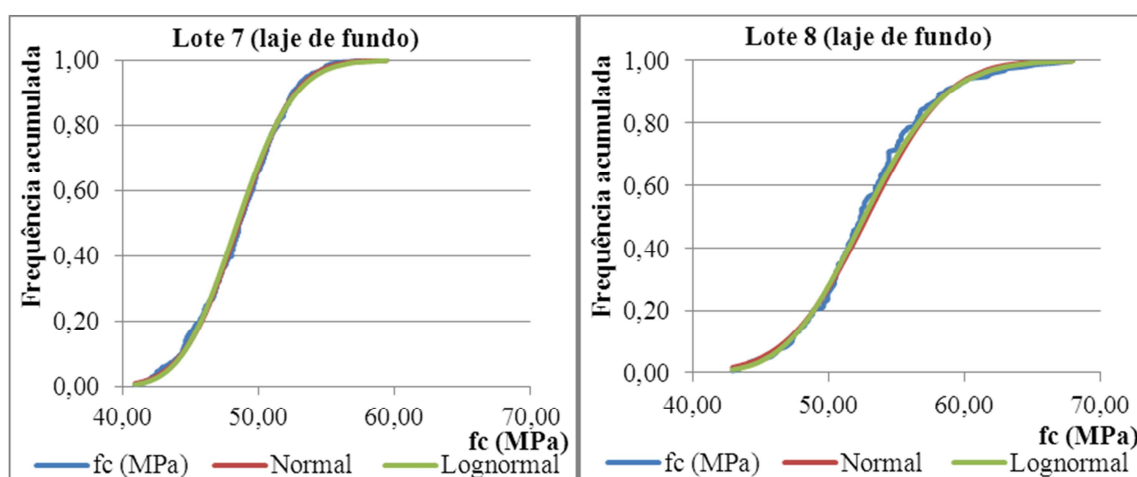


Figura 3.28 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 7 e 8 da laje de fundo.

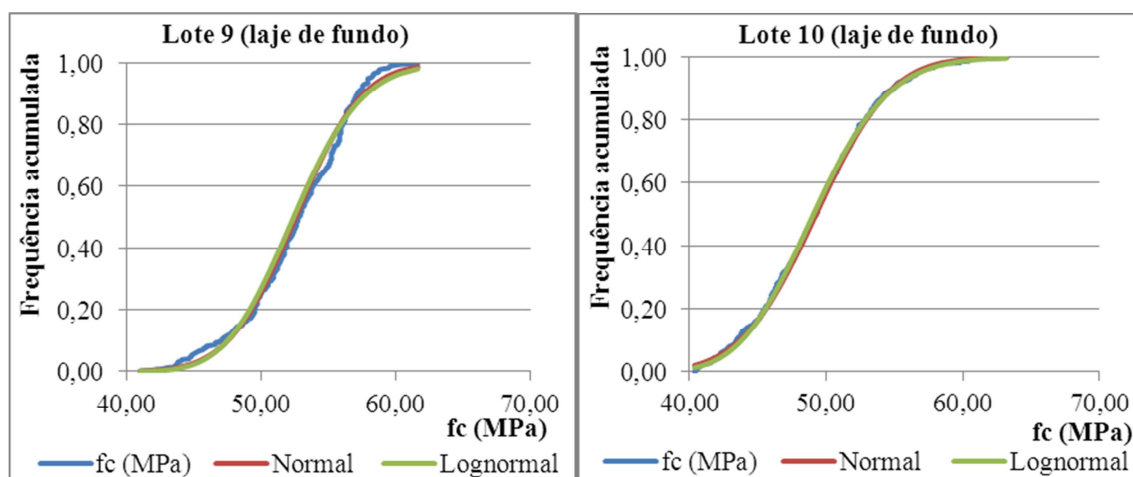


Figura 3.29 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 9 e 10 da laje de fundo.

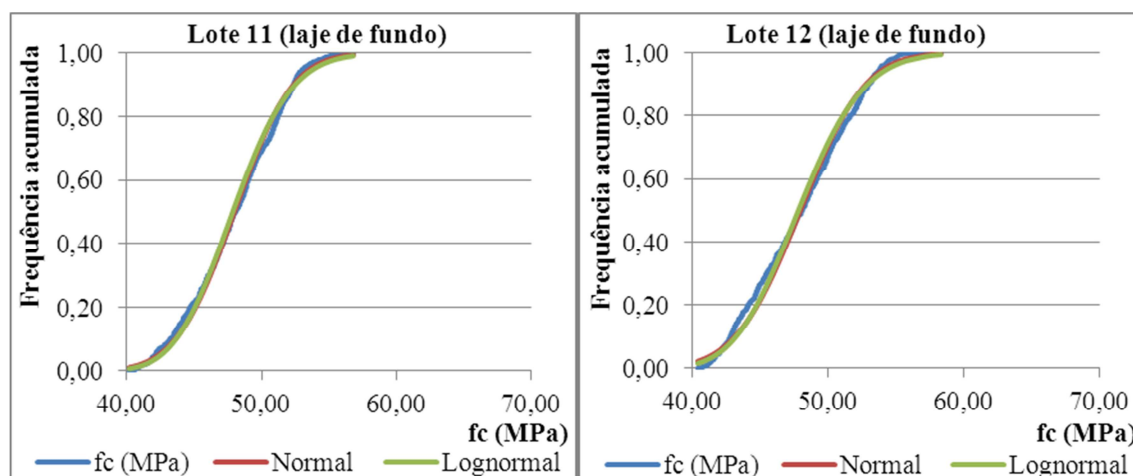


Figura 3.30 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 11 e 12 da laje de fundo.

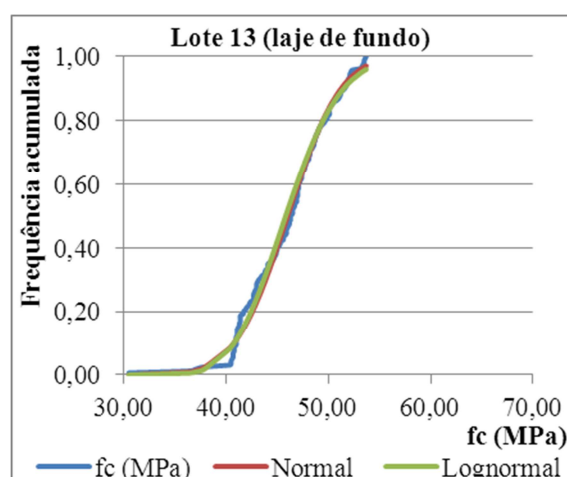


Figura 3.31 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 13 da laje de fundo.

3.2.4 Critérios de aceitação para o concreto da laje de fundo

A análise do critério de aceitação do concreto empregado nos panos da laje de fundo do dique do Estaleiro Rio Grande - ERG1 foi realizada, para os dados de rompimento de corpos de prova aos vinte e oito dias.

A metodologia de amostragem adotada para as idades de três, sete e noventa e um dias foi parcial, na qual algumas amassadas tiveram corpos de prova moldados a fim de realização do teste de resistência à compressão do concreto, porém aos vinte e oito dias em todas as amassadas de concreto foram moldados exemplares para o referido teste. Sendo assim o critério utilizado para aceitação do concreto endurecido foi por amostragem total, segundo a ABNT NBR 12655 (2006), o qual determina a aceitação do lote caso a resistência potencial estimada ($f_{ck,est}^2$) tenha valor igual ou superior ao f_{ck} de projeto. Para o cálculo, os valores da resistência à compressão individuais dos exemplares são organizados na ordem crescente e o valor de $f_{ck,est}^2$ é igual ao valor do elemento que representa o quinto percentil.

Tabela 3.12 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).

a)

Mês	1	2	3	4	5	6	7
Período	Dez/08	Jan/09	Fev/09	Mar/09	Abr/09	Mai/09	Jun/09
<i>n</i>	35,00	130,00	106,00	162,00	364,00	441,00	593,00
<i>i</i>	2,00	7,00	6,00	9,00	19,00	23,00	30,00
<i>s</i> (MPa)	2,58	4,88	5,00	5,53	3,82	3,69	3,25
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	55,19	43,28	44,79	39,42	44,08	42,98	43,16
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	55,20	42,20	43,50	40,80	44,70	43,30	42,80

b)

Mês	8	9	10	11	12	13
Período	Jul/09	Ago/09	Set/09	Out/09	Nov/09	Dez/09
<i>n</i>	158,00	414,00	609,00	892,00	807,00	160,00
<i>i</i>	8,00	21,00	31,00	45,00	41,00	8,00
<i>s</i> (MPa)	4,66	3,93	4,35	3,40	3,76	4,09
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	45,09	46,04	42,08	42,36	41,75	39,27
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	45,70	44,80	42,20	42,10	42,00	40,60

Na Figura 3.32 estão representadas em forma de gráfico de linhas os valores da resistência à compressão estimada para todos os lotes, de acordo com os dois métodos de amostragem da ABNT NBR 12655 (2006).

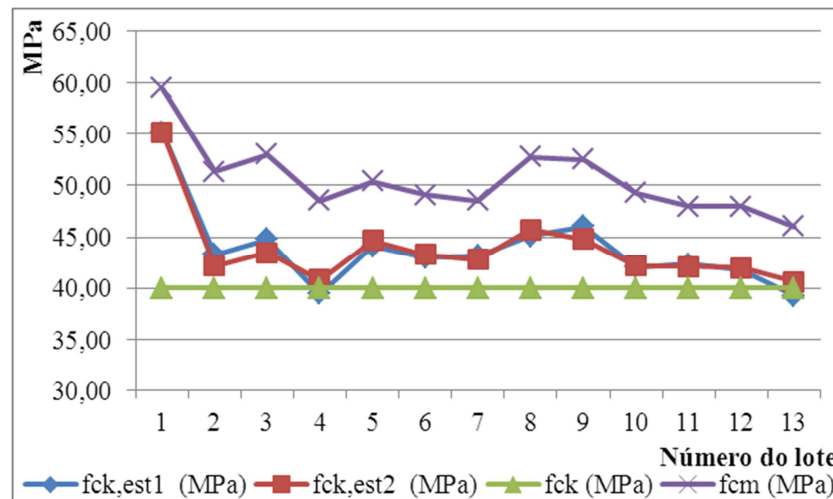


Figura 3.32 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para os lotes da laje de fundo.

Os dados mostram que se o critério de aceitação fosse por amostragem parcial em dois dos lotes agrupados ter-se-ia não conformidade, lotes 4 e 13. Lotes estes do concreto fabricado nos meses de março de 2008 e dezembro de 2009, pois suas resistências potenciais estimadas foram inferiores ao f_{ck} de 40,00 MPa. O valor de $f_{ck,est}^1$ de 39,42 MPa de resistência foi obtido no lote 4 que não teve nenhum de seus valores individuais inferiores a 40,00 MPa, todavia foi o lote com maior variação nos dados, verificado através do desvio padrão e coeficiente de variação. Enquanto que o lote 13 teve quatro dos seus 160,00 (cento e sessenta) elementos com valores inferiores a 40,00 MPa. É importante salientar os valores da resistência estimada destes lotes são ligeiramente inferiores ao valor de projeto, sendo assim, na prática, ambos os lotes seriam aceitos sem não conformidade

Contudo todos os lotes do concreto analisados para os panos da laje de fundo do dique seco tiveram aceitação positiva, pois o critério definido em projeto e utilizado no controle da resistência à compressão do concreto produzido pelas usinas de concreto foi por amostragem em todas as amassadas, o qual teve todos os seus valores de resistência superiores aos 40,00 MPa. Os valores encontrados para o $f_{ck,est}^2$ foram comparados com o valor de f_{ck} na Figura 3.33.

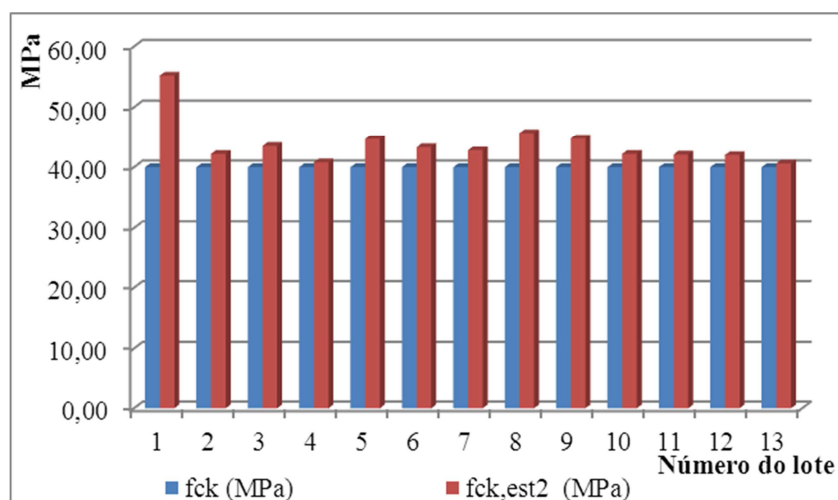


Figura 3.33 – Comparação entre f_{ck} e $f_{ck,est}^2$ para os lotes da laje de fundo.

Com as figuras e tabelas anteriores e na Figura 3.33 pode-se verificar que no primeiro mês de concretagem foi obtido um valor de resistência potencial à compressão do concreto lançado na estrutura bem elevado, cerca de 38,00 % superior ao f_{ck} de projeto. Porém este valor foi reduzido para os lotes seguintes até o término das concretagens realizadas por esta usina, pois alguns ajustes foram realizados a fim de reduzir os custos, reduzindo assim a diferença nos valores que de fato deveriam ser alcançados para aceitação do concreto produzido pelo critério de amostragem total da norma determinada em projeto, a ABNT NBR 12655 (2006).

Já a verificação pelos critérios de aceitação das normas norte-americana ACI 318 (2011) e europeia EN 206-1 (2000) serão apresentados na Tabela 3.13 e Figura 3.34. Onde $f_{ck,est}^4$ refere-se à norma ACI 318 (2011) e $f_{ck,est}^5$ à norma EN 206-1 (2000).

Tabela 3.13 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 13).

a)

Mês	1	2	3	4	5	6	7
Período	Dez/08	Jan/09	Fev/09	Mar/09	Abr/09	Mai/09	Jun/09
<i>n</i>	35,00	130,00	106,00	162,00	364,00	441,00	593,00
<i>s</i> (MPa)	2,58	4,88	5,00	5,53	3,82	3,69	3,25
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	56,00	44,40	45,99	39,62	45,27	44,12	44,16
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	55,63	44,11	45,64	40,36	44,73	43,61	43,71

b)

Mês	8	9	10	11	12	13
Período	Jul/09	Ago/09	Set/09	Out/09	Nov/09	Dez/09
<i>n</i>	158,00	414,00	609,00	892,00	807,00	160,00
<i>s</i> (MPa)	4,66	3,93	4,35	3,40	3,76	4,09
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	46,54	47,25	43,43	43,42	42,91	40,54
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	45,89	46,70	42,82	42,94	42,39	40,00

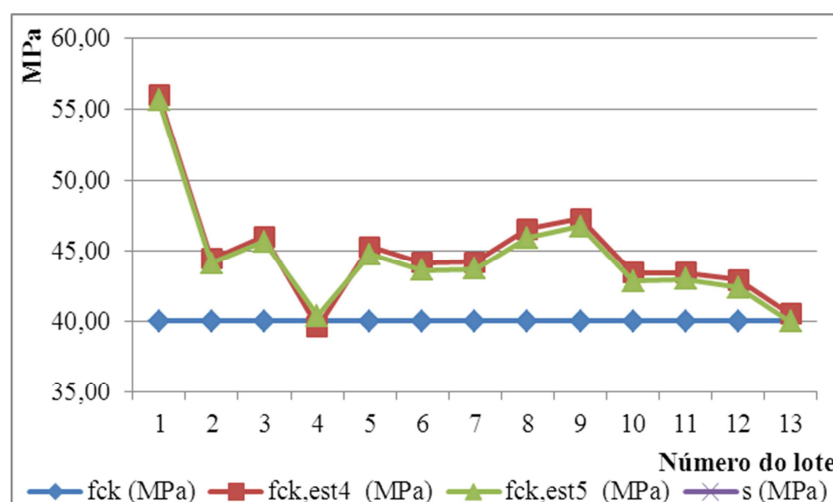


Figura 3.34 – Resistência estimada pelos métodos do ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.

O comportamento dos treze lotes de concreto com relação à aceitação pelas normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000), foi positivo, apresentando apenas um lote, o de número 4, que resultou num valor de 39,62 MPa. Valor este ligeiramente inferior à resistência

característica de projeto, porém sem significância; possibilitando a indicação de aceitação do lote de concreto sem não conformidade.

Analisando a resistência à compressão estimada para os lotes por todas as metodologias das normas analisadas, para os dados das amassadas do concreto empregado na laje de fundo do dique seco, o ACI 318 (2011) resultou na maior parte dos lotes em valores superiores, em onze dos lotes. Seguida pela EN 206-1 (2000) que apresentou o segundo maior valor da resistência estimada para a maior parte dos lotes. Já a ABNT NBR 12655 (2006), com o critério por amostragem total, em apenas dois lotes (os de números 4 e 13) resultou em valor superior de resistência estimada à compressão em comparação com as normas norte-americana e europeia, mesmo assim, em valor de cerca de 0,40 MPa superior ao valor do ACI 318 (2011).

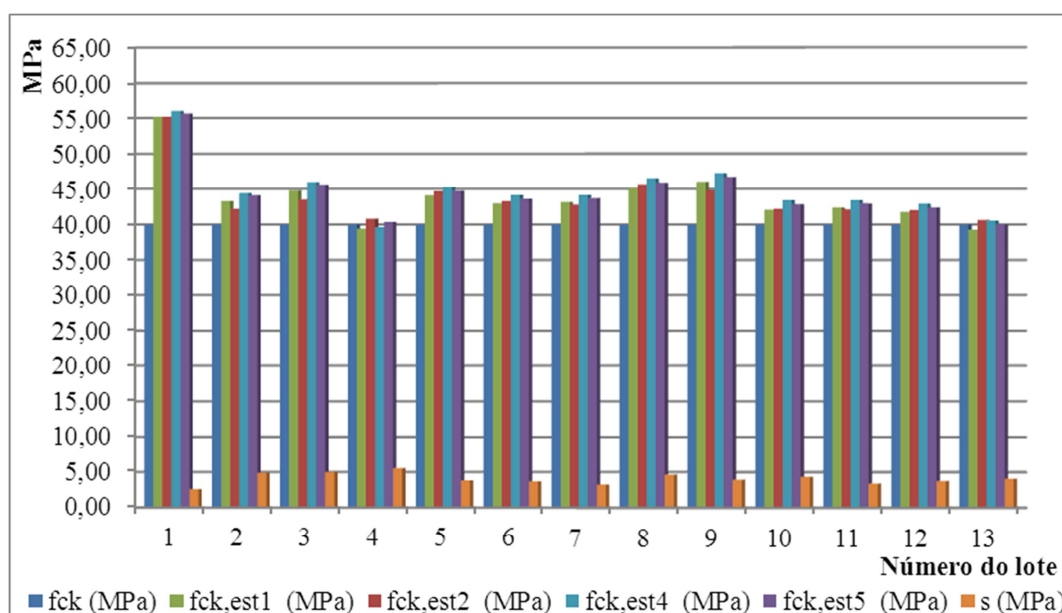


Figura 3.35 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.

Para esta análise a metodologia da ABNT NBR 12655 (2006) – critério de amostragem parcial se mostrou mais rígido, resultando em valores mais baixos da resistência estimada, enquanto que o critério de amostragem total teve aceitação de 100,00 % dos lotes.

3.2.5 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto da laje de fundo

No concreto da laje de fundo, o lote 4 apresentou maior dispersão dos dados com maiores valores de desvio padrão e coeficiente de variação, todavia não foi este lote que apresentou piores resultados nas análises pelos gráficos de controle.

O lote 11 apresentou maior quantitativo de pontos fora dos limites e, também, maior número de inflexões, nas metodologias de Shewhart e CUSUM, respectivamente. Este lote obteve a terceira menor resistência média e um dos menores valores do desvio padrão e coeficiente de variação.

E ainda, analisando os dados dos critérios de aceitação do concreto pelas normas estudadas o lote 13 apresentou piores resultados, com não conformidade pelas metodologias da amostragem parcial da norma brasileira e pela norma europeia, seguido pelo lote 4, que apresentou a indicação de não conformidade, pelo método de amostragem parcial da norma brasileira.

3.3 DESCRIÇÃO DOS MOLHES DA BARRA DO RIO GRANDE

Devido a dificuldades e diversos naufrágios ocorridos com navios e atrasos nas entregas, além de grandes prejuízos devido a acidentes provocados pela grande variação do calado no canal e a movimentação da Barra (em localização e calado), foram realizados estudos para implantação de melhorias e garantia das condições de recebimento de navios da região. Depois de alguns anos de estudos e a busca por capital para a realização das obras de fixação da Barra do Rio Grande, começou a construção de dois molhes convergentes, com aprofundamento para 10,00 metros, além de um novo porto (atualmente conhecido como Porto Novo).

Os molhes construídos tem a função de garantir a navegabilidade da Barra do Rio Grande, mantendo as características do canal sem alterações constantes provocadas pela ação das águas e reduzir o assoreamento do canal. Cada molhe compõe uma lateral do canal de acesso ao Porto do Rio Grande, com uma das extremidades no continente e outra no oceano.

Nesta primeira obra de construção dos molhes foram executados com a utilização de pedras naturais irregulares em granito. A obra teve início em 1908 e sua finalização no ano de 1915, com 4.220,00 metros de extensão no molhe leste e cerca de 3.160,00 no molhe oeste. A Figura 3.36 reflete imagem da primeira obra dos molhes.



Figura 3.36 – Primeira obra dos molhes da barra (fonte: Banco de imagens do Porto do Rio Grande, 2013).

Depois de alguns anos de operação foi definida a realização de uma reforma, realizada entre 1995 e 1999 e, somente depois foi executada a ampliação nos molhes. Essa ampliação teve como objetivo a busca de melhores condições competitivas e aumento da carga transportada, com início em 2001 e finalização em fevereiro de 2011 (sendo que durante cinco anos e meio esteve paralisada, de 2002 a 2007). Em parte deste projeto foi indicada a utilização peças pré-moldadas em concreto chamadas de tetrápodes gerando, assim, um elevado número de dados do controle tecnológico deste compósito, material este compilado para a utilização e análise neste trabalho.

De acordo com Sotramer (1960) o tetrápode é indicado para zonas onde a agitação marítima é mais enérgica e em locais profundos e, seu uso foi adotado com sucesso em todo o mundo, em especial, no sul da costa brasileira. Este tipo de bloco também é utilizado em portos como os localizados em Torres/RS, Itajaí/SC, Ibituba/SC, Paranaguá/PR e Caiobá/PR (Alfredini *et. al.*, 2005).

Para a ampliação dos molhes foi especificada uma seção transversal com a inclinação do talude 1V:1,5H, composta pelas seguintes camadas: berma, núcleo, subcarapaça (constituídos por rochas) e carapaça (constituído por rochas e tetrápodes), conforme ilustrado na Figura 3.37.

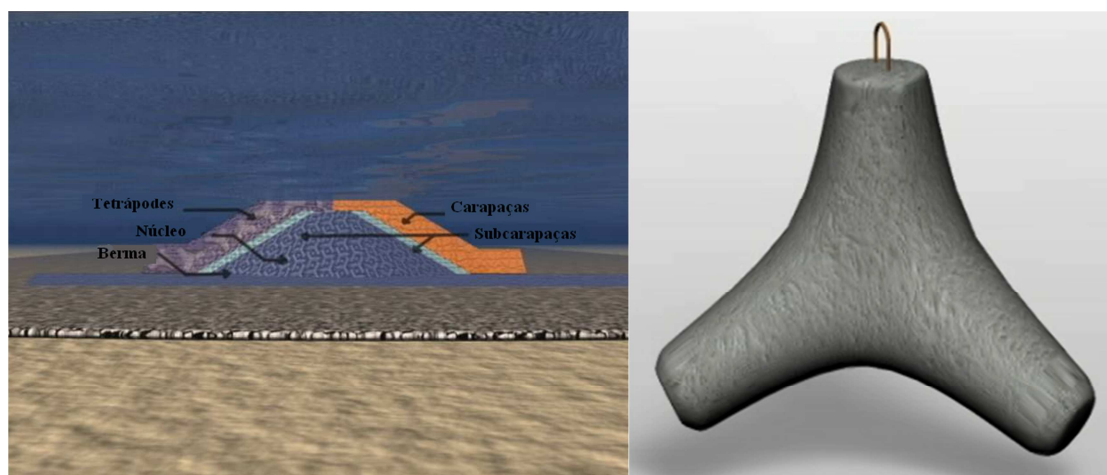


Figura 3.37 – Seção típica dos molhes da Barra e formato dos tetrápodes (fonte: Faria, 2010).

De acordo com Faria (2010) para a camada denominada carapaça, devido ao tamanho de rocha a ser extraída e para o melhor embricamento, foram utilizados no lado do mar e no cabeço dos molhes os tetrápodes. Os tetrápodes tem a geometria formada pela intersecção de quatro troncos de cone, e conforme a especificação de projeto pesam entre 8,00 e 12,50 toneladas.

Estes pré-moldados tem a função de dispersar a energia das ondas, porém proporcionam duas vezes maior dissipação de energia que o enrocamento convencional, sendo lançados em locais com maior incidência de ondas (Migliorini, 2011).

A fabricação do concreto nos anos de 2008 e 2009, para a execução dos tetrápodes e a cura das peças foi realizada em usina instalada no canteiro de obras (canteiro de pré-moldados) instalada no Superporto do Rio Grande. Foi seguida a especificação de resistência característica (f_{ck}) de 40,00 MPa aos vinte e oito dias de idade.

No total foram lançados na água para a formação da carapaça da ampliação dos molhes, leste e oeste, em 370,00 e 700,00 metros, respectivamente, cerca de 1.361.000,00 metros cúbicos de pedra e 12.090,00 unidades de tetrápodes (Porto do Rio Grande, 2010). A Figura 3.38 ilustra a obra de prolongamento dos molhes e a Figura 3.39 ilustra os molhes.



Figura 3.38 – Obra de ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande (fonte: Migliorini, 2011).

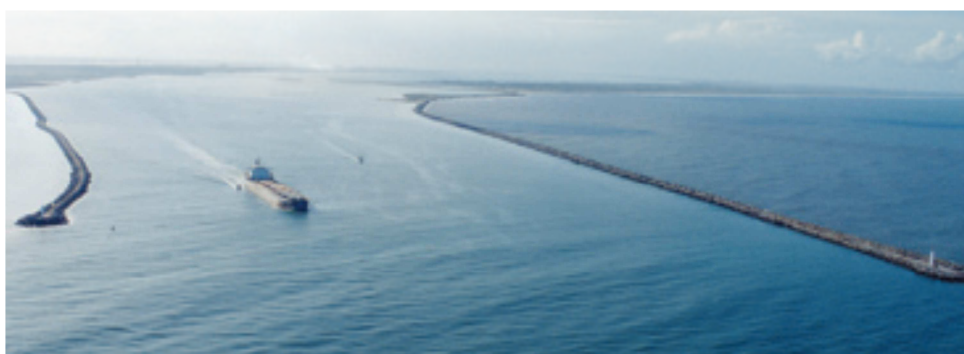


Figura 3.39 – Molhes da Barra do Rio Grande (fonte: Banco de imagens SUPRG, 2013 - foto de Paulo Ceglisk).

3.3.1 Descrição do concreto empregado nos tetrápodes de 8,00 toneladas

O concreto empregado na execução dos tetrápodes foi especificado com 40,00 MPa de resistência característica aos vinte e oito dias. Foram realizados ensaios de resistência à

compressão para as idades de menos de vinte e quatro horas; três, sete e vinte e oito dias, sendo disponíveis 698,00 resultados para cada uma das idades especificadas.

No traço definido depois de estudos experimentais foi definida a utilização de 418,00 kg/m³ de cimento Portland de alta resistência inicial, resistente a sulfatos, da marca Itambé, CP V-ARI-RS, segundo a norma ABNT NBR 5733 (1991), com características apresentadas na Tabela 3.14.

Tabela 3.14 – Características do cimento Portland de alta resistência inicial segundo a ABNT NBR 5733 (1991).

Teores dos componentes do cimento Portland ARI - Componentes (% em massa)		
Clínquer + sulfatos de cálcio		100 - 95,00 %
Material carbonático		0 - 5,00 %
Exigências químicas - Limites (% da massa)		
Resíduo insolúvel (RI)		≤ 1,00 %
Perda ao fogo (PF)		≤ 4,50 %
Óxido de magnésio (MgO)		≤ 6,50 %
Trióxido de enxofre (SO ₃)		≤ 3,50 % - quando C3A do clínquer ≤ 8,00 % ≤ 4,50 % - quando C3A do clínquer > 8,00 %
Anidrido carbônico (CO ₂)		≤ 3,00 %
Exigências físicas e mecânicas		
Finura	Resíduo na peneira 75 µm	≤ 6,00 %
	Área específica	≥ 300,00 m ² /kg
Tempo de início de pega		≥ 1,00 h
Expansibilidade a quente		≤ 5,00 mm
Resistência à compressão	1,00 dia de idade	≥ 14,00 MPa
	3,00 dias de idade	≥ 24,00 MPa
	7,00 dias de idade	≥ 34,00 MPa

O aditivo utilizado é o da marca Glenium® 51, além de um mineral de alta eficácia para concretos e produtos a base de cimento Portland. E nas concretagens iniciais foi utilizado

Metacaulim na proporção de 30,00 kg/m³, com posterior alteração para a utilização de microssílica. Conforme Beltrão e Zenaide (2010) substituir uma porcentagem do traço que corresponde ao cimento pela adição mineral metacaulim visa melhorar algumas propriedades do concreto, como a resistência mecânica, resistência a sulfatos, inibição de reações, álcali-agregado e redução da permeabilidade. E através de experimentos estes autores comprovaram que a adição de Metacaulim e aditivos químicos, quando analisados em conjunto, apresentam benefícios positivos em cascata, conforme segue:

- Aumento da durabilidade do concreto através do combate das patologias;
- Aumento da resistência mecânica do concreto, permitindo aos projetistas fazer uso de vãos maiores;
- Redução da seção de elementos estruturais ou quantidade de armação necessária para combater esforços em lajes, vigas e pilares devido o aumento da resistência;
- Economia de custos, tempo e materiais com a redução de seções e desforma mais rápida proporcionada por f_{ck} elevados em menores idades e;
- Aumento do valor agregado do empreendimento.

A Figura 3.40 ilustra algumas das fases da concretagem dos tetrápodes.

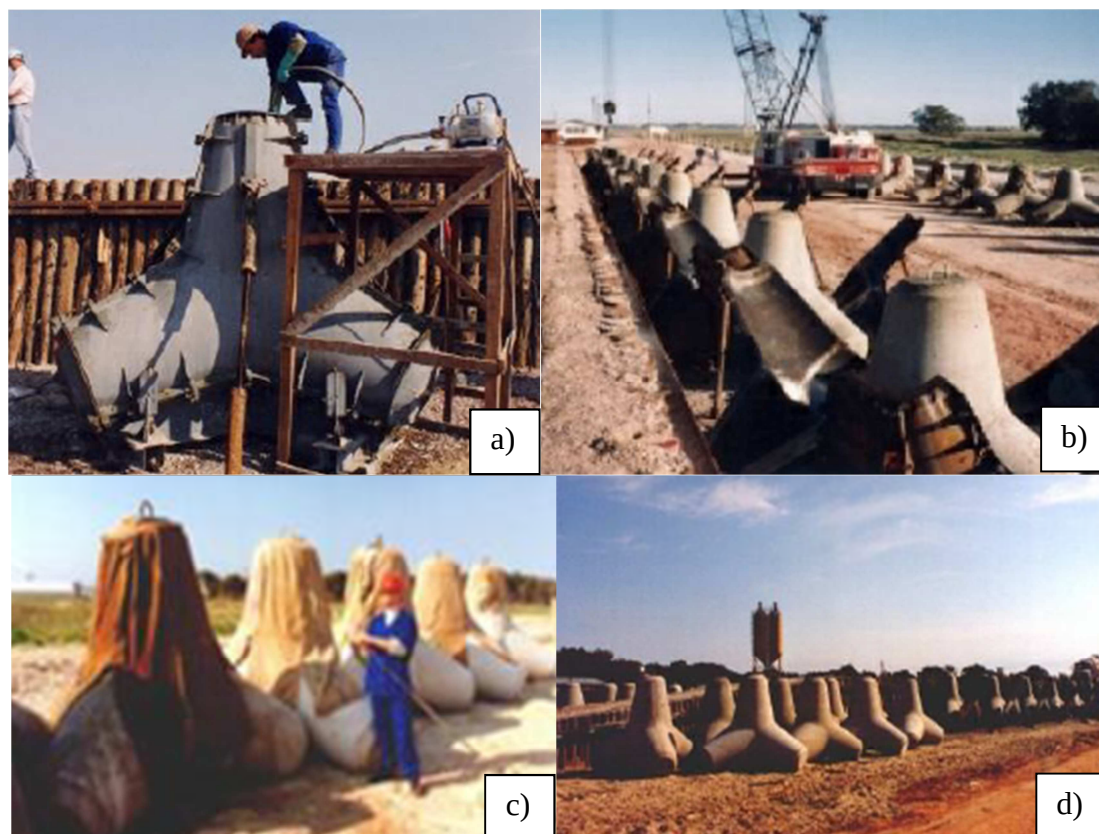


Figura 3.40 – Concretagem dos tetrápodes a) adensamento; b) desforma; c) cura úmida; d) armazenamento (fonte: Migliorini, 2011).

3.3.2 Análise estatística do concreto dos tetrápodes

Os dados dos tetrápodes de 8,00 toneladas, cujos corpos de prova foram rompidos no período de 24/05/2008 à 26/12/2008, foram compilados dividindo-os em lotes a cada 15 (quinze) dias, com a formação de quatorze lotes, conforme resumo apresentado na Tabela 3.15 (a e b).

Tabela 3.15 (a e b) – Dados do concreto dos tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).

a)

Quinzena	1	2	3	4	5	6	7
Período	24/05/08	09/06/08	25/06/08	11/07/08	27/07/08	12/08/08	28/08/08
	08/06/08	24/06/08	10/07/08	26/07/08	11/08/08	27/08/08	12/09/08
<i>n</i>	33,00	33,00	63,00	167,00	262,00	122,00	131,00
<i>s</i> (MPa)	2,50	2,26	5,04	5,94	4,42	3,48	4,02
CV (%)	5,79	5,32	11,26	11,97	9,05	6,79	8,59
<i>f_{cm}</i> (MPa)	43,09	42,47	44,76	49,63	48,84	51,32	46,84

b)

Quinzena	8	9	10	11	12	13	14
Período	13/09/08	29/09/08	15/10/08	31/10/08	16/11/08	02/12/08	18/12/08
	28/09/08	14/10/08	30/10/08	15/11/08	01/12/08	17/12/08	26/12/08
n	72,00	90,00	74,00	68,00	84,00	75,00	25,00
s (MPa)	3,23	5,26	5,56	3,95	4,08	5,51	4,42
CV (%)	6,85	9,42	9,89	7,02	7,33	9,70	6,84
f_{cm} (MPa)	47,14	55,83	56,23	56,25	55,59	56,84	64,55

Os valores de desvio padrão nas quinzenas variaram entre 2,26 e 5,94 MPa. A Figura 3.41 demonstra o gráfico da variação dos valores de desvio padrão do concreto analisado, além da avaliação do controle do processo de fabricação do concreto. Esta avaliação está de acordo com os valores da Tabela 2.3 que, através dos valores do desvio padrão, indica a qualidade do processo do concreto. O concreto empregado nos tetrápodes enquadra-se no nível 1 para os lotes 1 e 2; nível 2 para os lotes 6, 8 e 11; e a maior parte dos lotes são característicos dos níveis 3 (lotes 5, 7, 12 e 14) e 4 (lotes 3, 4, 9, 10, e 13).

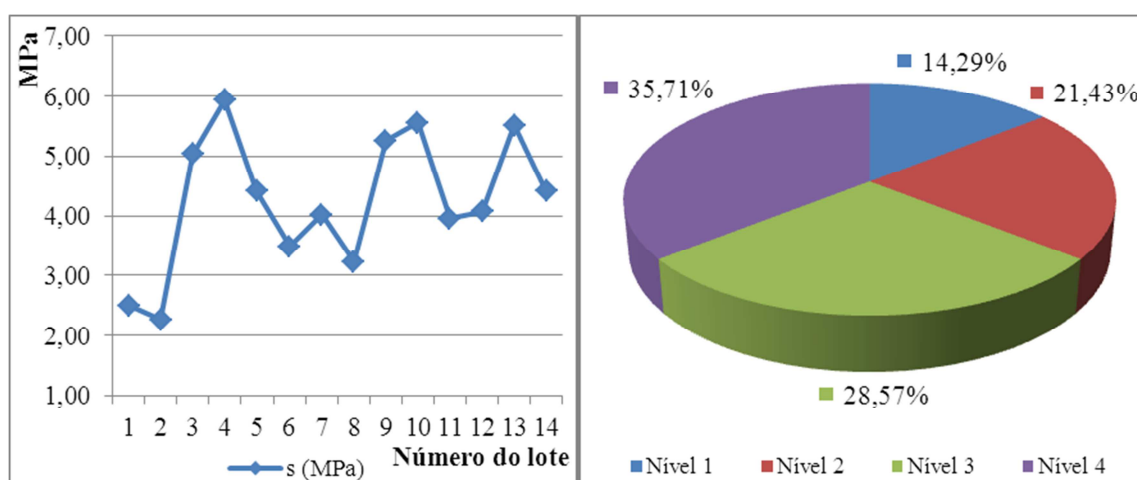


Figura 3.41 – Variação do desvio padrão e avaliação do controle do processo do concreto dos tetrápodes segundo ABNT NBR 7212 (2012).

A resistência média à compressão apresentou variação dentro dos lotes agrupados, conforme Figura 3.42.

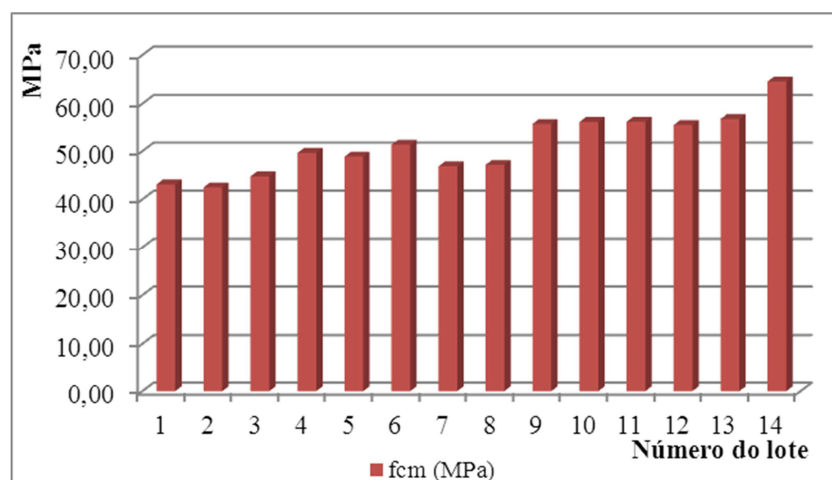


Figura 3.42 – Resistência média à compressão do concreto dos tetrápodes.

Os valores do coeficiente de variação estão representados de forma gráfica na Figura 3.43, bem como, a avaliação do concreto pela classificação da norma ACI 214 (2002). Nesta avaliação os lotes enquadram-se como excelente (lotes 1, 2, 6, 8 e 14), muito bom (lotes 7, 11 e 12), bom (lotes (5, 9, 10 e 13) e razoável (lotes 3 e 4).

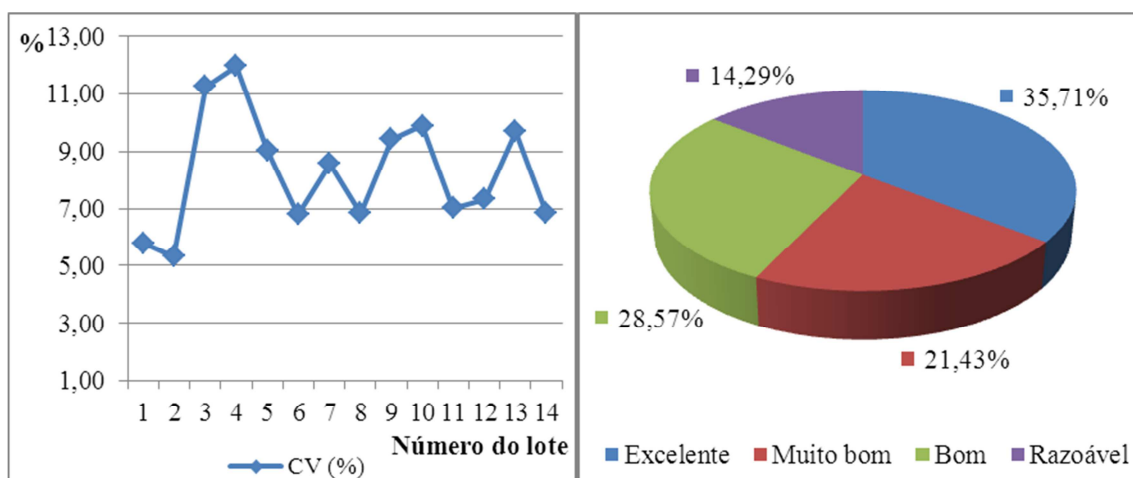


Figura 3.43 – Coeficiente de variação dos lotes do concreto dos tetrápodes.

Os dados do concreto empregado para a fabricação dos tetrápodes foram avaliados da mesma forma que os dados da laje de fundo pelo método do gráfico de controle de Shewhart, seguindo com os mesmos lotes das primeiras avaliações (análise dos quatorze lotes e do lote único, com 1.299,00 resultados, chamado de lote único). A Tabela 3.16 apresenta os dados

dos lotes e as informações utilizadas para a formatação dos gráficos para cada um dos lotes (linha central, limites de controle e de alerta).

Tabela 3.16 – Dados dos tetrápodes para a elaboração dos gráficos de controle de Shewhart.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle		Limites de alerta	
				Superior	Inferior	Superior	Inferior
			LC (MPa)	UCL (MPa)	LCL (MPa)	UWL (MPa)	LWL (MPa)
1	33,00	2,50	43,09	50,57	35,60	48,08	38,10
2	33,00	2,26	42,47	49,25	35,69	46,99	37,95
3	63,00	5,04	44,76	59,88	29,65	54,84	34,69
4	167,00	5,94	49,63	67,45	31,82	61,51	37,75
5	262,00	4,42	48,84	62,11	35,58	57,69	40,00
6	122,00	3,48	51,32	61,77	40,87	58,29	44,35
7	131,00	4,02	46,84	58,91	34,77	54,88	38,80
8	72,00	3,23	47,14	56,83	37,46	53,60	40,69
9	90,00	5,26	55,83	71,60	40,06	66,34	45,31
10	74,00	5,56	56,23	72,91	39,55	67,35	45,11
11	68,00	3,95	56,25	68,10	44,40	64,15	48,35
12	84,00	4,08	55,59	67,82	43,36	63,74	47,44
13	75,00	5,51	56,84	73,38	40,30	67,87	45,81
14	25,00	4,42	64,55	77,81	51,30	73,39	55,72
Único	1.299,00	6,44	50,87	70,17	31,56	63,74	38,00

A Figura 3.44 até a Figura 3.50 representam os gráficos de cada um dos lotes. Nos quais pode-se verificar que o lote 10 (que possui 74,00 elementos) e o lote 4 (que possui 167,00 elementos) são os lotes com menor e maior variabilidade, respectivamente, ou seja, lote com menor e maior número de limites ultrapassados.

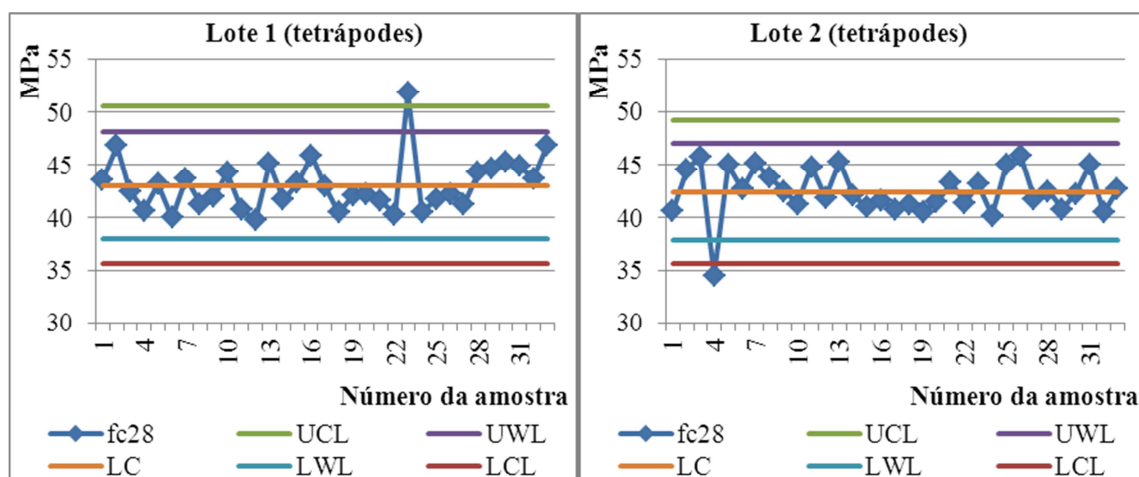


Figura 3.44 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados dos tetrápodes.

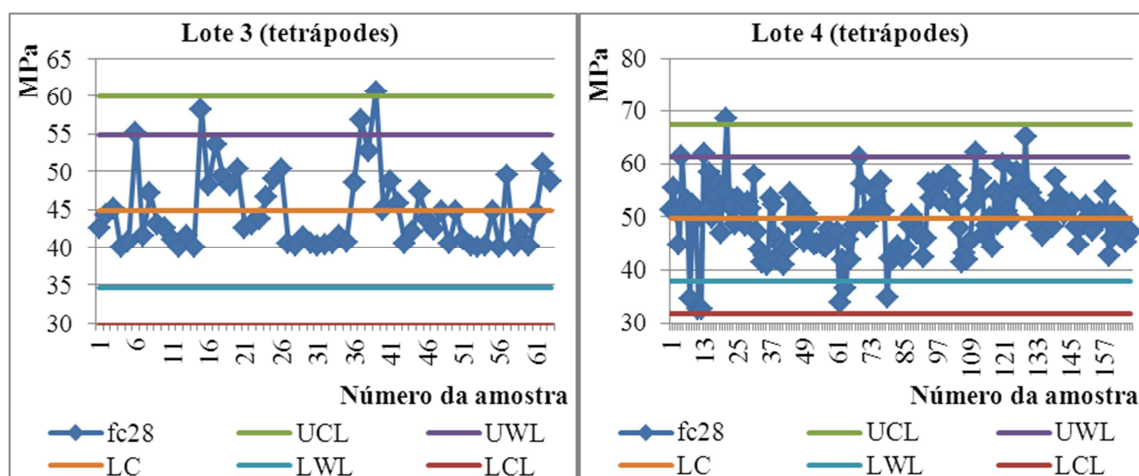


Figura 3.45 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados dos tetrápodes.

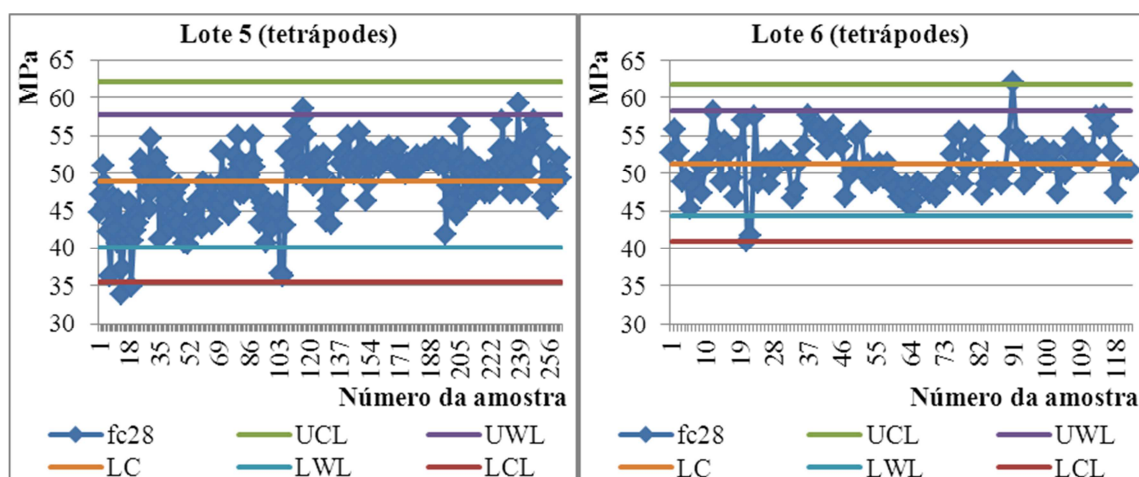


Figura 3.46 – Gráfico de Shewhart para os lotes 5 e 6 dos dados dos tetrápodes.

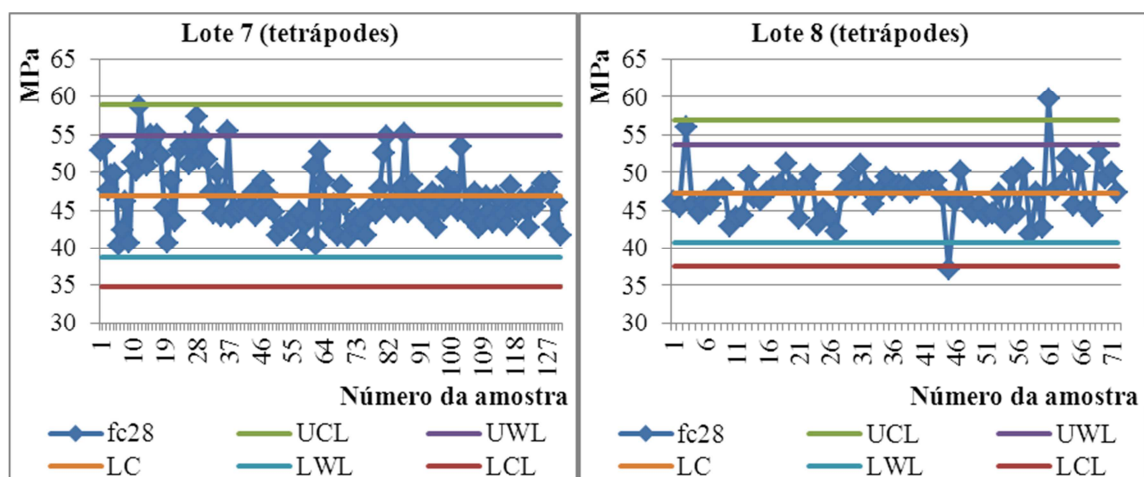


Figura 3.47 – Gráfico de Shewhart para os lotes 7 e 8 dos dados dos tetrapodes.

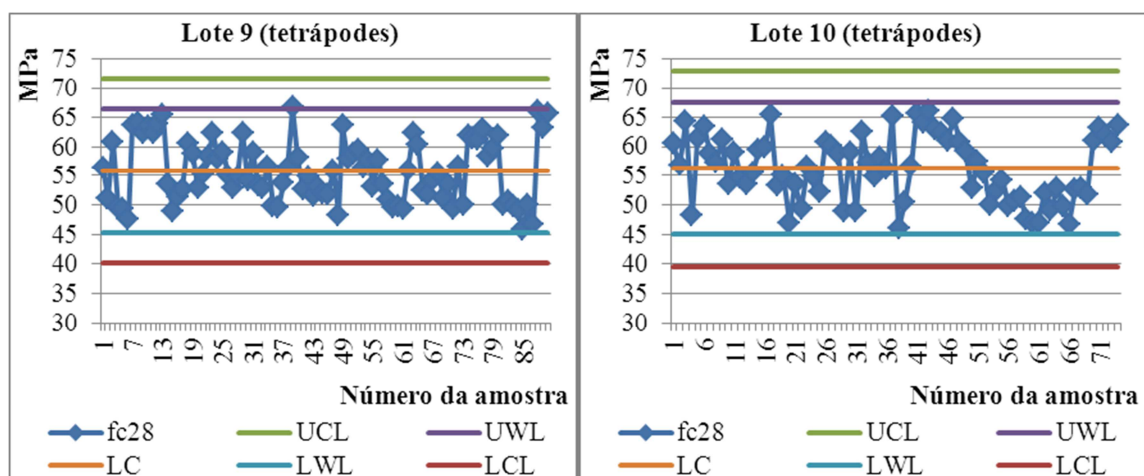


Figura 3.48 – Gráfico de Shewhart para os lotes 9 e 10 dos dados dos tetrapodes.

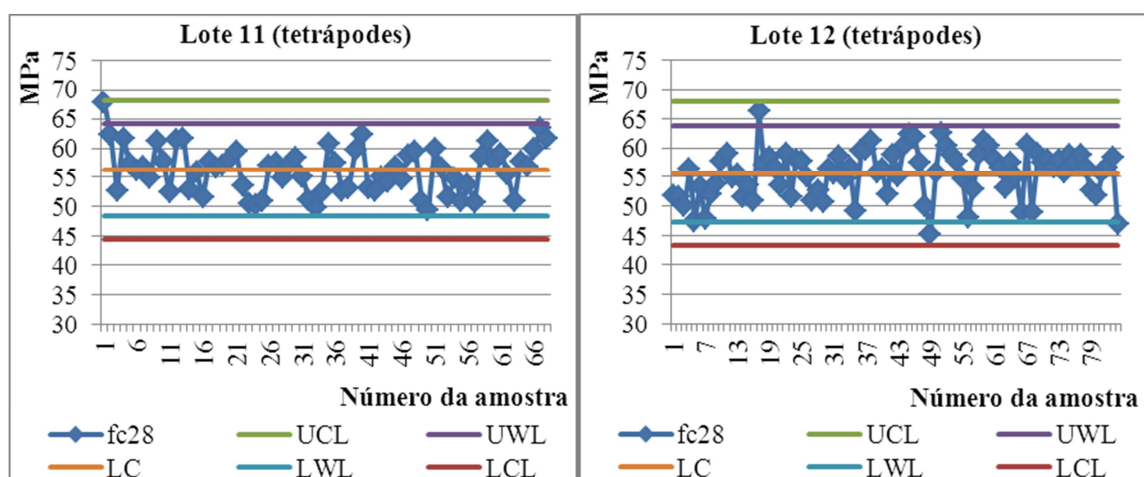


Figura 3.49 – Gráfico de Shewhart para os lotes 11 e 12 dos dados dos tetrapodes.

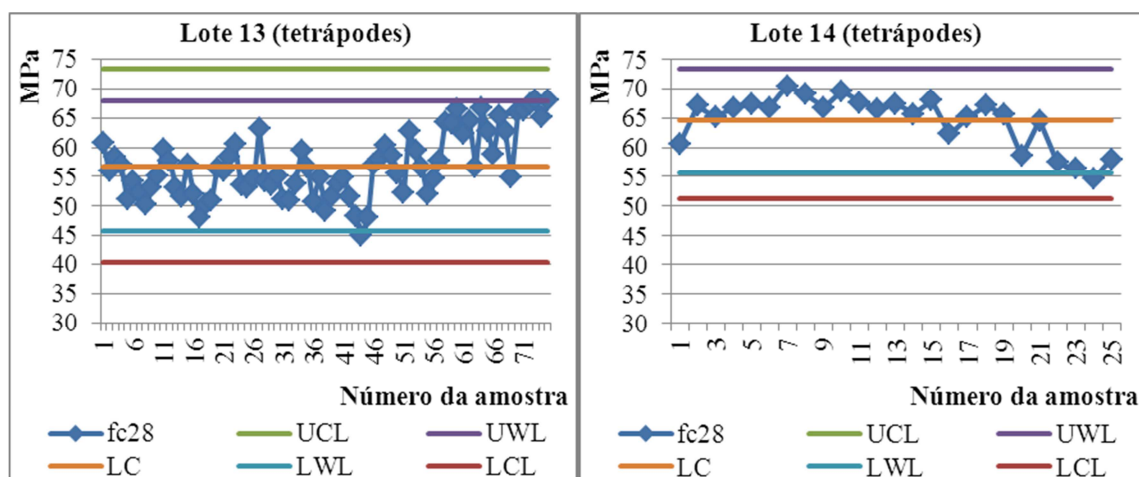


Figura 3.50 – Gráfico de Shewhart para os lotes 13 e 14 dos dados dos tetrapodes.

Pode-se verificar que os últimos seis lotes (lote 9 ao 14) tiveram as maiores médias, ou seja, maiores valores para o parâmetro central dos gráficos, resultando nos maiores valores para os limites de controle e de alerta. O lote 10 foi o único em que os dados da resistência à compressão dos exemplares não ultrapassou nenhum dos limites. Os lotes 7, 9, 10, 11, 12, 13 e 14 tiveram valores que excederam apenas os limites de alerta, enquanto que os demais tiveram os limites de controle ultrapassados em um (lotes 1, 2, 3, 4, 6 e 8) ou dois exemplares (lote 5), conforme pode ser verificado na Tabela 3.17.

Tabela 3.17 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para dados dos tetrápodes.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
			LC (MPa)	Superior	Inferior	Superior	Inferior	
				UCL	LCL	UWL	LWL	
1	33,00	2,50	43,09	1,00	-	-	-	1,00
2	33,00	2,26	42,47	-	1,00	-	-	1,00
3	63,00	5,04	44,76	1,00	-	3,00	-	4,00
4	167,00	5,94	49,63	1,00	-	4,00	6,00	11,00
5	262,00	4,42	48,84	-	2,00	2,00	5,00	9,00
6	122,00	3,48	51,32	1,00	-	-	2,00	3,00
7	131,00	4,02	46,84	-	-	5,00	-	5,00
8	72,00	3,23	47,14	1,00	-	1,00	1,00	3,00
9	90,00	5,26	55,83	-	-	1,00	-	1,00
10	74,00	5,56	56,23	-	-	-	-	-
11	68,00	3,95	56,25	-	-	1,00	-	1,00
12	84,00	4,08	55,59	-	-	1,00	2,00	3,00
13	75,00	5,51	56,84	-	-	2,00	1,00	3,00
14	25,00	4,42	64,55	-	-	-	1,00	1,00
Total de cada limite ultrapassado				5,00	3,00	20,00	18,00	46,00
Total geral				8,00		38,00		46,00

Como resumo, os limites de controle foram excedidos em oito dos 1.299,00 exemplares, cerca de 0,62 %, enquanto que os limites de alerta tiveram 38,00 pontos excedentes, representando 2,93 %. Indicando também, que ações deveriam ser tomadas para reavaliar o processo produtivo para mantê-lo no controle.

Já o lote único, com união de todos os exemplares, estes números se alteram reduzindo o número de lotes de controle ultrapassados e aumentando o número de limites de alerta. A Tabela 3.18 demonstra esta mudança nos resultados. Esta alteração na forma de apresentação levaria a uma mudança na forma de análise, que de forma errônea poderia deixar produtos não conformes serem produzidos, caso o único controle fosse realizado através da utilização deste método.

Tabela 3.18 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único dos tetrápodes.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
Único	1.299,00	6,44	50,87	1,00	-	46,00	15,00	62,00
Total geral				1,00		61,00		62,00

A Figura 3.51 demonstra, através de visualização gráfica, o comportamento dos dados do lote único frente aos limites de controle e de alerta.

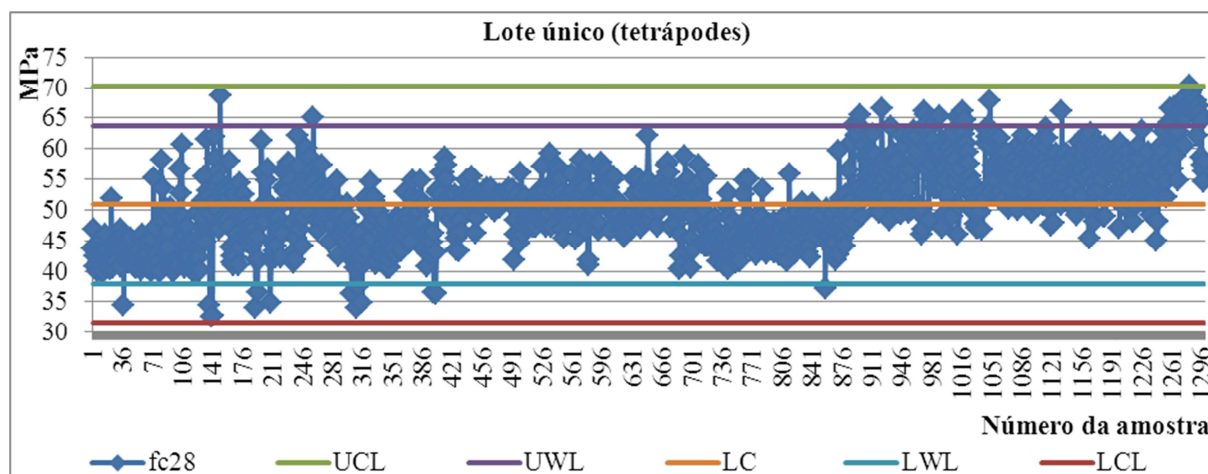


Figura 3.51 – Gráfico de Shewhart para lote único dos dados dos tetrápodes.

Pela análise utilizando o método do gráfico de controle de CUSUM foram utilizados os mesmos lotes das análises anteriores e os resultados estão resumidos na Tabela 3.19. O resumo mostra que a aplicação desta metodologia reflete de forma clara em quais exemplares dentro do lote houve mudança na declividade do gráfico, indicando os pontos de início e fim destes intervalos.

Tabela 3.19 – Pontos de mudança de inclinação detectados no gráfico de CUSUM para os lotes dos tetrápodes.

Lote	Intervalo		Lote	Intervalo	
	Início	Fim		Início	Fim
Lote 1	-	-	Lote 8	-	-
Lote 2	-	-	Lote 9	1	6
Lote 3	-	-		6	90
Lote 4	1	12	Lote 10	1	40
	14	31		40	52
	41	48		59	74
	58	78	Lote 11	1	21
	79	93		21	68
	96	109	Lote 12	-	-
	110	117	Lote 13	1	4
	125	167		7	12
Lote 5	1	5		16	27
	18	34		37	57
	54	89	Lote 14	70	75
	115	137		-	-
	189	226	Geral	96	105
	229	237		117	155
	244	262		182	200
Lote 6	1	35		202	267
	37	53		306	318
	64	89		378	697
	90	122		845	873
Lote 7	1	9		1.002	1.023
	26	37		1.210	1.228
	39	49		1.275	1.283
	57	64			
	64	131			

A representação gráfica dos resultados dos lotes está indicada desde a Figura 3.52 até a Figura 3.58. Dentre os quais pode-se visualizar com ajuda da Tabela 3.19 que o lote 4 com maior desvio padrão, maior coeficiente de variação, mais limites excedidos no método de Shewhart e, também, mais pontos de mudança na declividade do gráfico de CUSUM. E, por exemplo, o lote 10, que por sua vez, teve melhores resultados com a utilização do gráfico de controle de Shewhart; porém com a verificação pelo método do gráfico de CUSUM não foi o melhor lote, pois apresentou três pontos importantes de inflexão.

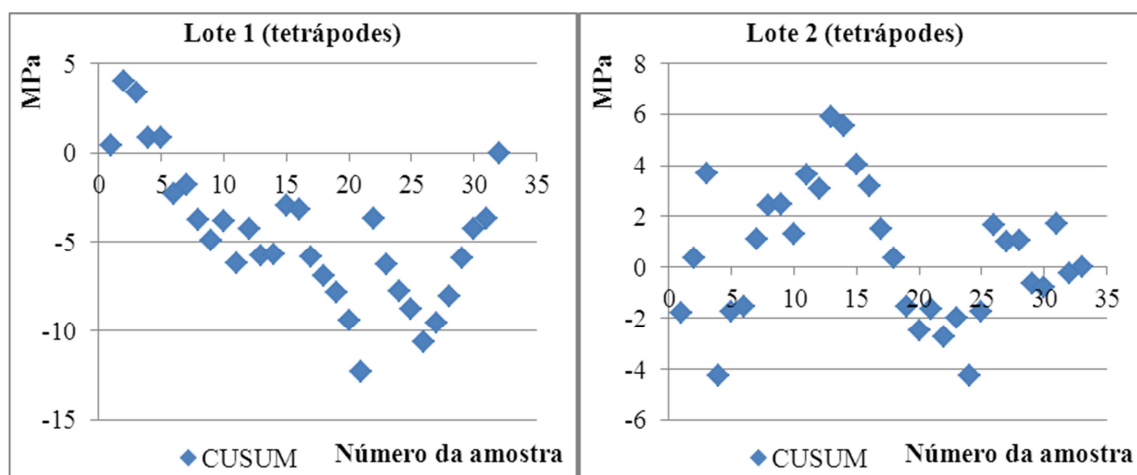


Figura 3.52 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto dos tetrápodes.

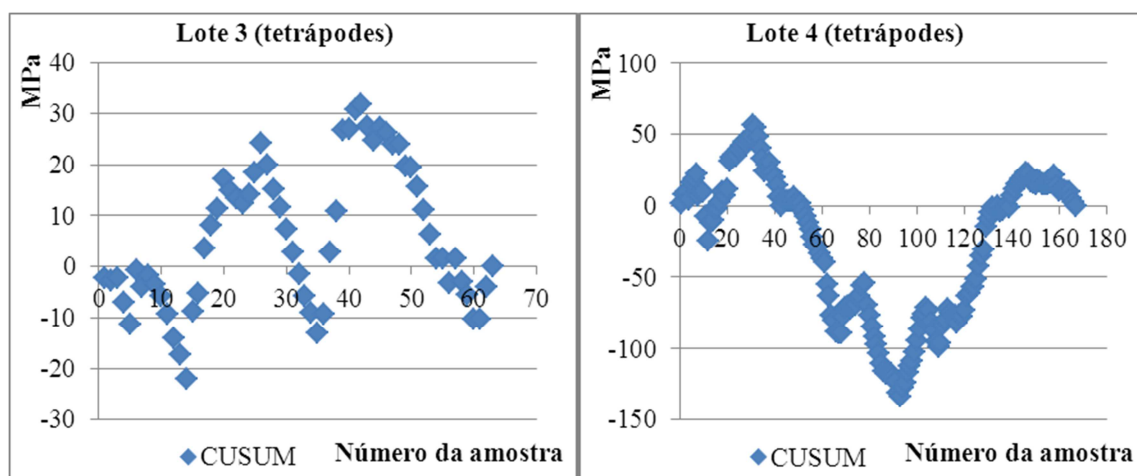


Figura 3.53 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto dos tetrápodes.

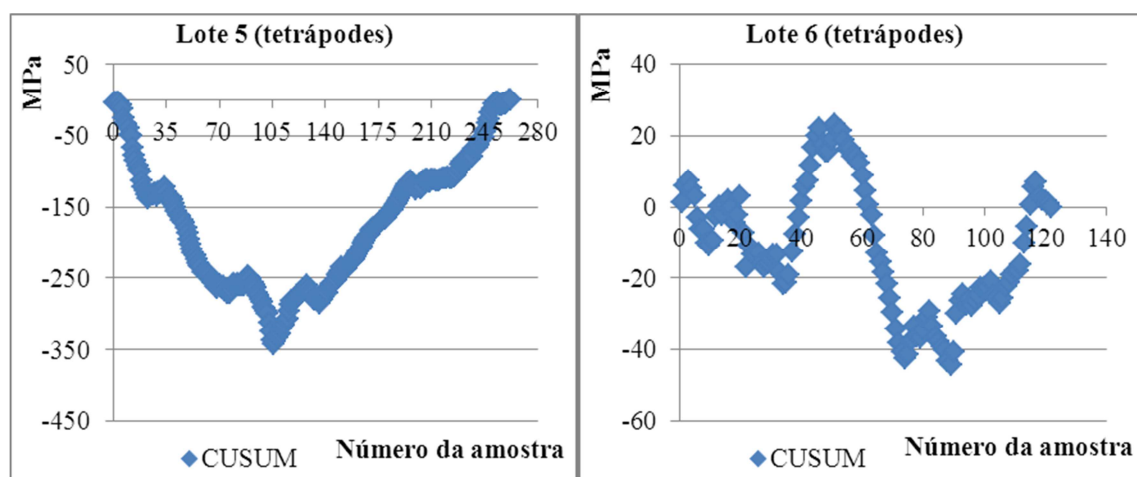


Figura 3.54 – Gráfico de CUSUM para os lotes 5 e 6 do concreto dos tetrápodes.

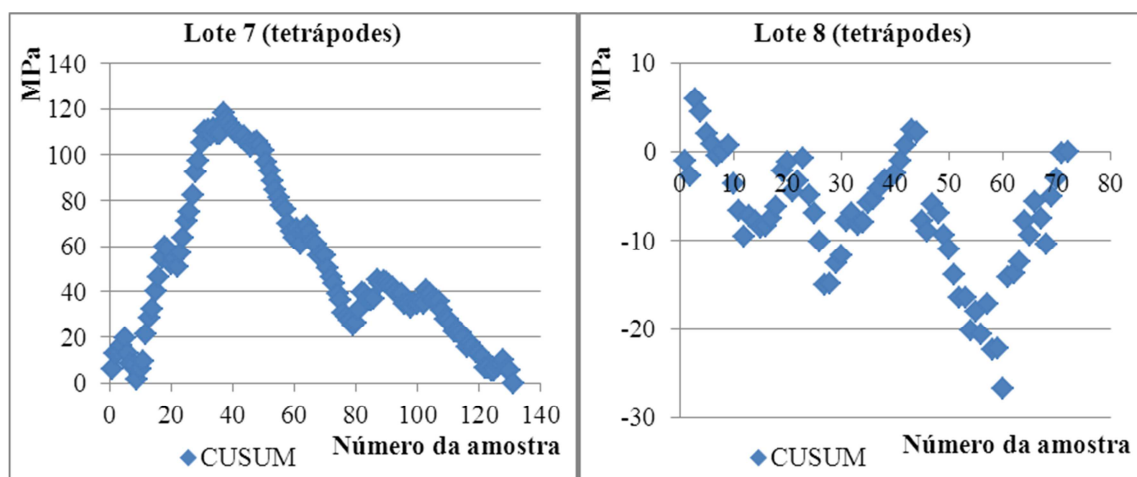


Figura 3.55 – Gráfico de CUSUM para os lotes 7 e 8 do concreto dos tetrápodes.

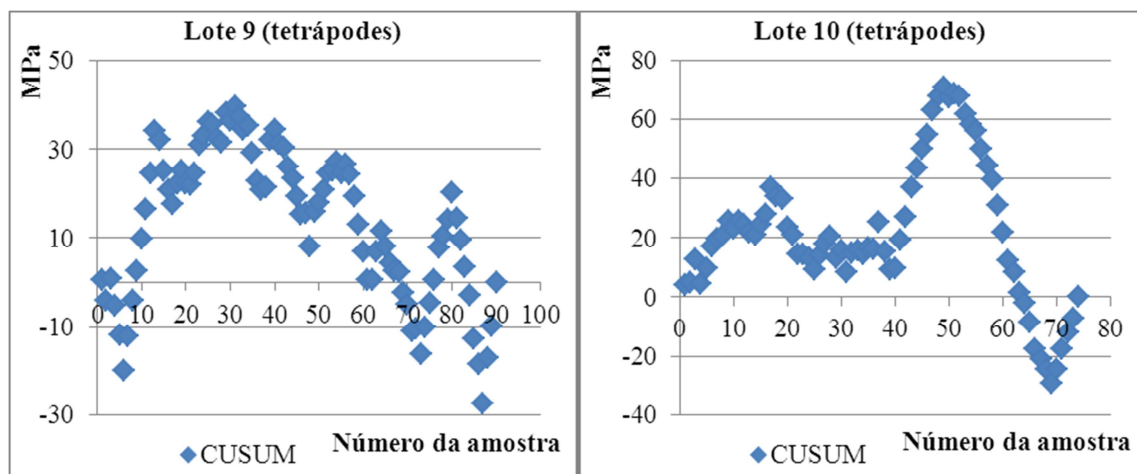


Figura 3.56 – Gráfico de CUSUM para os lotes 9 e 10 do concreto dos tetrápodes.

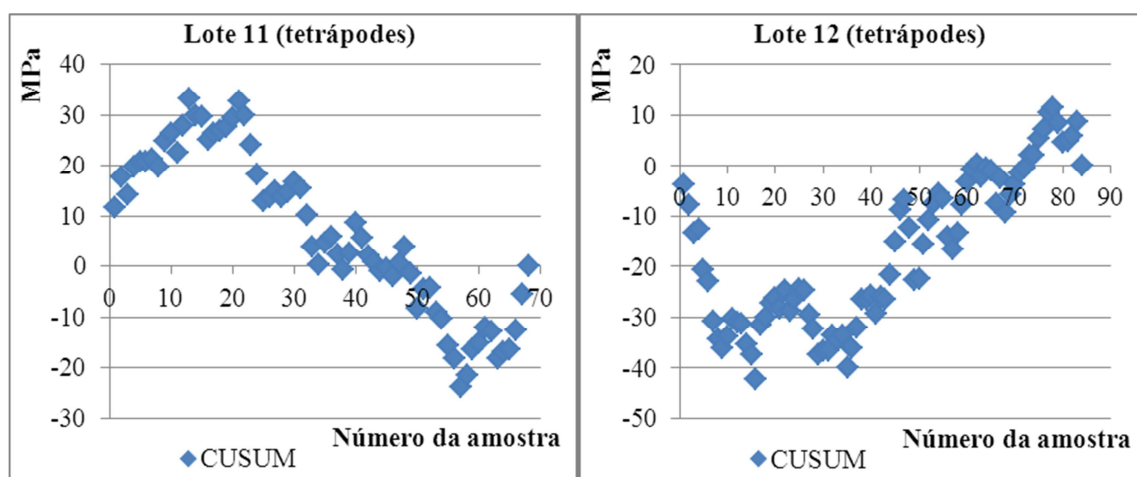


Figura 3.57 – Gráfico de CUSUM para os lotes 11 e 12 do concreto dos tetrápodes.

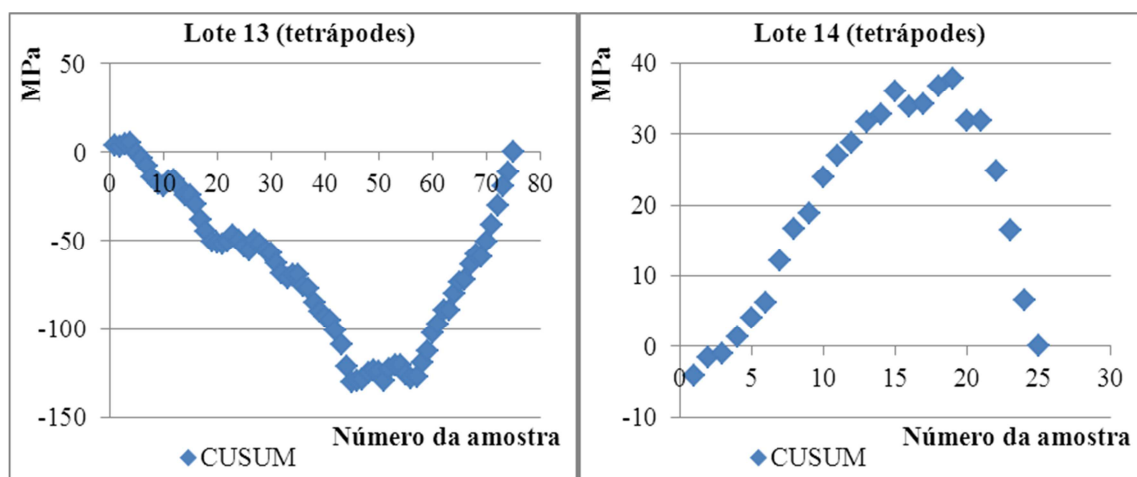


Figura 3.58 – Gráfico de CUSUM para os lotes 13 e 14 do concreto dos tetrapodes.

Já no gráfico de CUSUM elaborado com o lote único dos dados dos tetrapodes, representado na Figura 3.59, o número de pontos de inflexão ficou reduzido, indicando que a análise por este modelo, assim como, para a metodologia de Shewhart, deve-se reduzir o tamanho da amostra para melhorar a análise e, caso necessário, melhor subsidiar a tomada de medidas para aperfeiçoamento do processo produtivo.

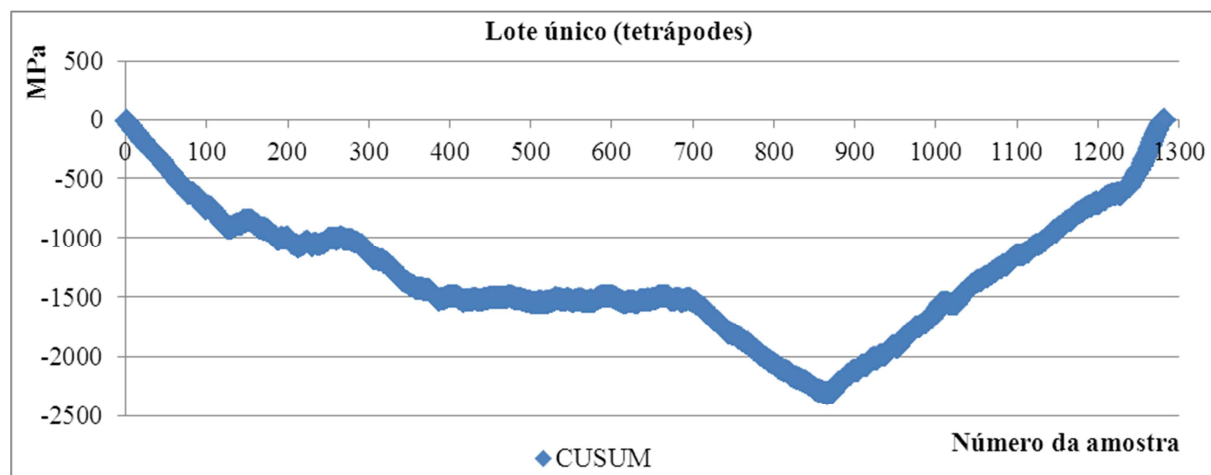


Figura 3.59 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto dos tetrapodes.

A análise estatística com os dados dos tetrapodes é o teste de ajustamento das distribuições Normal e Lognormal, na qual obteve-se, ligeiramente, melhor aderência para a distribuição Lognormal, considerando-se os quatorze lotes. O lote 5 apresentou valor da diferença máxima da distribuição de probabilidade acumulada da amostra superior ao valor D

(0,05; n), apresentando resultado negativo para ambas as distribuições. É importante ressaltar que em todos os lotes, exceto os lotes 5 e 7, os dados possuem aderência a ambas às distribuições, mesmo que apresentando melhor aderência à Normal, nos lotes 2, 4, 6, 10, 12, e 14 e à Lognormal, lotes 1, 3, 8, 9, 11 e 13, como pode ser verificado na Tabela 3.20.

Tabela 3.20 - Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para o concreto dos tetrápodes.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	33,00	2,50	0,1087	0,1033	0,2367	Lognormal
2	33,00	2,26	0,1009	0,1104	0,2367	Normal
3	63,00	5,04	0,1582	0,1512	0,1713	Lognormal
4	167,00	5,94	0,0495	0,0746	0,1052	Normal
5	262,00	4,42	0,1029	0,1164	0,0840	-
6	122,00	3,48	0,0496	0,0571	0,1231	Normal
7	131,00	4,02	0,1287	0,1135	0,1188	Lognormal
8	72,00	3,23	0,0868	0,0750	0,1603	Lognormal
9	90,00	5,26	0,0994	0,0857	0,1434	Lognormal
10	74,00	5,56	0,0739	0,0832	0,1581	Normal
11	68,00	3,95	0,0746	0,0720	0,1649	Lognormal
12	84,00	4,08	0,0819	0,0945	0,1484	Normal
13	75,00	5,51	0,0855	0,0699	0,1570	Lognormal
14	25,00	4,42	0,1873	0,1987	0,2720	Normal

A demonstração dos gráficos elaborados para verificação da aderência dos dados estão representados na Figura 3.60 até a Figura 3.66.

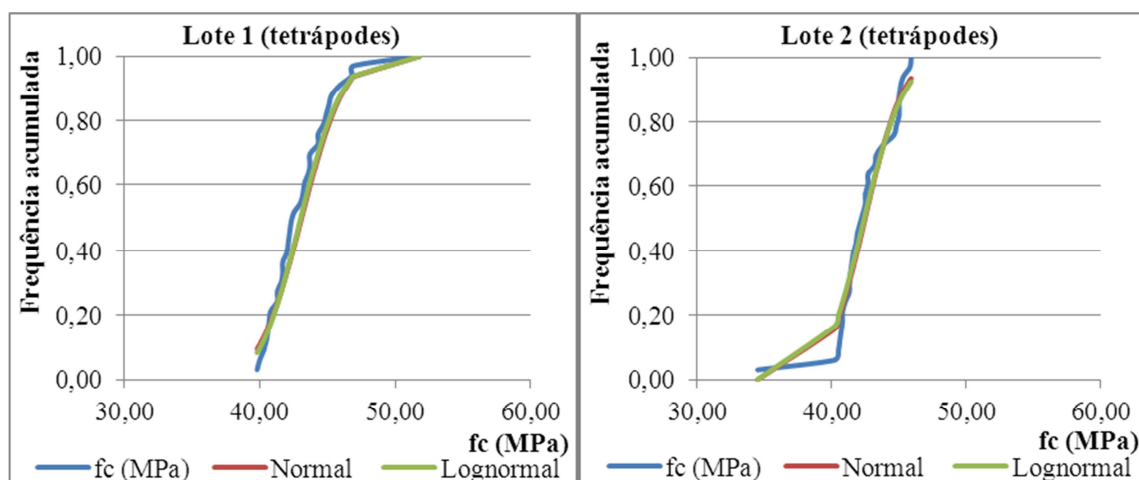


Figura 3.60 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 dos tetrápodes.

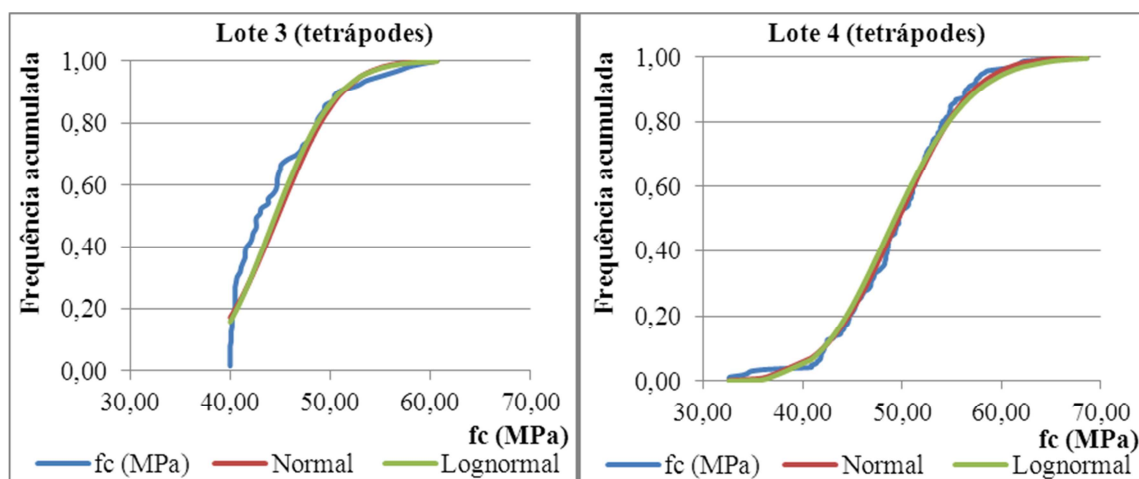


Figura 3.61 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 dos tetrápodes.

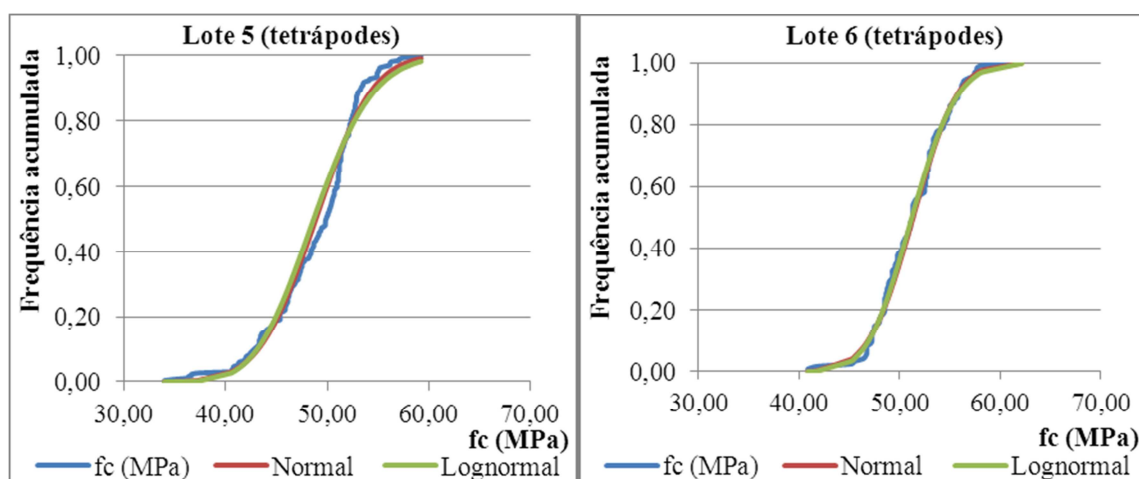


Figura 3.62 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 5 e 6 dos tetrápodes.

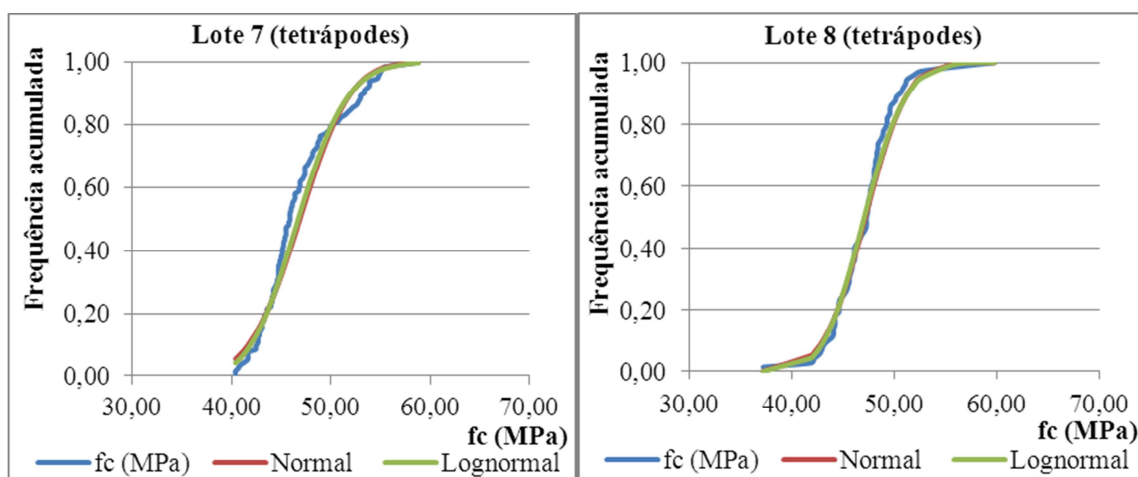


Figura 3.63 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 7 e 8 dos tetrapodes.

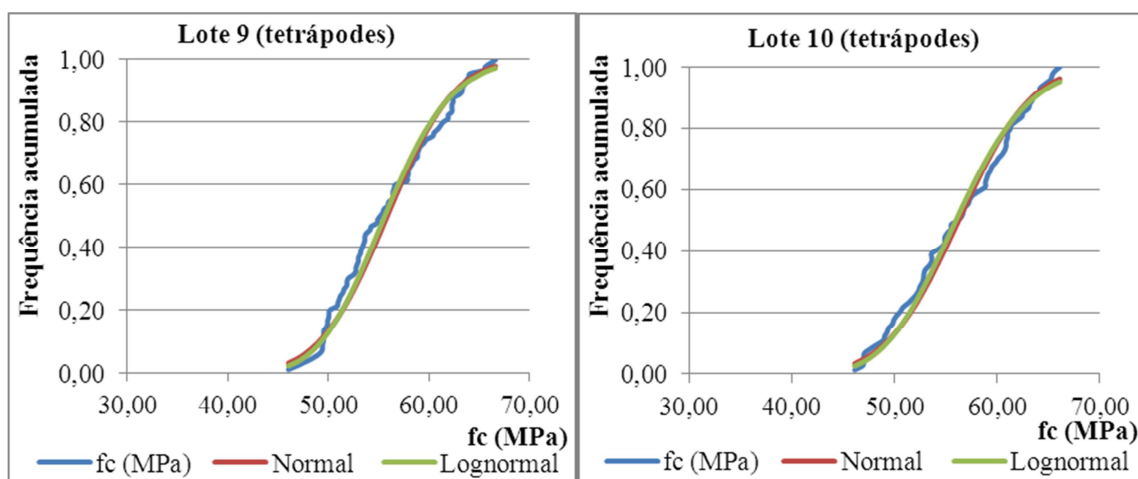


Figura 3.64 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 9 e 10 dos tetrapodes.

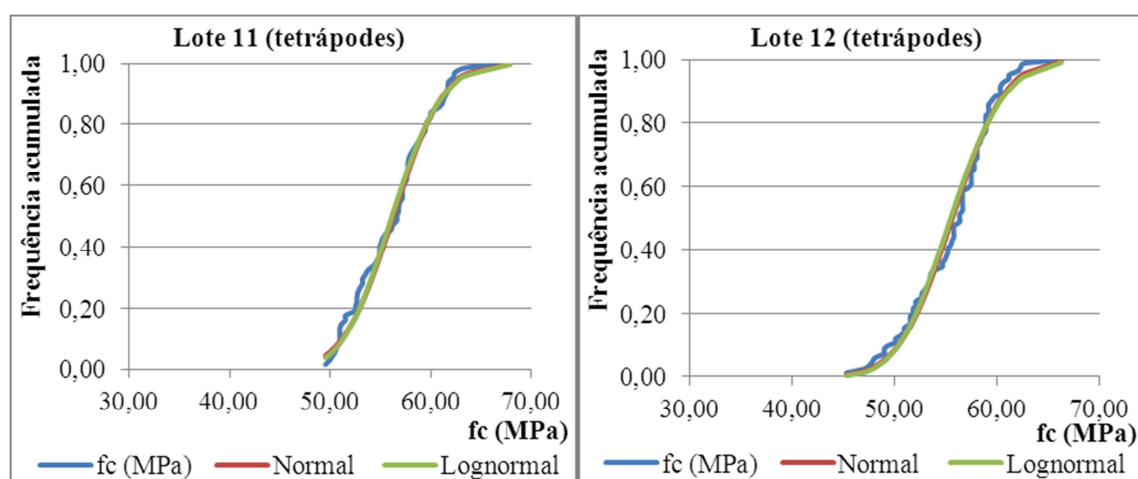


Figura 3.65 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 11 e 12 dos tetrapodes.

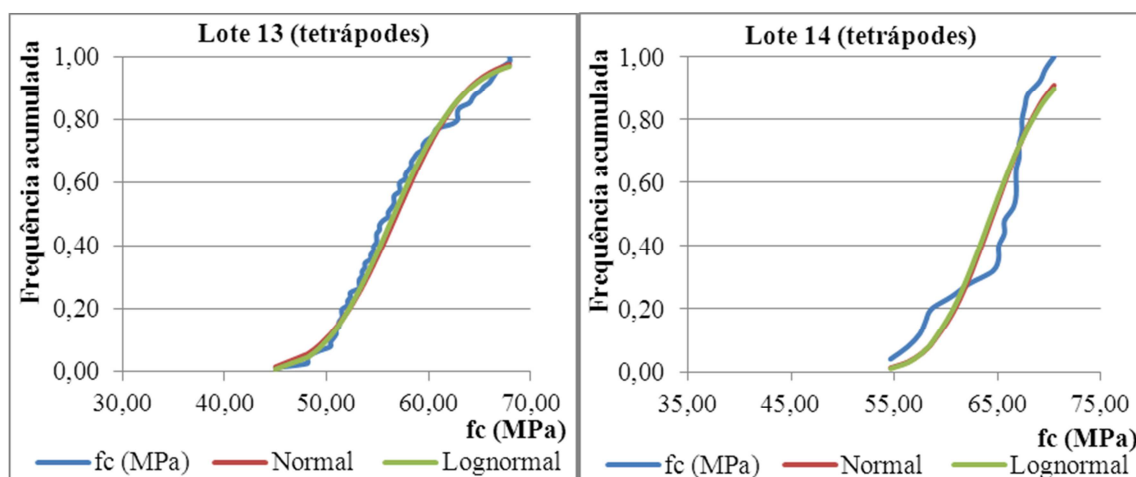


Figura 3.66 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 13 e 14 dos tetrapodes.

3.3.3 Critérios de aceitação para o concreto dos tetrapodes

Para análise do critério de aceitação do concreto empregado nos tetrapodes de 8,00 toneladas foram compilados os dados dos resultados do rompimento dos corpos de prova aos vinte e oito dias. Os exemplares para a amostragem durante a fabricação e lançamento do concreto foram colhidos em todas as amassadas, ou seja, foi utilizado o método da amostragem total, conforme a ABNT NBR 12655 (2006). Como todos os lotes tem número de exemplares superior a vinte unidades a resistência estimada é representada pelo quinto percentil de resultado mais baixo do lote, indicado como “i”.

Tabela 3.21 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto dos tetrapodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).

a)

Quinzena	1	2	3	4	5	6	7
Período	24/05/08	09/06/08	25/06/08	11/07/08	27/07/08	12/08/08	28/08/08
	08/06/08	24/06/08	10/07/08	26/07/08	11/08/08	27/08/08	12/09/08
<i>n</i>	33,00	33,00	63,00	167,00	262,00	122,00	131,00
<i>s</i> (MPa)	2,50	2,26	5,04	5,94	4,42	3,48	4,02
<i>i</i>	2,00	2,00	4,00	9,00	14,00	7,00	7,00
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	38,97	38,74	36,45	39,83	41,55	45,57	40,20
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	40,00	40,20	40,00	41,37	41,25	46,73	41,63

b)

Quinzena	8	9	10	11	12	13	14
Período	13/09/08	29/09/08	15/10/08	31/10/08	16/11/08	02/12/08	18/12/08
	28/09/08	14/10/08	30/10/08	15/11/08	01/12/08	17/12/08	26/12/08
<i>n</i>	72,00	90,00	74,00	68,00	84,00	75,00	25,00
<i>s</i> (MPa)	3,23	5,26	5,56	3,95	4,08	5,51	4,42
<i>i</i>	4,00	5,00	4,00	4,00	5,00	4,00	2,00
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	41,82	47,15	47,06	49,73	48,87	47,74	57,27
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	42,65	48,89	46,98	50,51	48,10	48,38	56,30

Conforme apresentado no capítulo 2, o valor da resistência estimada pelo método da amostragem parcial é identificado por $f_{ck,est}^1$ e para indicação o valor pela amostragem total é utilizada a notação utilizada neste trabalho é $f_{ck,est}^2$. Para facilitar a análise e a visualização dos dados a Figura 3.67, em forma de gráfico de linhas, demonstra os valores da resistência estimada por ambos os métodos.

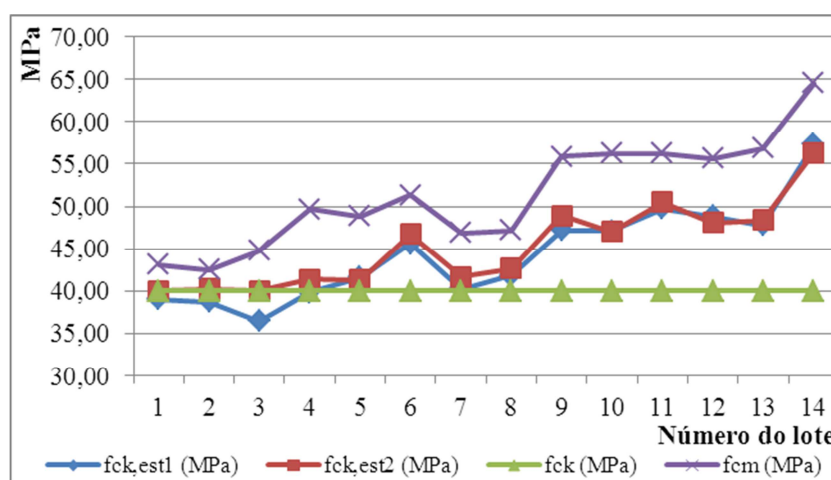


Figura 3.67 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto dos tetrapodes.

Analisando os dados pela amostragem parcial os lotes 1, 2, 3 e 4, fabricados no período de 24/05/2008 a 26/12/2008, não conformidades seriam apontadas, pois não atenderam ao critério de aceitação do produto.

Pelo método da amostragem total, metodologia realmente utilizada no controle do concreto produzido, todos os lotes foram aceitos.

Pode-se verificar que para as duas metodologias de aceitação da ABNT NBR 12655 (2006) há diferenças nos valores das resistências estimadas chegando até a 3,55 MPa. Com estas verificações pode-se, também, dizer que o critério de aceitação por amostragem parcial têm estimativas mais rígidas para os valores da resistência e isto, pode ser explicado pelo motivo de que a resistência é verificada em lotes aleatórios desde que atendendo a indicação de formação de lotes.

Nos primeiros lotes foram detectados valores muito próximos ao valor de f_{ck} , distanciando-se no lote 6 e depois a partir do lote 9, que tiveram maiores valores das resistências individuais dos exemplares. A Figura 3.68 demonstra em separado como o $f_{ck,est}^2$ portou-se em relação ao f_{ck} de projeto.

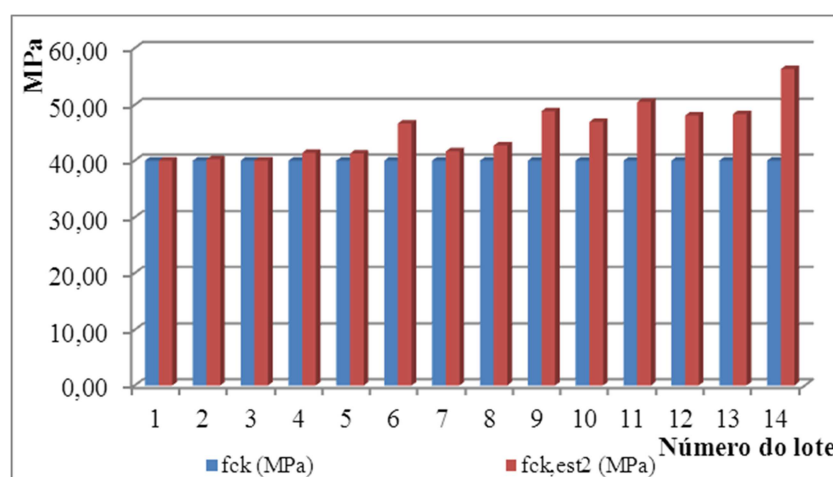


Figura 3.68 – Resistência estimada pelo método da amostragem total da ABNT NBR 12655 (2006) para os dados dos tetrápodes.

A notação utilizada para a resistência à compressão estimada pela norma norte-americana ACI 318 (2011) é $f_{ck,est}^4$ e para a norma europeia EN 206-1 (2000) é $f_{ck,est}^5$. A Tabela 3.22 e a Figura 3.69 demonstram os resultados obtidos para os critérios de aceitação destas normas.

Tabela 3.22 (a e b) – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para os dados tetrápodes (a – lote 1 ao 7 e b – lote 8 ao 14).

a)

Quinzena	1	2	3	4	5	6	7
Período	24/05/08	09/06/08	25/06/08	11/07/08	27/07/08	12/08/08	28/08/08
	08/06/08	24/06/08	10/07/08	26/07/08	11/08/08	27/08/08	12/09/08
<i>n</i>	33,00	33,00	63,00	167,00	262,00	122,00	131,00
<i>s</i> (MPa)	2,50	2,26	5,04	5,94	4,42	3,48	4,02
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	39,74	39,44	36,69	39,77	42,83	46,65	41,45
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	39,39	39,12	37,31	40,84	42,30	46,16	40,89

b)

Quinzena	8	9	10	11	12	13	14
Período	13/09/08	29/09/08	15/10/08	31/10/08	16/11/08	02/12/08	18/12/08
	28/09/08	14/10/08	30/10/08	15/11/08	01/12/08	17/12/08	26/12/08
<i>n</i>	72,00	90,00	74,00	68,00	84,00	75,00	25,00
<i>s</i> (MPa)	3,23	5,26	5,56	3,95	4,08	5,51	4,42
$f_{ck,est}^4$ (MPa)	42,82	48,42	48,08	50,95	50,13	48,88	58,64
$f_{ck,est}^5$ (MPa)	42,37	48,05	48,00	50,40	49,56	48,68	58,02

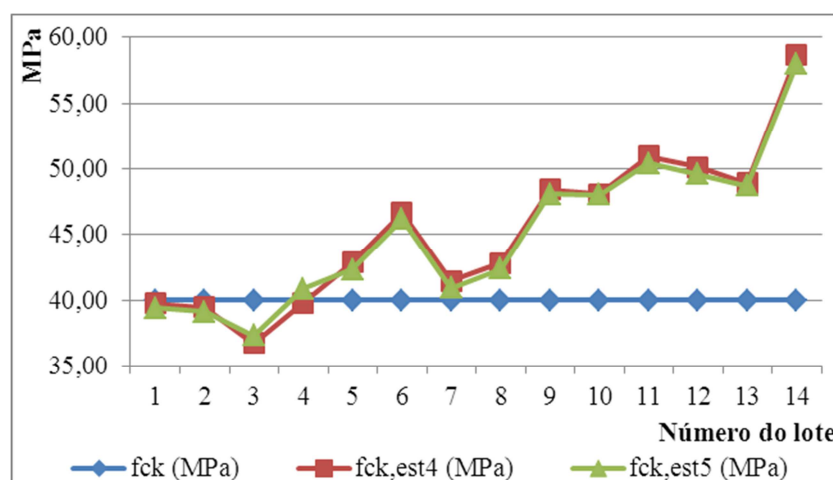


Figura 3.69 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.

Caso o critério de aceitação utilizado para o concreto desta obra fosse pela metodologia de alguma destas normas ter-se-ia não conformidade pelo menos em três lotes.

Os lotes 1, 2 e 3 teriam não conformidade pelo critério da EN 206-1 (2000), enquanto que pelo ACI 318 (2011) os lotes 1, 2, 3 e 4 teriam não conformidade. Para os dados dos tetrápodes, assim como, para os dados da laje de fundo os valores da resistência estimada do ACI 318 (2011) resultaram em valores superiores do que a EN 206-1 (2000).

Analisando a Figura 3.70 a resistência estimada por todas as metodologias das normas analisadas para os dados dos tetrápodes da ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande, pode-se verificar que o ACI 318 (2011) apresentou em sete lotes, valores superiores de resistência estimada, mesmo número de lotes com maiores valores pela ABNT 12655 (2006) – método da amostragem total, seguida pela EN 206-1 (2000).

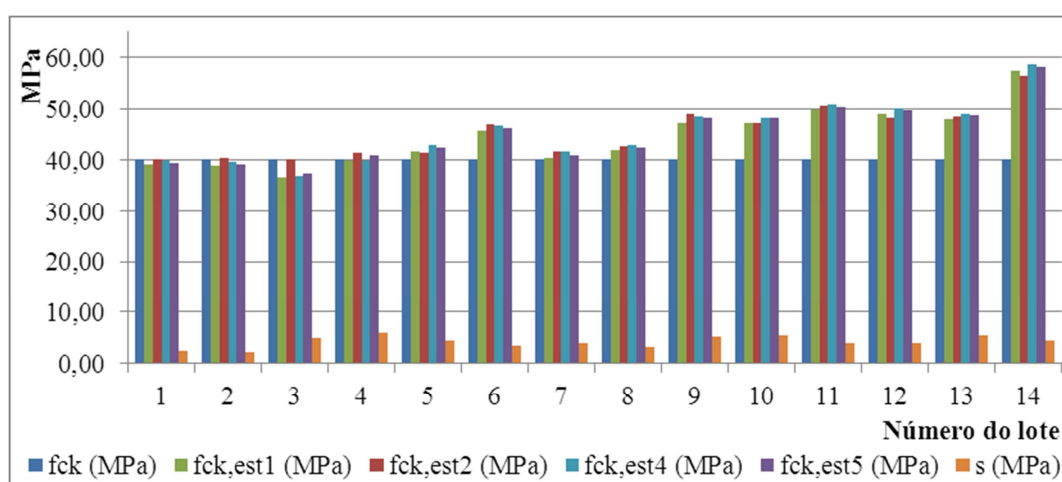


Figura 3.70 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.

3.3.4 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto dos tetrápodes

Para o concreto dos tetrápodes, lote 4 apresentou maior dispersão nos dados da resistência do concreto, com maior valor de desvio padrão e coeficiente de variação, além de ser o lote com resultados piores resultados para os gráficos de controle.

Já para os critérios de aceitação do concreto os lotes com piores resultados se alteram, indicando maior variação dentre os dados dos lotes 1, 2 e 3, que indicaram aceitação sem não conformidade apenas pelo método da amostragem total da norma brasileira. Seguido pelo lote

4 que apresentou não conformidade pelos critérios de aceitação do $f_{ck,est}^1$ e $f_{ck,est}^4$, critério da amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) e ACI 318 (2011), respectivamente.

3.4 DESCRIÇÃO DA OBRA DO BERÇO III DO TERMINAL DE CONTÊINERES DO RIO GRANDE/RS

Em 2000 o Tecon havia realizado uma obra de ampliação do cais de atracação (segundo berço), com isso passou a receber para a carga e descarga dois navios simultaneamente, aumento assim a sua capacidade e a movimentação das mercadorias. Porém foi verificada ainda a necessidade de continuar a ampliação, para reduzir ainda mais o tempo que as embarcações ficavam aguardando para a atracação e aumentar ainda mais a capacidade do terminal.

Com a construção do terceiro trecho o cais de atracação do Terminal de Contêineres atingiu 900,00 (novecentos) metros de comprimento e passou a comportar, a partir do ano de 2008, três navios simultaneamente, diminuindo assim, o tempo de permanência dos navios no terminal. Conforme Tecon (2013) essa obra e investimentos na aquisição de modernos equipamentos tornaram o terminal capaz de atender com eficiência os maiores e mais modernos navios em operação do mundo. Estes investimentos somados ao comprometimento renderam ao Tecon Rio Grande, em 2011, recorde de produtividade.

A obra de ampliação do cais de atracação teve concretagens realizadas no período de 2006 a 2007 e os elementos analisados neste trabalho são os dados de resistência à compressão dos corpos de prova do concreto empregado nas estacas pré-moldadas protendidas e nas peças estruturais pré-moldadas, fabricadas para a base do cais.

Segundo Gireli (2007) as estacas pré-moldadas protendidas possuem seção circular vazada no centro, com diâmetro interno de 50,00 centímetros, e diâmetros externo de 80,00 centímetros, com comprimento total de 48,00 metros. Enquanto que as peças pré-moldadas do cais possuem seção transversal π .

A Figura 3.71 ilustra as peças em concreto analisadas nesta seção e, a Figura 3.72 e a Figura 3.73 demonstram a montagem da base do cais ampliado.



Figura 3.71 – a) Peças estruturais; b e c) estacas do cais do terminal de contêineres (fonte: Banco de imagens FURG).



Figura 3.72 – Montagem do cais do terminal de contêineres (fonte: Banco de imagens FURG).

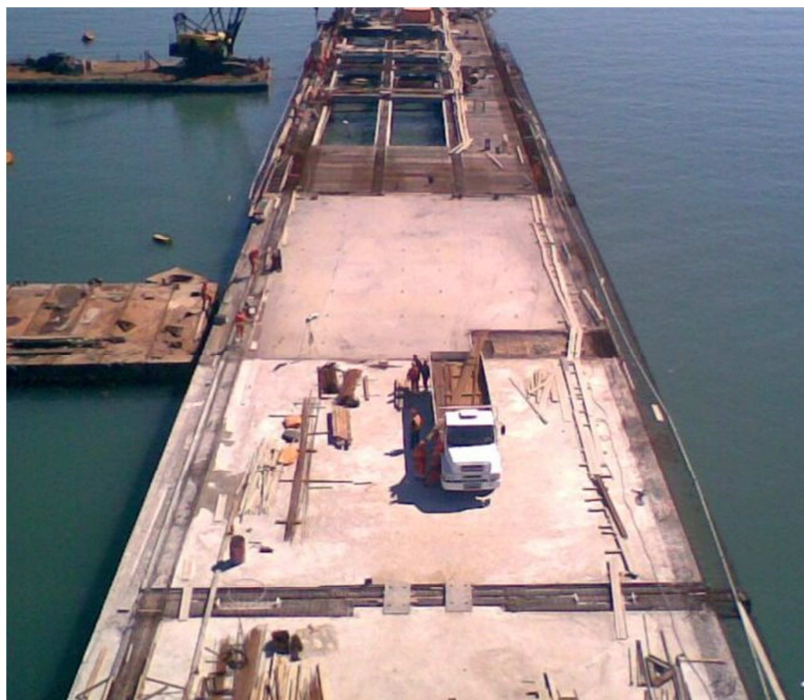


Figura 3.73 - Berço III do cais do terminal de contêineres em fase de construção (fonte: Banco de imagens FURG).

3.4.1 Descrição do concreto empregado na ampliação do Terminal de Contêineres

Para todas as peças de concreto da obra de construção do berço III do cais de atracação do Terminal de Contêineres foi empregado cimento Portland Pozolânico, da marca Votoran (fabricação nacional), CP IV-32-RS. Este cimento é resistente à sulfatos e segue especificações da norma brasileira ABNT NBR 5736 (1991), conforme descrição da Tabela 3.23.

Tabela 3.23 – Características do cimento Portland Pozolânico segundo a ABNT NBR 5736 (1991).

Teores dos componentes do cimento Portland Pozolânico - Componentes (% em massa)		
Clínquer sulfato de cálcio		85,00 - 45,00 %
Material pozolânico		15,00 - 50,00 %
Material carbonático		0,00 - 5,00 %
Exigências químicas - Limites (% da massa)		
Perda ao fogo (PF)		≤ 4,50 %
Óxido de magnésio (MgO)		≤ 6,50 %
Trióxido de enxofre (SO ₃)		≤ 4,00 %
Anidrido carbônico (CO ₂)		≤ 3,00 %
Exigências físicas e mecânicas		
Finura	Resíduo na peneira 75 µm	≤ 8,00 %
Tempo de início de pega		≥ 1,00 h
Expansibilidade a quente		≤ 5,00 mm
Resistência à compressão	3 dias de idade	≥ 10,00 MPa
	7 dias de idade	≥ 20,00 MPa
	28 dias de idade	≥ 32,00 MPa

Foi utilizado como agregado graúdo, brita 1 e agregados miúdos provenientes de jazida localizada na região sul do Rio Grande do Sul. O aditivo empregado foi o Glenium® 51, superplastificante, redutor de água de alta eficiência.

Para as estacas pré-moldadas protendidas foram empregadas, para a realização do traço, as especificações de projeto para a resistência característica à compressão de 40,00 MPa, proporção de cimento de 400,00 kg/m³ e fator a/c de 0,38. Como diferenças adotadas no concreto das peças estruturais pré-moldadas do cais a resistência característica à compressão foi de 50,00 MPa, consumo mínimo de cimento de 370,00 kg/m³ e, com o intuito de melhora de propriedades, a utilização de microssílica na proporção de 30,00 kg/m³.

A especificação de trabalhabilidade dos concretos seguiu a ABNT 7212 (2012) com abatimento para as peças estruturais, devido a alta densidade de armadura, de 15,00 (quinze) centímetros, e para as estacas de 10,00 (dez) centímetros, ambos com classe de consistência S100.

Os traços para as concretagem foram determinados, depois das etapas de dosagem, como segue:

- Estacas: Traço – 1,00 : 2,06 : 2,80 : 0,36;
- Peças do cais: Traço – 1,00 : 0,08 : 1,95 : 3,34 : 0,36.

A cura das peças e estacas foi realizada em parte das peças com cura úmida e parte com cura a vapor.

O teste de compressão axial dos corpos de prova nas idades iniciais (principalmente nas primeiras horas) foi realizado para verificar a resistência da peça concretada e possibilitar o corte das cordoalhas, que poderia ser realizado quando o concreto atingisse 20,00 MPa, indicando, assim, a velocidade de fabricação dos elementos estruturais, além de indicar a possibilidade de desforma dos pré-moldados. Foram utilizados neste trabalho, para análise estatística da resistência a compressão, os dados do rompimento dos corpos de prova aos 28 (vinte e oito) dias.

A Figura 3.74 e a Figura 3.75 demonstram a fase de moldagem e o ensaio de rompimento de corpos de prova, durante o controle tecnológico do concreto.



Figura 3.74 – Controle tecnológico – moldagem de corpos de prova do concreto das estruturas do cais (fonte: Banco de imagens FURG).



Figura 3.75 – Controle tecnológico – rompimento de corpos de prova do concreto das estruturas do cais (fonte: Banco de imagens FURG).

3.4.2 Análise estatística do concreto da ampliação do cais do Terminal de Contêineres

Para as estacas foi empregado o controle estatístico por amostragem parcial e para as peças estruturais por amostragem total. Os lotes de concreto formados para o rompimento dos corpos de prova atenderam às especificações da norma ABNT NBR 12655 (2006). Porém para a análise realizada neste trabalho os dados de rompimentos dos corpos de prova aos vinte e oito dias, das estacas pré-moldadas protendidas no período de 09/06/2006 à 27/02/2007 e das peças estruturais pré-moldadas do cais no período de 16/11/2006 e 27/03/2007, foram agrupados de forma mensal, formando cinco lotes para análise de cada grupo de dados. As informações a seguir demonstrarão o resumo dos dados analisados e a variação do desvio padrão, resistências médias à compressão, coeficiente de variação para os lotes das estacas e depois para os lotes formados por dados das peças estruturais do cais.

A Tabela 3.24 e a Tabela 3.25 mostram os primeiros dados das estacas e peças estruturais, respectivamente.

Tabela 3.24 – Dados do concreto das estacas do cais do terminal.

Mês	1	2	3	4	5
Período	09/10/06	10/11/06	11/12/06	10/01/07	12/02/07
	06/11/06	07/12/06	08/01/07	01/02/07	27/02/07
<i>n</i>	39,00	72,00	81,00	99,00	36,00
<i>s</i> (MPa)	2,90	4,40	3,82	1,87	2,08
CV (%)	5,17	7,86	6,53	3,02	3,50
<i>f_{cm}</i> (MPa)	56,13	55,99	58,56	61,89	59,50

Tabela 3.25 – Dados do concreto das peças estruturais do cais do terminal.

Mês	1	2	3	4	5
Período	01/11/06	01/12/06	01/01/07	01/02/07	01/03/07
	30/11/06	31/12/06	31/01/07	28/02/07	27/03/07
<i>n</i>	28,00	33,00	39,00	88,00	67,00
<i>s</i> (MPa)	3,62	6,72	3,22	2,67	2,69
CV (%)	5,62	10,69	5,08	4,30	4,27
<i>f_{cm}</i> (MPa)	64,31	62,88	63,34	61,99	62,87

Os valores de desvio padrão nos lotes para ambas as estruturas (estacas e peças) construídas para a ampliação do cais berço III do cais do Terminal de Contêineres tiveram uma tendência de redução, podendo ser verificadas melhorias nas operações de preparo, amostragem e/ou ensaio dos concretos analisados. Para ambos os grupos de dados apenas um lote, o segundo de cada um, tiveram valores de desvio padrão superiores a 4,00 MPa.

Para o concreto das estacas os lotes 1, 4 e 5 e para o concreto das peças estruturais do cais, os lotes 4 e 5 tiveram valores de desvio padrão menores que 3,00 MPa, enquadrando-se no nível 1. Os demais lotes ficaram com valores no nível 2 (lotes 1 e 3 das peças do cais e lote 3 das estacas), nível 3 apenas para um lote do concreto das estacas e nível 4 um dos lotes do concreto das peças do cais, de acordo com a ABNT NBR 7212 (2012), conforme a Figura 3.76 e a Figura 3.77.

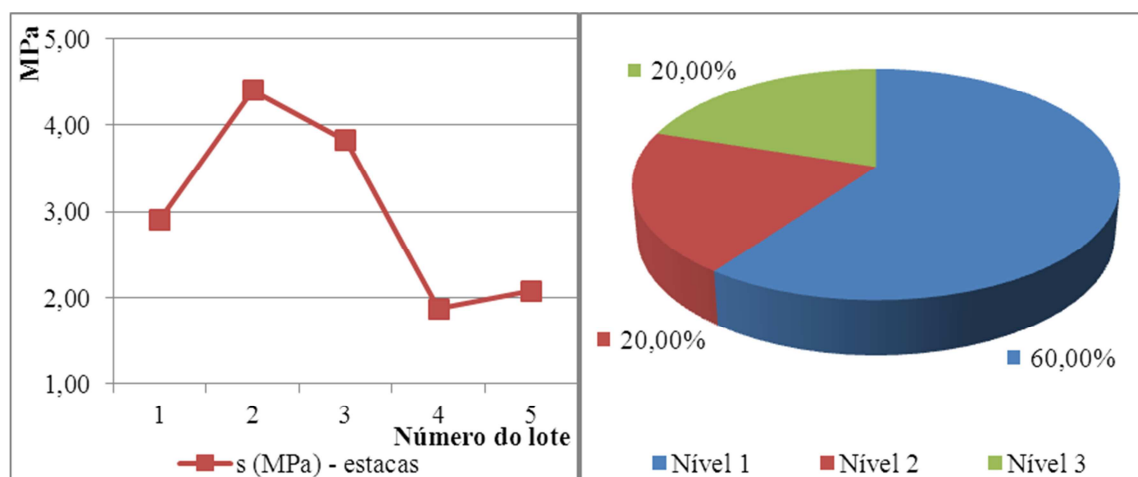


Figura 3.76 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto das estacas pela ABNT NBR 7212 (2012).

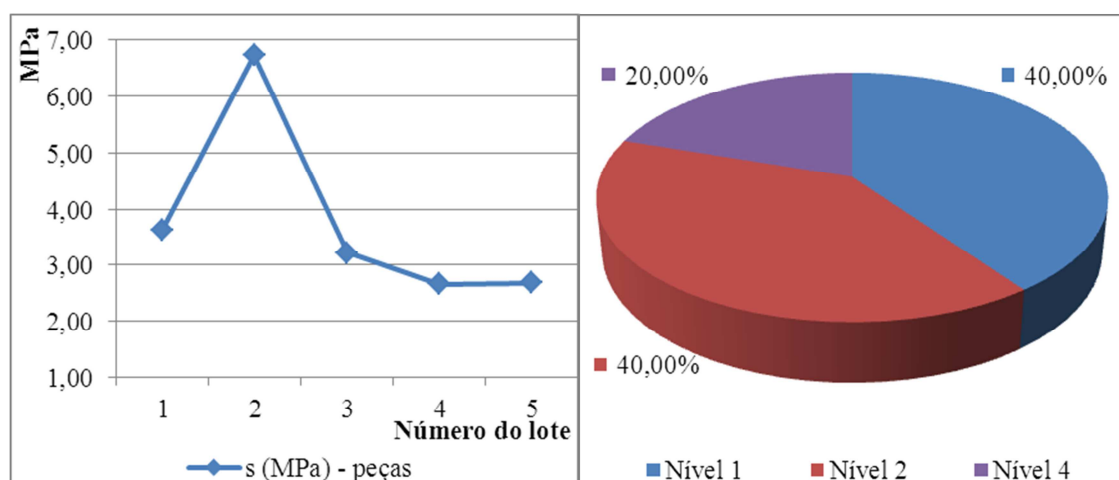


Figura 3.77 – Variação do desvio padrão e avaliação do processo do concreto das peças estruturais pela ABNT NBR 7212 (2012).

A resistência média à compressão para ambos os lotes de dados obtiveram variação dentro dos lotes agrupados. Para as estacas a tendência foi de crescimento da resistência média, enquanto que para as peças do cais houve maior constância dos valores, conforme Figura 3.78.

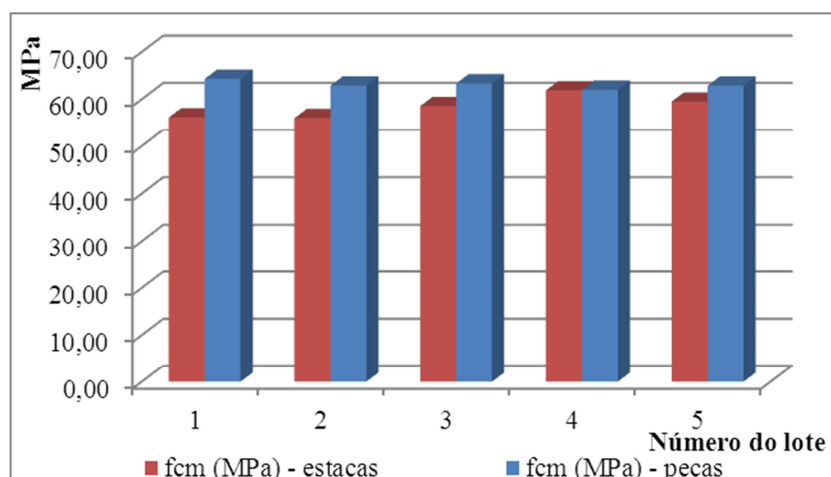


Figura 3.78 – Resistência média do concreto das estacas e das peças estruturais do cais.

O coeficiente de variação do concreto das peças pré-moldadas do cais obteve maior variação em comparação com o coeficiente de variação das estacas pré-moldadas. De acordo com a classificação do ACI 214 (2002) 80,00 % dos valores do coeficiente de variação para a infraestrutura e estrutura do cais (estacas e peças) estão dentro do padrão de controle excelente e apenas os lotes 2, de ambas as estruturas, tiveram valores dentro do padrão muito bom e bom, para as estacas (Figura 3.79) e para as peças (Figura 3.80), respectivamente.

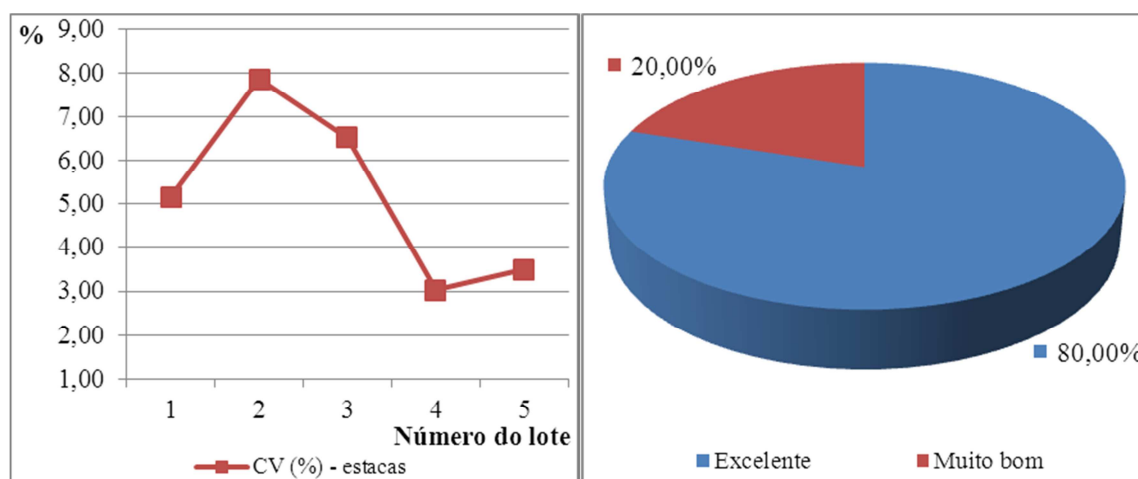


Figura 3.79 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto das estacas do cais pelo ACI 214 (2002).

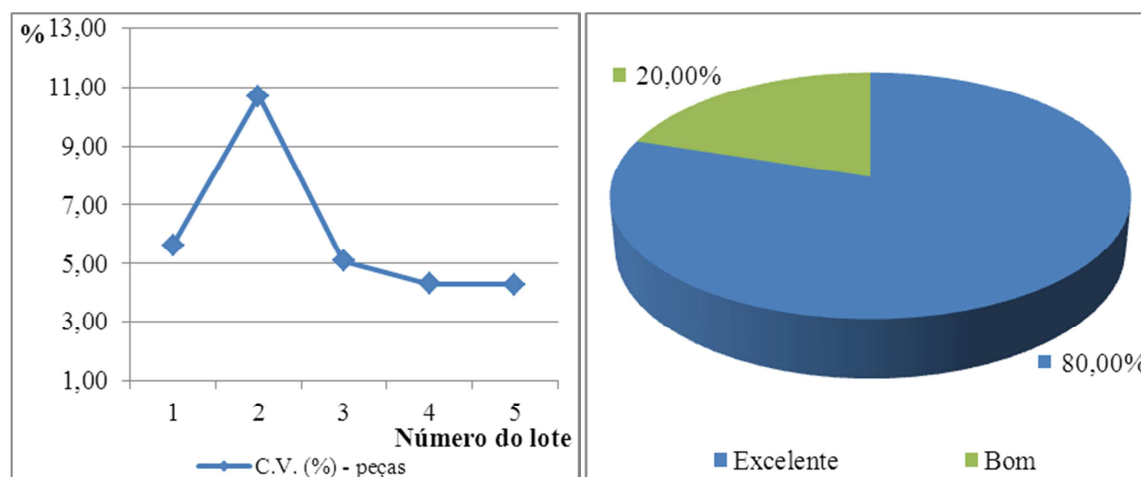


Figura 3.80 – Coeficiente de variação e avaliação do concreto das peças do cais pelo ACI 214 (2002).

Para análise através da utilização do gráfico de controle de Shewhart os lotes foram mantidos na mesma organização (cinco para as estacas e cinco para as peças estruturais), e assim como realizado para as demais obras, também foi realizada a análise com lote único. A Tabela 3.26 demonstra o resumo dos dados para as estacas do cais.

Tabela 3.26 – Dados das estacas do cais para elaboração dos gráficos de controle de Shewhart.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle		Limites de alerta	
				Superior	Inferior	Superior	Inferior
			LC (MPa)	UCL (MPa)	LCL (MPa)	UWL (MPa)	LWL (MPa)
1	39,00	2,90	56,13	64,83	47,42	61,93	50,32
2	72,00	4,40	55,99	69,20	42,78	64,80	47,18
3	81,00	3,82	58,56	70,03	47,09	66,21	50,91
4	99,00	1,87	61,89	67,51	56,28	65,63	58,15
5	36,00	2,08	59,50	65,75	53,26	63,67	55,34
Único	327,00	3,99	58,82	70,77	46,86	66,79	50,85

O lote 5 não teve valores dos exemplares que excederam os limites, enquanto que os demais tiveram características diferentes, com excedência do limite de controle inferior (lote 4) e superior (lote 2). Já os limites de alerta tiveram mais pontos ultrapassados, por exemplo, o lote 1 em dois pontos e o lote 3 em três pontos.

A Figura 3.81 até a Figura 3.83 representam os gráficos de controle elaborados com os dados das estacas.

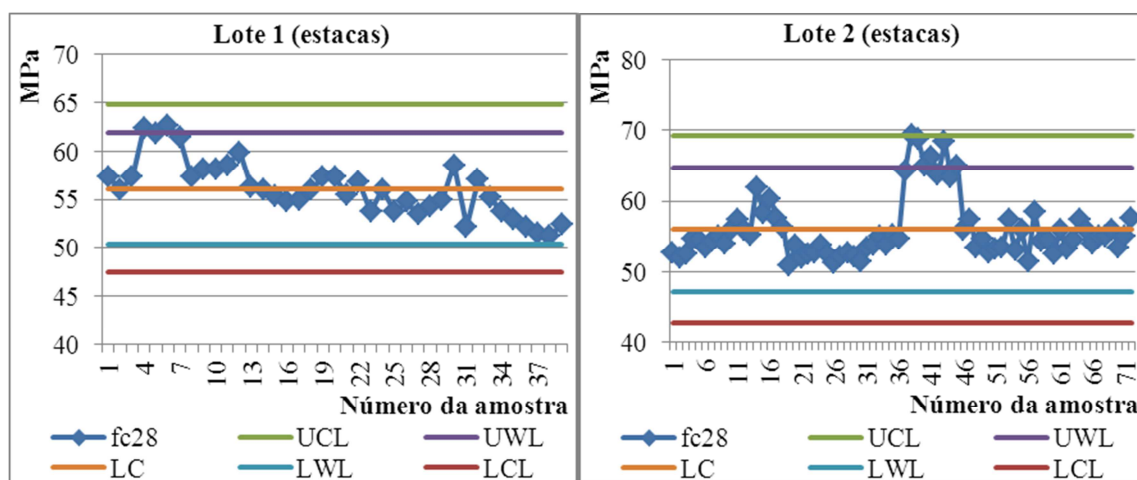


Figura 3.81 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 dos dados das estacas do cais.

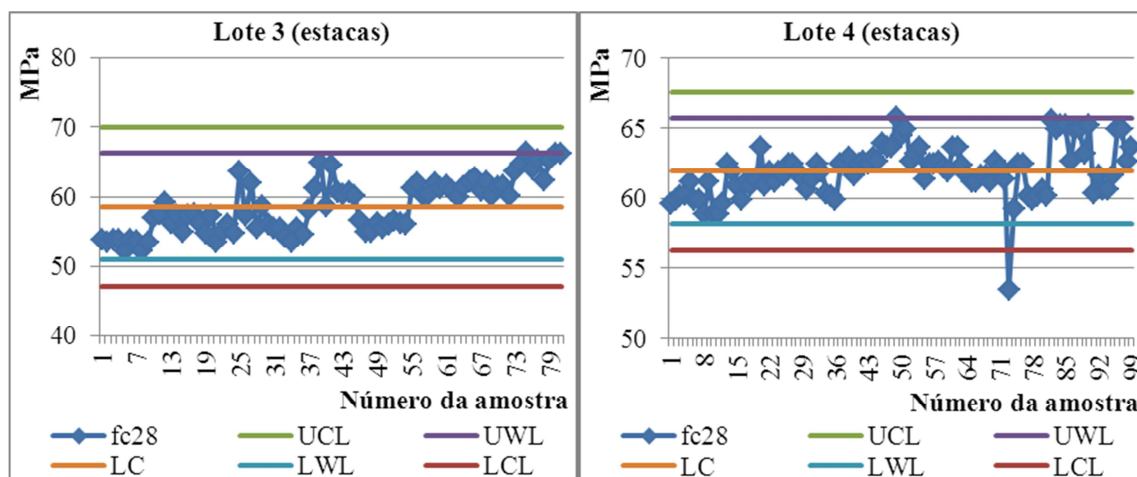


Figura 3.82 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 dos dados das estacas do cais.

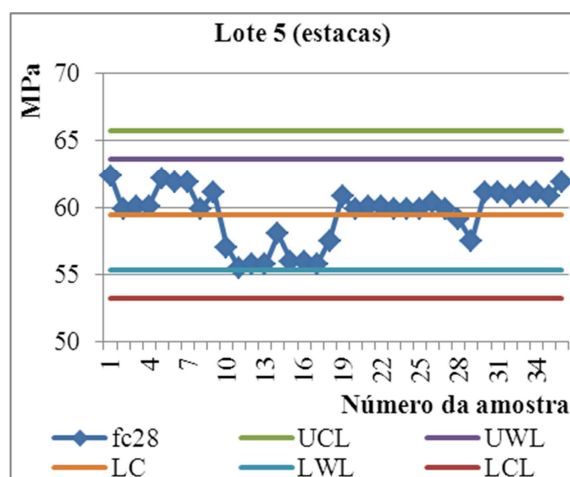


Figura 3.83 – Gráfico de Shewhart para o lote 5 dos dados das estacas do cais.

Para simplificação da amostragem destes gráficos de controle a Tabela 3.27 resume o quantitativo dos lotes com limites ultrapassados para os dados das estacas do cais. Pode-se constatar que os lotes 5 e 2 possuem menor e maior variabilidade, respectivamente, ou seja, lote com menor e maior número de limites ultrapassados.

Tabela 3.27 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para as estacas do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
1	39,00	2,90	56,13	-	-	2,00	-	2,00
2	72,00	4,40	55,99	1,00	-	5,00	-	6,00
3	81,00	3,82	58,56	-	-	3,00	-	3,00
4	99,00	1,87	61,89	-	1,00	1,00	-	2,00
5	36,00	2,08	59,50	-	-	-	-	-
Total de cada limite ultrapassado				1,00	1,00	11,00	-	13,00
Total geral				2,00		11,00		13,00

Os limites de controle foram excedidos em dois dos 327,00 exemplares, cerca de 0,61 %, enquanto que o limite superior de alerta teve onze pontos em que foram excedidos, resultando em 3,36 %. Indicando também, que ações deveriam ser tomadas para reavaliar o processo produtivo para mantê-lo no controle.

A Tabela 3.28 e a Figura 3.84 demonstram a alteração dos resultados desta metodologia, quando utilizado o lote único, pois obteve-se redução dos pontos em que os limites foram ultrapassados. Esta mudança na forma de apresentação, também, levaria a uma alteração na forma de análise, que de forma errônea poderia deixar produtos não conformes prosseguir para o mercado consumidor sem a realização de ações mitigadoras.

Tabela 3.28 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único das estacas do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
Único	327,00	3,99	58,82	-	-	3,00	-	3,00
Total geral				-		3,00		3,00

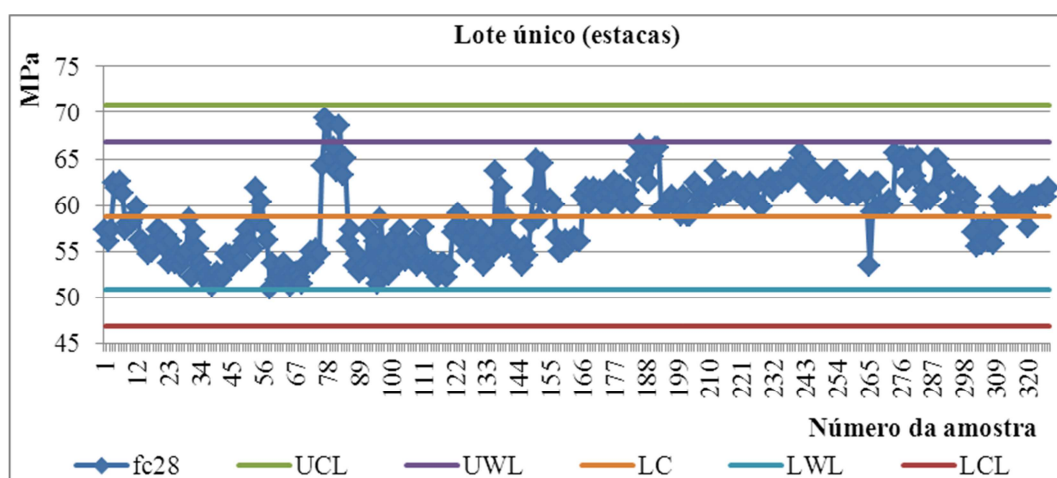


Figura 3.84 – Gráfico de Shewhart para o lote único dos dados das estacas do cais.

Da mesma forma os dados das peças estruturais do terminal foram analisados e compilados para o gráfico de controle de Shewhart e os resultados foram similares aos já apresentados para as estacas do cais, provavelmente devido à utilização das mesmas usinas de concreto, com materiais similares e mesma mão de obra. A Tabela 3.29 apresenta o resumo dos dados para as peças estruturais do cais do terminal.

Tabela 3.29 – Dados das peças estruturais do cais para elaboração dos gráficos de Shewhart.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle		Limites de alerta	
				Superior	Inferior	Superior	Inferior
			LC (MPa)	UCL (MPa)	LCL (MPa)	UWL (MPa)	LWL (MPa)
1	28,00	3,62	64,31	75,16	53,47	71,54	57,08
2	33,00	6,72	62,88	83,05	42,71	76,32	49,44
3	39,00	3,22	63,34	72,99	53,68	69,77	56,90
4	88,00	2,67	61,99	69,99	53,99	67,32	56,66
5	67,00	2,69	62,87	70,93	54,81	68,24	57,50
Único	255,00	3,67	62,80	73,81	51,79	70,14	55,46

Para os dados das peças estruturais apenas o primeiro lote não teve valores de exemplares que excederam quaisquer dos limites, enquanto que os demais tiveram apenas os limites de alerta excedidos, com exceção do lote 4, que obteve o limite de controle excedido em dois exemplares.

Da Figura 3.85 até a Figura 3.87 estão representados os gráficos de controle elaborados com lotes das peças estruturais. Dentre estes gráficos, pode-se verificar o lote 1 apresentou menor variabilidade, no qual nenhum dos limites foi excedido, enquanto que o lote de número 4 obteve o maior número de limites ultrapassados.

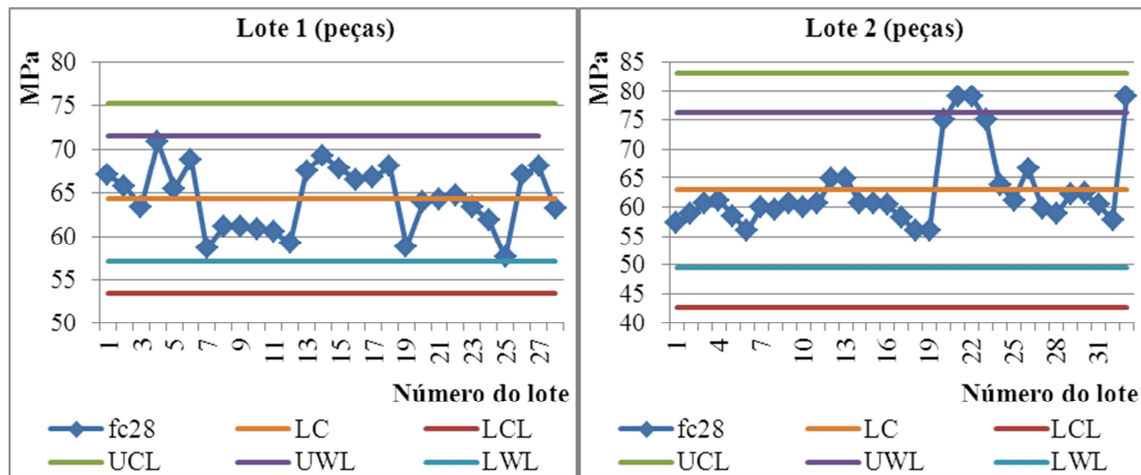


Figura 3.85 – Gráfico de Shewhart para os lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.

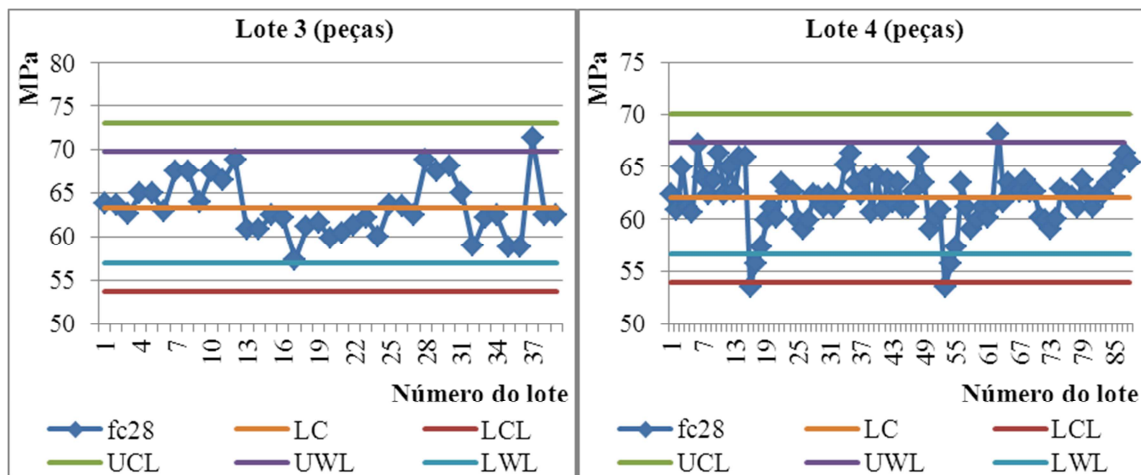


Figura 3.86 – Gráfico de Shewhart para os lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.

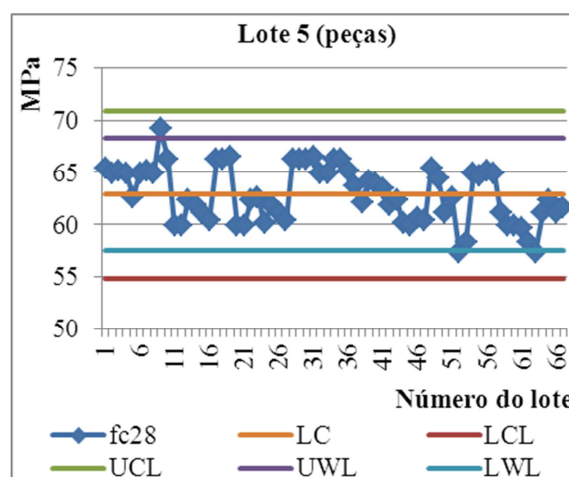


Figura 3.87 – Gráfico de Shewhart para o lote 5 das peças estruturais do cais.

A Tabela 3.30 demonstra o resumo do quantitativo de pontos que ultrapassaram os limites, seja somente de alerta ou, também, de controle para os dados das peças estruturais.

Tabela 3.30 – Limites ultrapassados nos gráficos de Shewhart para os dados das peças estruturais do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (f_{cm})	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
1	28,00	3,62	64,31	-	-	-	-	-
2	33,00	6,72	62,88	-	-	3,00	-	3,00
3	39,00	3,22	63,34	-	-	1,00	-	1,00
4	88,00	2,67	61,99	-	2,00	1,00	2,00	5,00
5	67,00	2,69	62,87	-	-	1,00	2,00	3,00
Total de cada limite ultrapassado				-	2,00	6,00	4,00	12,00
Total geral				2,00		10,00		12,00

No total de 255,00 exemplares, os limites de controle ultrapassados representam cerca de 0,78 % (somente o limite inferior) e os limites de alerta, 3,92 % (sendo seis pontos no superior e quatro no inferior).

A Tabela 3.31 e a Figura 3.88 ilustra a alteração do resultado desta metodologia quando os dados foram agrupados em um lote único. A mudança foi detectada no aumento do número de pontos em que houve ultrapassagem dos limites de controle e redução dos limites de alerta, o que levaria a uma alteração na forma de análise, que de forma errônea, poderia classificar produtos conformes, como não conformes.

Tabela 3.31 – Limites ultrapassados no gráfico de Shewhart para o lote único das peças estruturais do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Linha central (fcm)	Limites de controle ultrapassados		Limites de alerta ultrapassados		Número total de limites excedidos
				Superior	Inferior	Superior	Inferior	
			LC (MPa)	UCL	LCL	UWL	LWL	
Único	255,00	3,67	62,80	5,00	0,00	2,00	2,00	9,00
Total geral				5,00		4,00		9,00

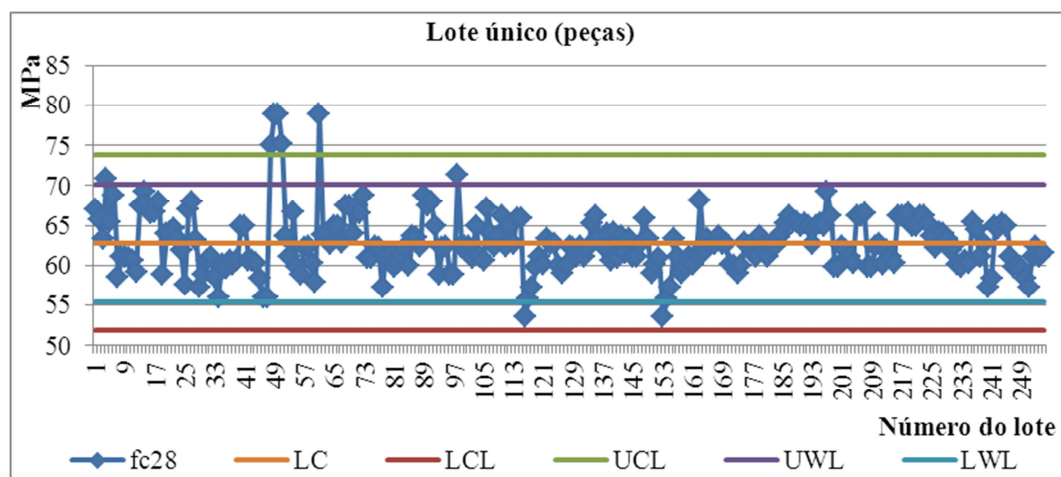


Figura 3.88 – Gráfico de Shewhart para o lote único das peças estruturais do cais.

A análise pelo método do gráfico de controle de Soma Cumulativa detectou pontos de oscilação dos resultados da resistência à compressão das estacas do cais, demonstrando os pontos de mudança na tendência da resistência à compressão dos corpos de prova, conforme indicado na Tabela 3.32.

Tabela 3.32 – Pontos de mudança de inclinação detectados pelo gráfico de CUSUM para as estacas do cais.

Lote	Intervalo de inflexão	
	Início	Fim
Lote 1	1	3
	4	22
	22	26
	26	39
Lote 2	1	18
	19	36
	40	72
Lote 3	8	12
	14	17
	18	54
	76	81
Lote 4	6	38
	47	72
	72	81
	83	99
Lote 5	1	9
	11	36
Único	1	13
	48	57
	67	75
	78	84
	129	166
	196	204
	261	267
	286	327

A seguir estão representados os gráficos (Figura 3.89, Figura 3.90 e Figura 3.91) com os resultados descritos na Tabela 3.32. Para as estacas o lote 2 teve pior resultado pelo método de Shewhart e maior desvio padrão ($s = 4,40$ MPa), porém não foi o lote com pior resultado pelo método de CUSUM. O lote 4, que tem valor baixo de desvio padrão é um dos lotes com maior número de pontos com mudanças na tendência.

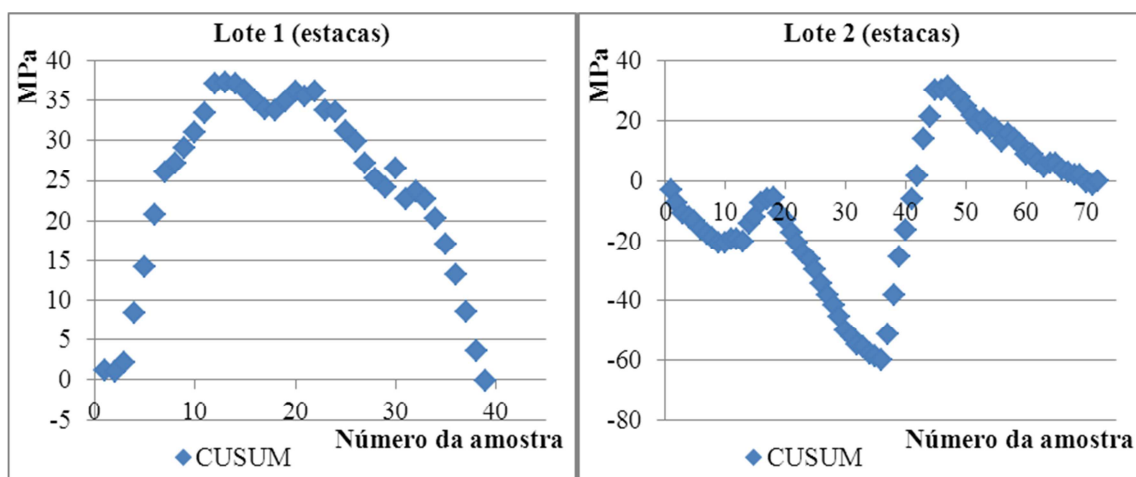


Figura 3.89 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 do concreto das estacas do cais.

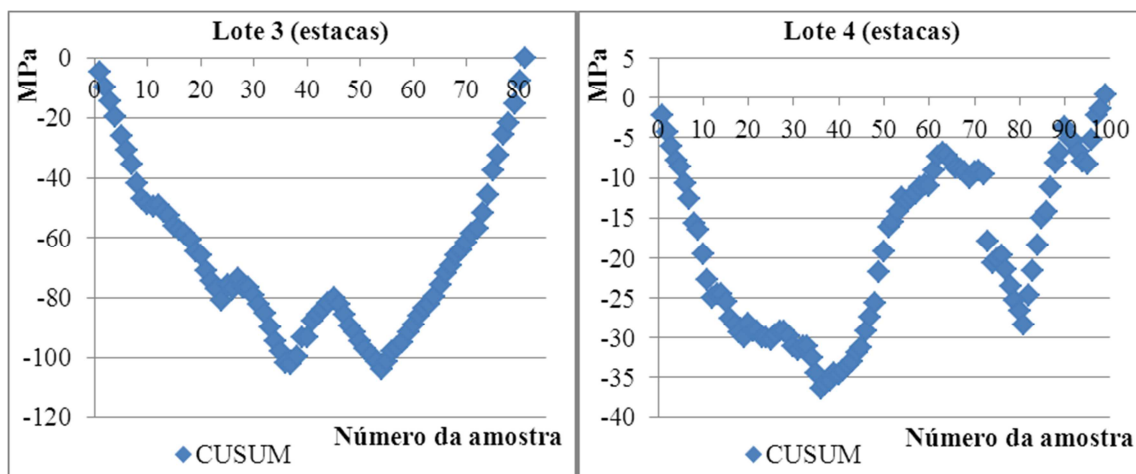


Figura 3.90 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 do concreto das estacas do cais.

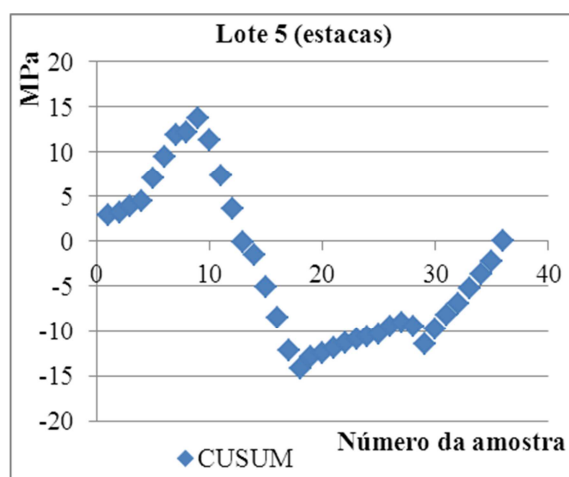


Figura 3.91 – Gráfico de CUSUM para o lote 5 do concreto das estacas do cais.

Já a Figura 3.92 demonstra a alteração do resultado, quando utilizado o agrupamento dos dados em um lote único, no qual houve a redução dos pontos de inflexão.

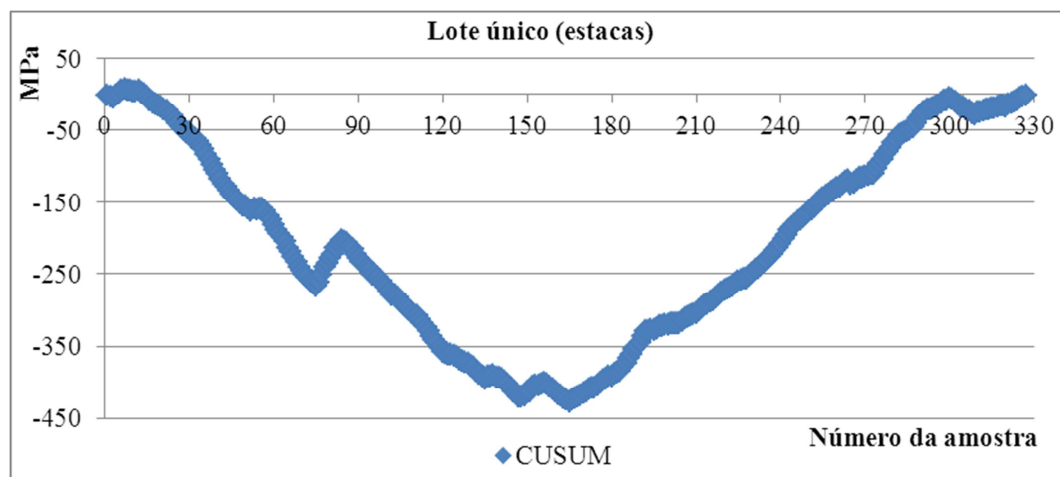


Figura 3.92 – Gráfico de CUSUM para o lote único do concreto das estacas do cais.

Enquanto que para as peças estruturais do cais (Figura 3.93, Figura 3.94 e Figura 3.95) a representação da metodologia de CUSUM mostra os lotes 4 e 5 com piores resultados, ou seja, lotes que apresentaram maior oscilação nos dados da resistência dos exemplares rompidos.

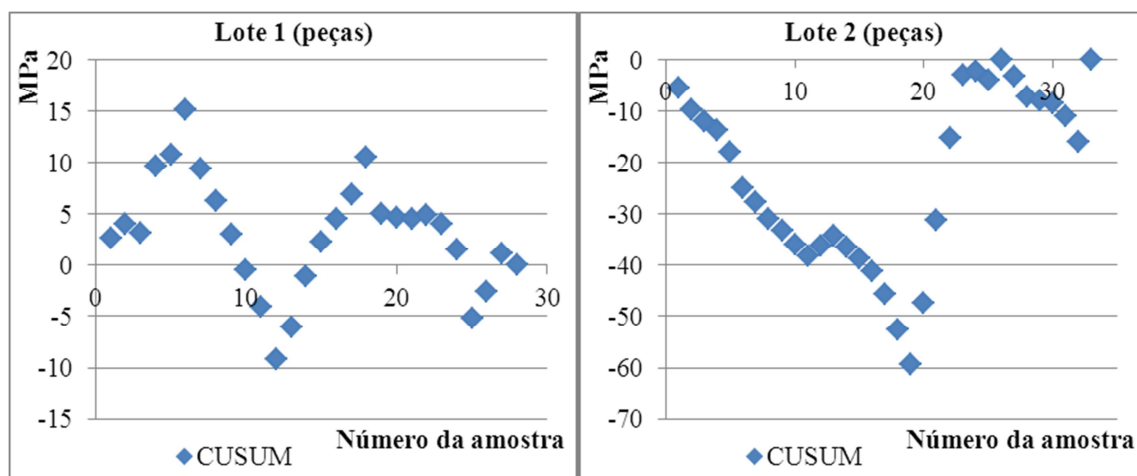


Figura 3.93 – Gráfico de CUSUM para os lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.

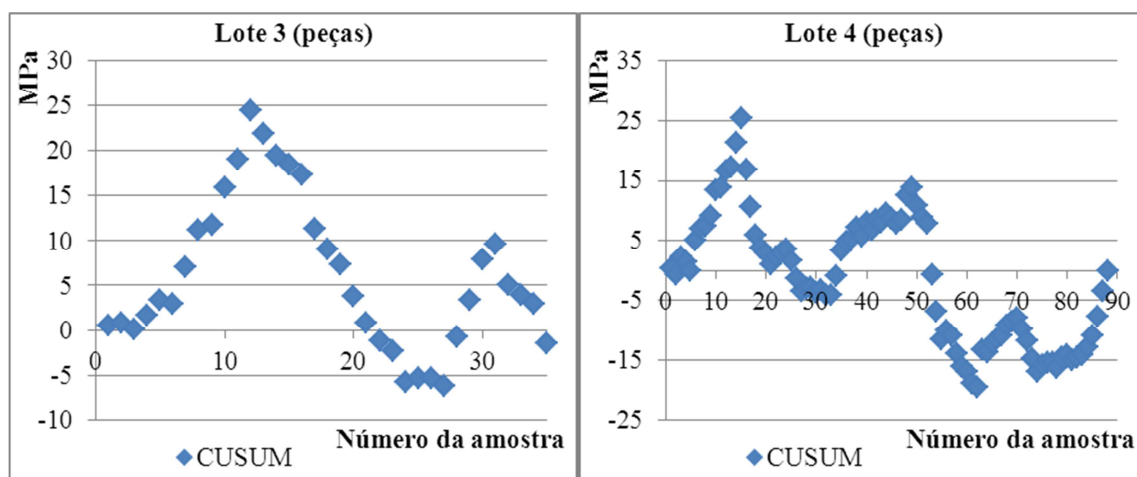


Figura 3.94 – Gráfico de CUSUM para os lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.

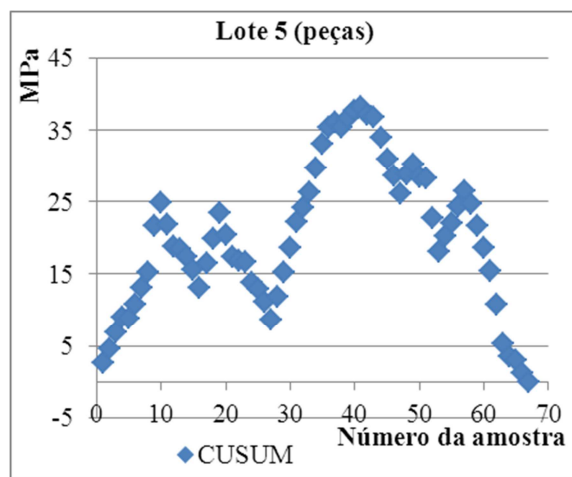


Figura 3.95 – Gráfico de CUSUM para o lote 5 das peças estruturais do cais.

A Tabela 3.33 demonstra os pontos de oscilação nos lotes das peças estruturais, na qual se pode verificar em a redução do quantitativo em comparação com os dados das estacas do cais.

Tabela 3.33 – Pontos de mudança de inclinação detectados pelo gráfico de CUSUM para as peças estruturais do cais.

Lote	Intervalo de inflexão	
	Início	Fim
Lote 1	-	-
Lote 2	-	-
Lote 3	-	-
Lote 4	1	15
	15	49
	52	88
Lote 5	1	27
	27	43
	44	57
	57	67
Único	1	28
	33	47
	49	60
	60	115
	117	149
	151	255

O gráfico que ilustra o lote único (Figura 3.96) demonstra a alteração nos pontos de oscilação, com redução no número total de pontos de inflexão.

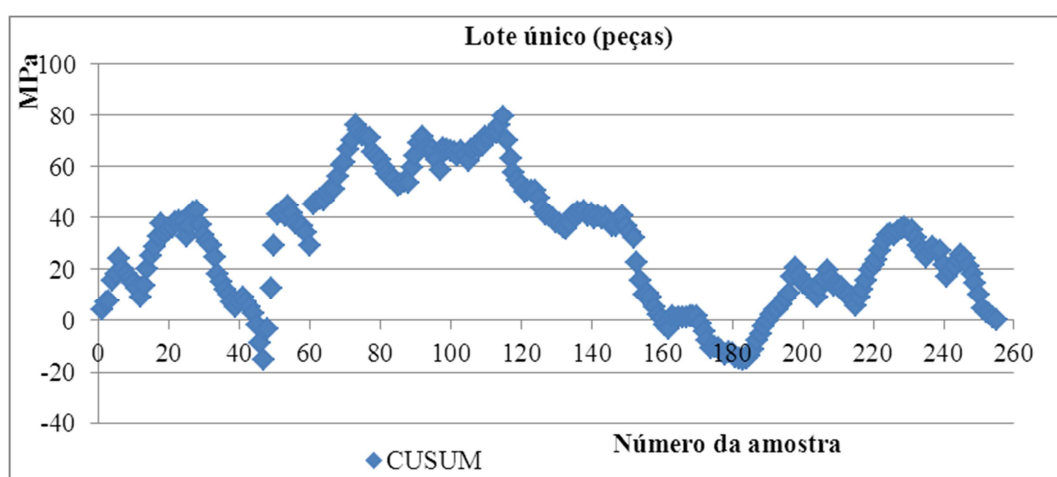


Figura 3.96 – Gráfico de CUSUM para o lote único das peças estruturais do cais.

A verificação do ajustamento dos dados às distribuições Normal e Lognormal, através do emprego do teste de Kolmogorov-Smirnov, também com significância de 95,00 %, apresentou maior aproximação à distribuição Lognormal. Pois três dos cinco lotes tiveram menores valores da diferença máxima, de acordo com o que indica a Tabela 3.34. Porém dois lotes não se ajustam adequadamente há nenhuma das distribuições (lote 2 e lote 5), pois obtiveram valores de probabilidade acumulado superiores ao valores de referência adotados para cada um.

Tabela 3.34 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov para os dados das estacas do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	39,00	2,90	0,1123	0,1032	0,2178	Lognormal
2	72,00	4,40	0,2195	0,2041	0,1603	-
3	81,00	3,82	0,1220	0,1152	0,1511	Lognormal
4	99,00	1,87	0,1025	0,0995	0,1367	Lognormal
5	36,00	2,08	0,2310	0,2366	0,2267	-

Os gráficos representativos do teste realizado para cada um dos lotes demonstram a formatação da frequência acumulada para os dados, com a sobreposição das curvas de distribuição Normal e Lognormal (Figura 3.97, Figura 3.98 e Figura 3.99).

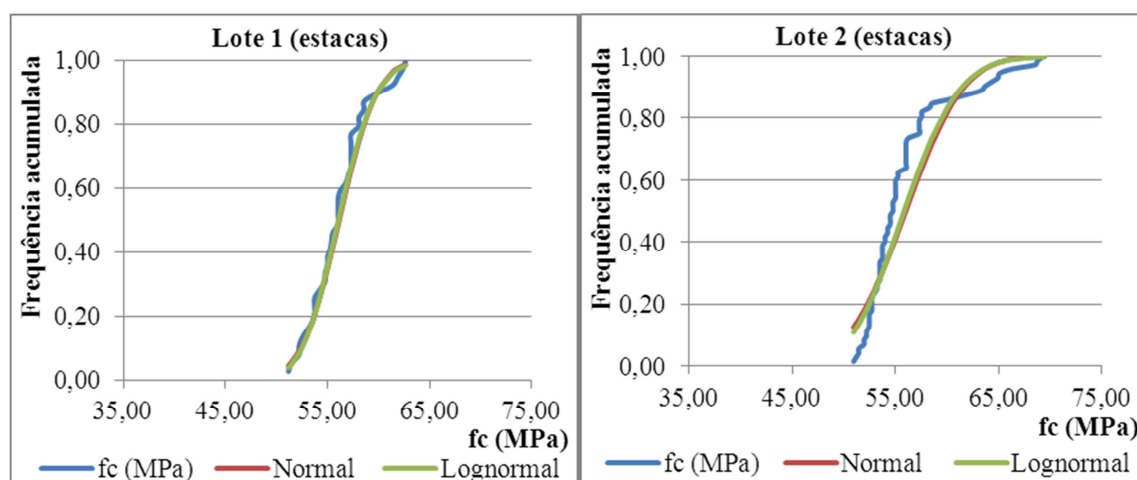


Figura 3.97 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 das estacas do cais.

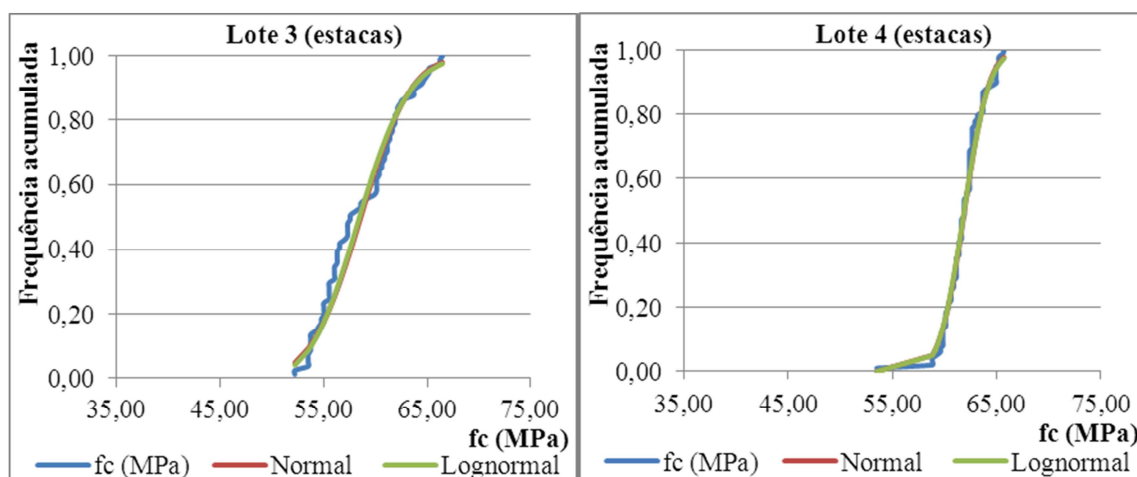


Figura 3.98 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 das estacas do cais.

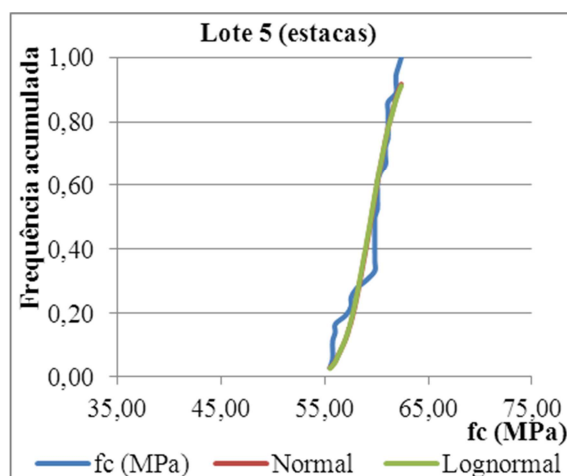


Figura 3.99 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 5 das estacas do cais.

Também para os dados das peças estruturais o teste foi realizado, com aderência idêntica às distribuições Normal e Lognormal. E neste caso o segundo lote, obteve valor de probabilidade acumulado superior ao valor de referência adotado para o nível de significância em análise, ou seja, sem aderência para nenhuma destas distribuições de probabilidade.

Tabela 3.35 – Resultado do teste de Kolmogorov-Smirnov das peças estruturais do cais.

Lote	Quant. exemplar (n)	s (MPa)	Diferença máxima		D (0,05; n)	Decisão
			Normal	Lognormal		
1	28,00	3,62	0,0971	0,0939	0,2570	Lognormal
2	33,00	6,72	0,2699	0,2589	0,2367	-
3	39,00	3,22	0,1286	0,1210	0,2178	Lognormal
4	88,00	2,67	0,0852	0,0915	0,1450	Normal
5	67,00	2,69	0,1364	0,1383	0,1662	Normal

As figuras a seguir (Figura 3.100, Figura 3.101 e Figura 3.102) demonstram todos os gráficos com a distribuição dos dados dos corpos de prova em comparação com as curvas Normal e Lognormal para os lotes do concreto das peças.

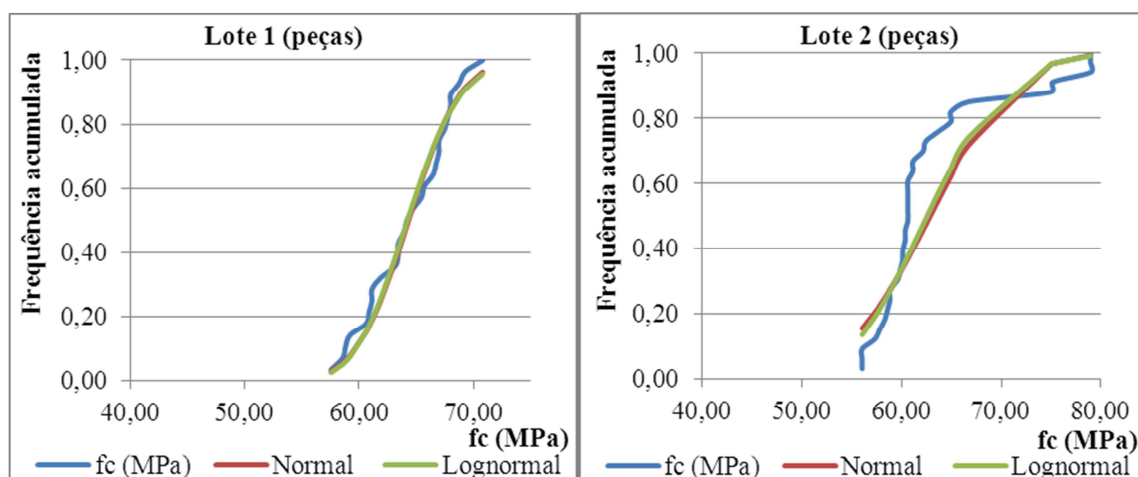


Figura 3.100 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 1 e 2 das peças estruturais do cais.

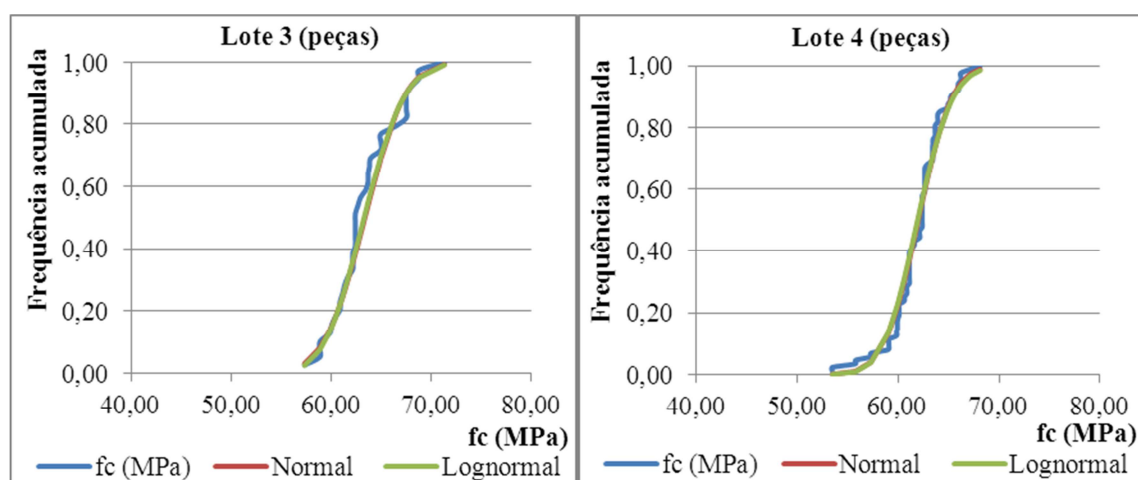


Figura 3.101 – Distribuição Normal e Lognormal dos lotes 3 e 4 das peças estruturais do cais.

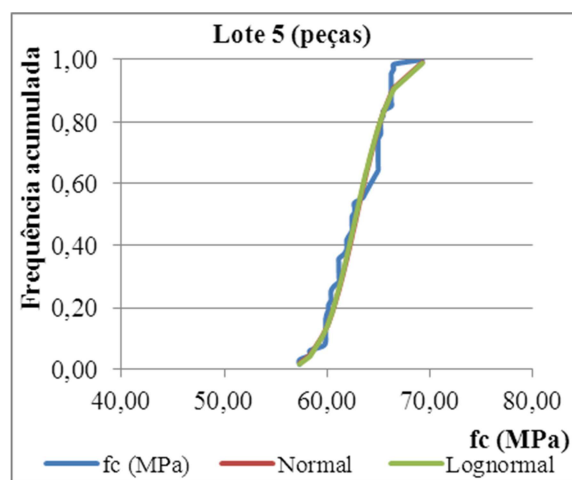


Figura 3.102 – Distribuição Normal e Lognormal do lote 5 das peças estruturais do cais.

3.4.3 Critérios de aceitação para o concreto da ampliação do cais do Terminal de Contêineres

Para análise do critério de aceitação do concreto empregado nas estruturas fabricadas para a ampliação do cais (berço III) do Terminal de Contêineres do Rio Grande foram compilados os dados dos resultados do rompimento dos corpos de prova aos vinte e oito dias, lembrando que a resistência característica de projeto para ambos os concretos é de 40,00 e 50,00 MPa.

Os exemplares para a amostragem durante a fabricação e lançamento do concreto foram coletados pelo método da amostragem parcial (estacas) e total (peças), conforme a ABNT NBR 12655 (2006). A Tabela 3.36 e a Tabela 3.37 apresentam os resultados de controle de forma resumida.

Tabela 3.36 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das estacas do cais.

Mês	1	2	3	4	5
Período	09/10/06	10/11/06	11/12/06	10/01/07	12/02/07
	06/11/06	07/12/06	08/01/07	01/02/07	27/02/07
<i>n</i>	39,00	72,00	81,00	99,00	36,00
<i>s</i> (MPa)	2,90	4,40	3,82	1,87	2,08
<i>i</i>	2,00	4,00	5,00	5,00	2,00
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	51,34	48,72	52,25	58,81	56,07
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	51,44	51,44	53,48	59,21	55,77

Tabela 3.37 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das peças do cais.

Mês	1	2	3	4	5
Período	01/11/06	01/12/06	01/01/07	01/02/07	01/03/07
	30/11/06	31/12/06	31/01/07	28/02/07	27/03/07
<i>n</i>	28,00	33,00	39,00	88,00	67,00
<i>s</i> (MPa)	3,62	6,72	3,22	2,67	2,69
<i>i</i>	2,00	2,00	2,00	5,00	4,00
$f_{ck,est}^1$ (MPa)	58,35	51,79	58,03	57,59	58,44
$f_{ck,est}^2$ (MPa)	58,57	56,02	58,82	57,30	58,31

As notações da resistência estimada pelo método da amostragem parcial e total são, respectivamente, $f_{ck,est}^1$ e $f_{ck,est}^2$, conforme padronização do trabalho. A Figura 3.103 e a Figura 3.104 apresentam em forma de gráfico de linhas os valores da resistência estimada por ambos os métodos.

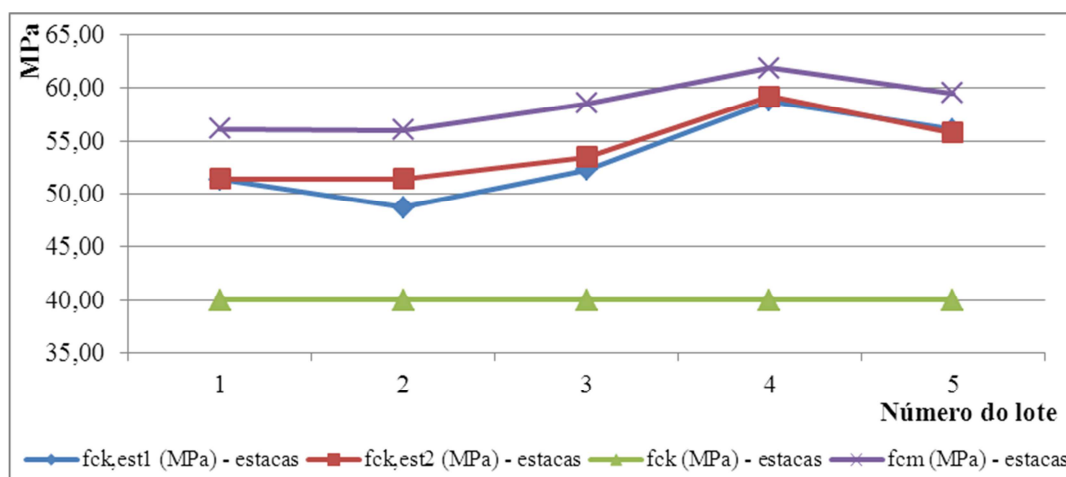


Figura 3.103 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das estacas do cais.

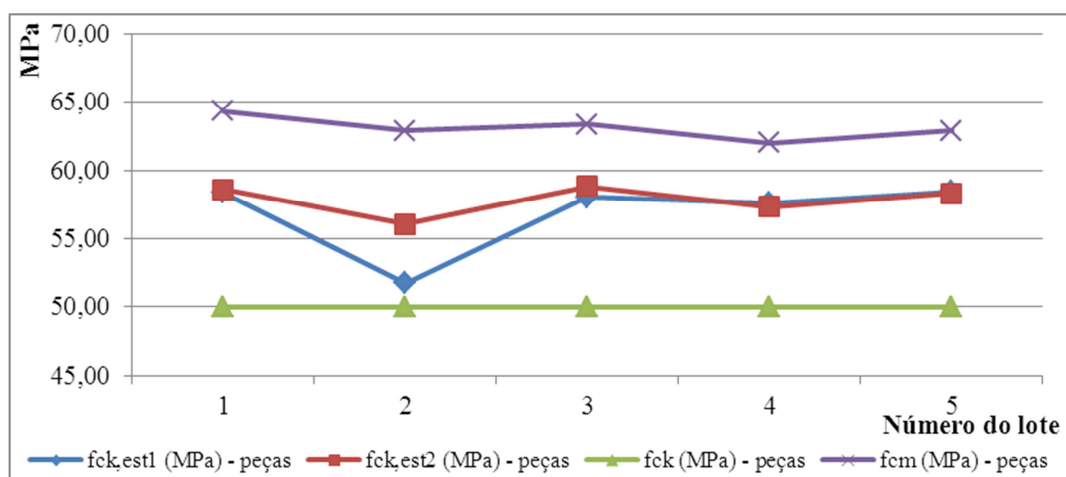


Figura 3.104 – Resistência estimada pelos métodos da ABNT NBR 12655 (2006) para o concreto das peças estruturais do cais.

Todos os lotes de concreto para os conjuntos de dados analisados tiveram aceitação com conformidade por ambos os métodos de amostragem, parcial e total, da ABNT NBR 12655 (2006). O menor valor de resistência à compressão estimada, de 48,72 MPa no lote 2 das estacas foi obtido no método por amostragem parcial e mesmo assim está superior ao f_{ck} de projeto em 22,00 %. Pode-se verificar que o traço do concreto utilizado para as estacas pré-moldadas protendidas atingiu valores bem superiores aos especificados podendo ter sido revisto durante o processo de fabricação a fim de economia, mantendo-se os bons valores de desvio padrão obtidos nos ensaios.

A verificação da aceitação do concreto pelas normas norma norte-americana ACI 318 (2011), $f_{ck,est}^4$, e europeia EN 206-1 (2000), $f_{ck,est}^5$, é realizada na Tabela 3.38, Tabela 3.39, Figura 3.105 e Figura 3.106.

Tabela 3.38 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as estacas do cais

Mês	1	2	3	4	5
Período	09/10/06	10/11/06	11/12/06	10/01/07	12/02/07
	06/11/06	07/12/06	08/01/07	01/02/07	27/02/07
<i>n</i>	39,00	72,00	81,00	99,00	36,00
<i>s</i> (MPa) – estacas	2,90	4,40	3,82	1,87	2,08
$f_{ck,est}^4$ (MPa) - estacas	52,24	50,09	53,44	59,39	56,71
$f_{ck,est}^5$ (MPa) - estacas	51,83	49,47	52,90	59,13	56,42

Tabela 3.39 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as peças estruturais do cais.

Mês	1	2	3	4	5
Período	01/11/06	01/12/06	01/01/07	01/02/07	01/03/07
	30/11/06	31/12/06	31/01/07	28/02/07	27/03/07
<i>n</i>	28,00	33,00	39,00	88,00	67,00
<i>s</i> (MPa) - peças	3,62	6,72	3,22	2,67	2,69
$f_{ck,est}^4$ (MPa) - peças	59,47	52,46	59,02	58,42	59,27
$f_{ck,est}^5$ (MPa) - peças	58,96	52,93	58,57	58,04	58,90

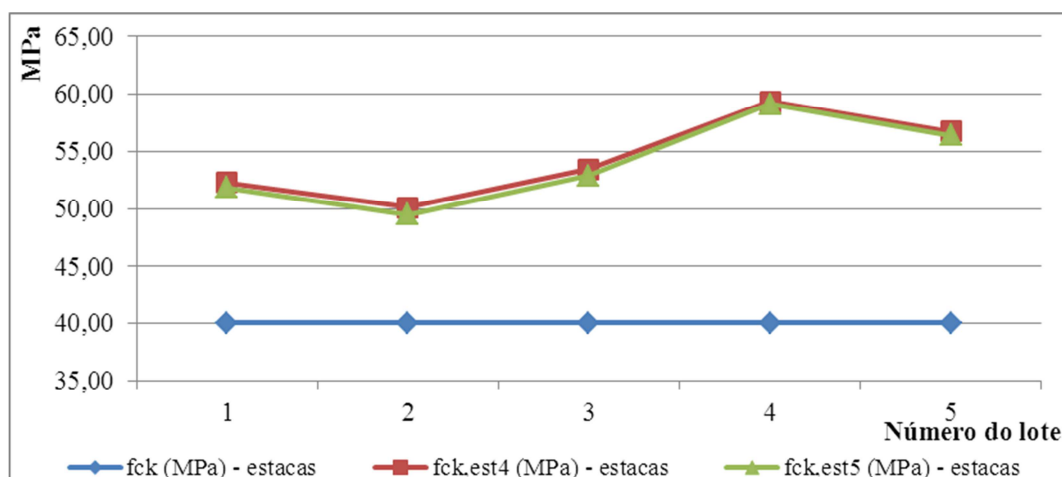


Figura 3.105 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto das estacas do cais.

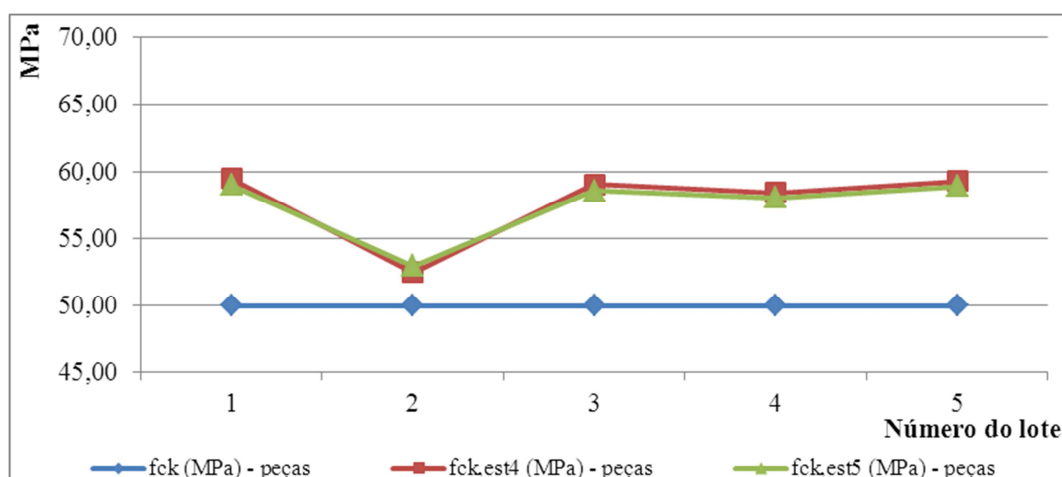


Figura 3.106 – Resistência estimada pelos métodos das normas ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto das peças do cais.

Para análise pelos métodos das normas norte-americana e europeia todos os lotes do concreto das estacas e peças estruturais do cais estavam conforme e seriam aceitos com folga pelos métodos de análise das normas analisadas. E pode-se também verificar que os valores da resistência estimada pelo ACI 318 (2011), novamente, se mostraram superiores, na maior parte dos lotes, aos valores da EN 206-1 (2000), sendo assim, menos rígida no seu critério de aceitação do concreto produzido nesta comparação.

Baseado nos resultados expostos os concretos empregados nas estacas pré-moldadas protendidas e nas peças estruturais do cais do Terminal de Contêineres (berço III) representados pelos exemplares rompidos aos vinte e oito dias foram aceitos com

conformidade total pelas três normas em estudo nesta dissertação, conforme verificado na Figura 3.107 e Figura 3.108.

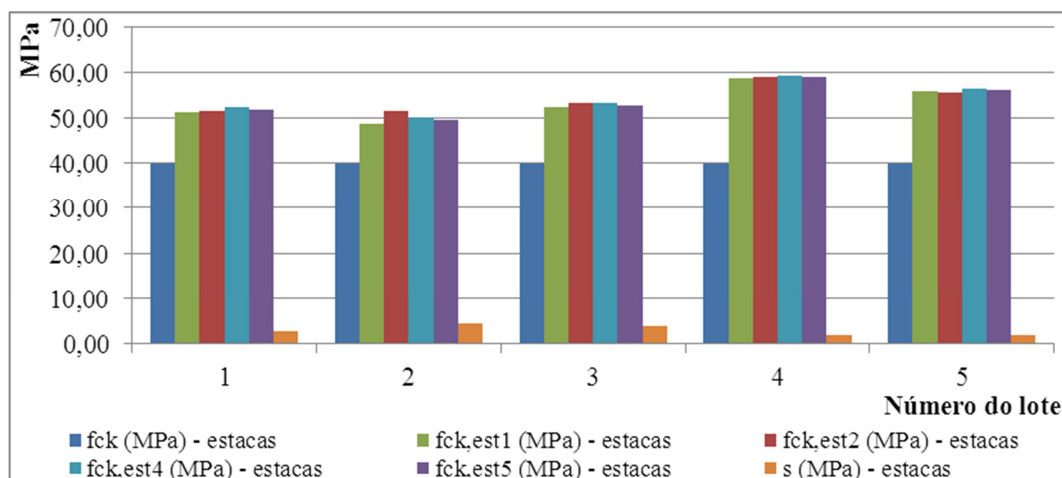


Figura 3.107 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) das estacas do cais.

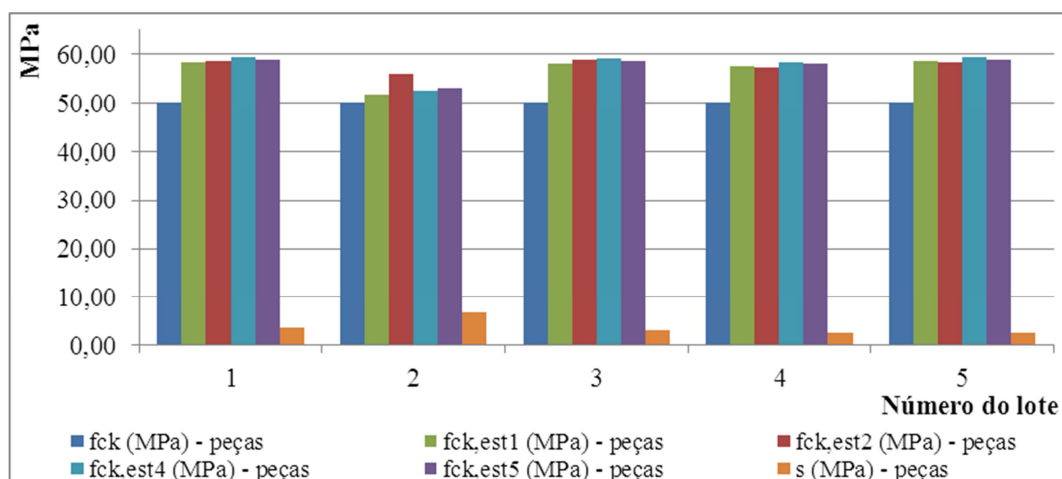


Figura 3.108 – Resistência estimada pelos métodos das normas ANBT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) as peças estruturais do cais.

Para o concreto dos tetrápodes, lote 4 apresentou maior dispersão nos dados da resistência do concreto, com maior valor de desvio padrão e coeficiente de variação, além de ser o lote com resultados piores resultados para os gráficos de controle.

Já para os critérios de aceitação do concreto os lotes com piores resultados se alteram, indicando maior variação dentre os dados dos lotes 1, 2 e 3, que indicaram aceitação sem não conformidade apenas pelo método da amostragem total da norma brasileira. Seguido pelo lote

4 que apresentou não conformidade pelos critérios de aceitação do $f_{ck,est}^1$ e $f_{ck,est}^4$, critério da amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) e ACI 318 (2011), respectivamente.

3.4.4 Comparativo dos resultados das metodologias de análise do concreto dos estacas e peças estruturais do cais

Já para o concreto das estacas e peças estruturais do cais, o lote 2 de ambas as amostras, apresentaram características de dispersão superiores aos demais lotes. Como ponto importante, é que todos os lotes teriam aceitação pelos critérios analisados, e dentre os valores de resistência estimada, o lote 2, também apresentou resultados inferiores aos demais.

Para as estacas o lote 2, também, apresentou o pior resultado, com maior número de pontos que excederam os limites controle, no gráfico de Shewhart. Já para os dados das peças o gráfico de Shewhart, o lote 4 apresentou maior número de pontos que excederam os limites de controle e de alerta, seguido pelos lotes 2 e 5.

Por CUSUM os dados das estacas do cais três lotes apresentaram similaridade dos resultados, lotes 1, 3 e 4, lotes estes com maior número de pontos com inflexão. E para as peças estruturais os lotes com maior número de pontos de inflexão foram o lote 4, seguido pelo lote 5.

3.5 ESTUDO COMPARATIVO

3.5.1 Comparação da análise estatística dos dados das obras

A resistência média dos lotes para os quatro conjuntos de dados em análise teve variação aleatória entre os lotes, que pode ter sido resultado de diversas causas que influenciam o processo produtivo, desde alterações nas características dos materiais e seu proporcionamento, até pequenas alterações nos processos produtivos de fabricação, transporte, amostragem, cura e rompimento dos corpos de prova. Havendo tendências diferentes entre as obras, como por exemplo, os dados do concreto da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG1 e peças estruturais do cais do Terminal de Contêineres começaram com valores de resistência média superiores e tiveram redução ao longo do

processo de produção. Enquanto que para os lotes do concreto dos tetrápodes utilizados na ampliação dos molhes da barra e estacas do cais do Terminal de Contêineres tiveram tendência de crescimento dos valores durante o processo, como pode ser verificado na Figura 3.109.

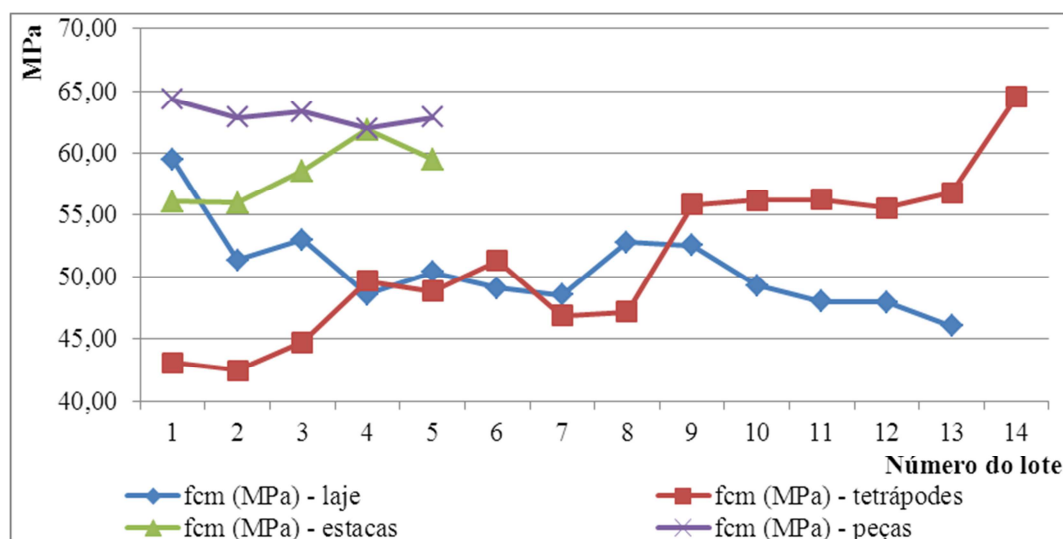


Figura 3.109 – Comparação das resistências médias à compressão do concreto dos lotes das obras em análise.

O concreto com a maior variação na resistência média é concreto empregado na produção dos tetrápodes de 8,00 toneladas, acompanhado, também, pela maior variação no desvio padrão entre os lotes e, conseqüentemente, dispersão mais significativa nos valores do coeficiente de variação dos lotes. A Figura 3.110 e Figura 3.111 ilustram os resultados comparativos dos desvios padrão e coeficiente de variação dos concretos em análise.

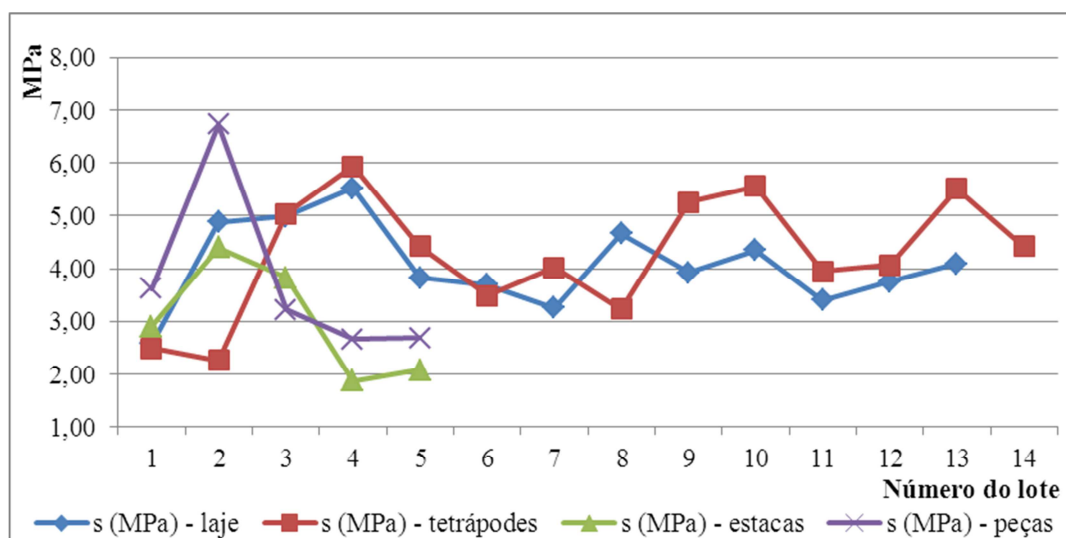


Figura 3.110 – Comparação dos desvios padrão do concreto dos lotes das obras em análise.

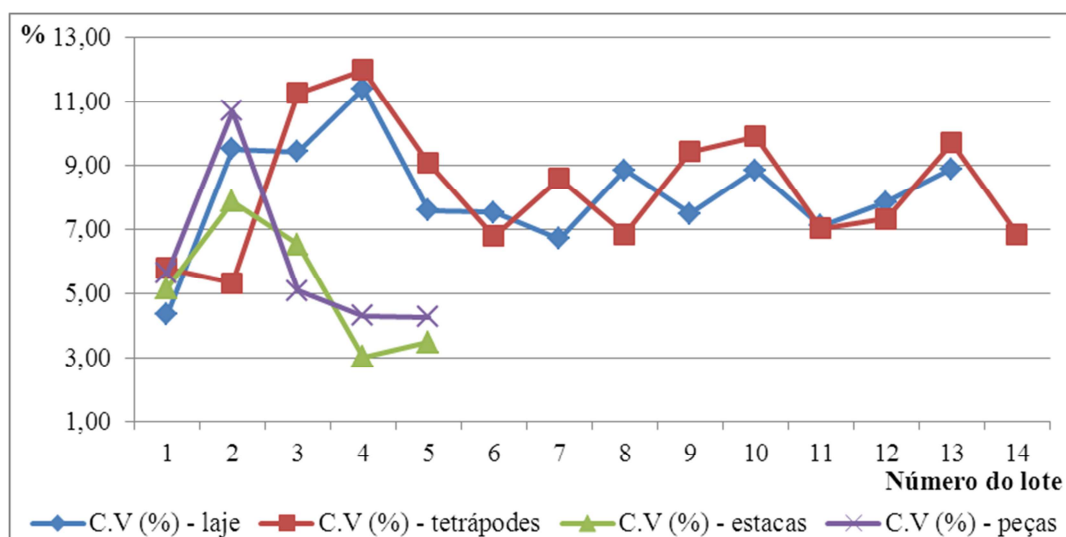


Figura 3.111 – Comparação dos coeficientes de variação do concreto dos lotes das obras em análise.

A análise comparativa com relação à metodologia do gráfico de controle de Shewhart, também mostrou a variabilidade dos dados de resistência à compressão das amostras e todos os conjuntos de dados analisados apresentaram pontos fora dos limites de controle inferior e/ou superior, e em maior número os limites de alerta, conforme resumo da Tabela 3.40.

Tabela 3.40 – Resumo das características dos gráficos de Shewhart do concreto das obras.

Obra	Quant. exemplar (n)	Limites de controle excedidos (A)		Limites de alerta excedidos (B)		% (A)	% (B)
		Superior	Inferior	Superior	Inferior		
		UCL	LCL	UWL	LWL		
Laje de fundo	4.871,00	6,00	1,00	82,00	72,00	0,14%	3,16%
Tetrápodes	1.299,00	5,00	3,00	20,00	18,00	0,62%	2,93%
Estacas	327,00	1,00	1,00	11,00	0,00	0,61%	3,36%
Peças estruturais	255,00	0,00	2,00	6,00	4,00	0,78%	3,92%

Pode-se verificar que a obra com maior quantitativo de pontos em que houve a ultrapassagem dos limites de controle e de alerta foi o concreto aplicado na laje de fundo do dique seco, porém esta amostra contém número de exemplares muito superior aos demais. Essa diferença de tamanho da amostra leva a resultados que apontam que concreto da laje de fundo é o que apresentou melhores resultados para esta metodologia. Pois analisando a proporção de pontos além dos limites de controle, o concreto com maior porcentagem de limites de controle excedidos é o concreto das peças estruturais do cais do terminal (0,78 %), seguido pelo concreto dos tetrápodes constituintes dos molhes (0,62 %) e em terceiro lugar o concreto das estacas do Terminal de Contêineres (0,61 %).

A síntese da pesquisa realizada com o emprego do gráfico de controle de CUSUM apresenta resultados similares da qualidade dos concretos, indicando, proporcionalmente ao número total de elementos que o concreto da laje de fundo do Estaleiro Rio Grande – ERG1 apresentou menor número de pontos de inflexão. Seguido pelo concreto das peças estruturais do cais e, imediatamente, pelo concreto dos tetrápodes. Sendo assim, o concreto que apresentou maior número de pontos com alterações na sua resistência à compressão dos exemplares é o empregado nas estacas do cais do Terminal de Contêineres. A Tabela 3.41 demonstra estes resultados.

Tabela 3.41 – Resumo das características dos gráficos de CUSUM do concreto das obras.

Obra	Quant. de lotes	Quant. exemplar (n)	Σ lotes sem inflexão detectada	Σ pontos inflexão nos lotes	Relação de resultados	
					Lotes com inflexão (%)	Exemplares com inflexão (%)
Laje de fundo	13,00	4.871,00	1,00	121,00	92,31	2,48
Tetrápodes	14,00	1.299,00	5,00	36,00	64,29	2,77
Estacas	5,00	327,00	0,00	17,00	100,00	5,20
Peças estruturais	5,00	255,00	3,00	7,00	40,00	2,75

Quanto aos testes de ajustamento de Kolmogorov-Smirnov, a curva de distribuição Lognormal mostrou-se com melhor aderência aos dados do concreto das obras das estacas do terminal e tetrápodes. Para os concretos das peças estruturais e da laje de fundo foram detectados o mesmo número lotes com melhor aderência para Normal e para Lognormal, sendo assim, sem apresentar melhor resultado para nenhuma destas. Cabe salientar que 22,56 % dos lotes analisados destes concretos não obtiveram aderência às distribuições testadas. A Tabela 3.42 demonstra o resumo destes resultados.

Tabela 3.42 – Resumo das características dos gráficos de CUSUM do concreto das obras.

Obra	Lotes com melhor aderência distribuição Normal (%)	Lotes com melhor aderência distribuição Lognormal (%)	Lotes sem aderência às distribuições testadas
Laje de fundo	38,46	38,46	23,08
Tetrápodes	42,86	50,00	7,14
Estacas	-	60,00	40,00
Peças estruturais	40,00	40,00	20,00
Média	30,33	47,12	22,56

Todavia isto não indica que os dados, em grande parte, não tenham aderência, também, à distribuição Normal (concreto das estacas do Terminal de Contêineres e

tretrápodes dos molhes), pois os valores da diferença máxima são inferiores ao parâmetro de comparação $D(0,05; n)$. Logo os dados também podem ser indicados com aderência à distribuição inversa a que resultou o cálculo. Isso também vale, para os lotes dos concretos da laje de fundo e peças estruturais, que em mesmo número apresentam melhor aderência por Lognormal e Normal, contudo, a distribuição inversa também é aceita por todos os lotes.

3.5.2 Comparação dos critérios de aceitação do concreto das obras

O f_{ck} para as obras da laje de fundo, tetrápodes e estacas do cais é de 40,00 MPa, enquanto que a fabricação das peças estruturais do cais (indicado na Figura 3.112 na cor laranja) é de 50,00 MPa.

Com relação à resistência à compressão potencial estimada, para os lotes pelo método da amostragem total da ABNT NBR 12655 (2006), os quatro conjuntos de dados tiveram aceitação total. Os valores de $f_{ck,est}^2$ da fabricação do concreto dos tetrápodes e estacas do cais tiveram tendência de acréscimo durante o processo produtivo, enquanto para as peças estruturais do cais os valores se mantiveram estáveis. Já para a laje de fundo do dique seco o concreto teve um valor bem superior ao necessário no primeiro mês de concretagem e depois obteve estabilidade nos demais meses. Esta diferença no primeiro mês de concretagem se deve ao cuidado em excesso, comum nas primeiras concretagens, fator devidamente corrigido nos meses posteriores do processo produtivo, nos quais os valores da resistência estimada foram inferiores e atenderam às normas de aceitação do concreto.

A identificação de valores de resistência estimada inferiores ao valor da resistência característica de projeto gera não conformidades que devem ser avaliadas quanto à aceitação ou não da estrutura, gerando a necessidade de realização de testes/ensaios adicionais para a sua constatação. Por outro lado, a resistência estimada em excesso, como é o caso do lote 1 da laje de fundo ou os lotes das peças estruturais do cais, geram custos desnecessários ao processo produtivo e, também devem ser avaliados para melhora das condições da execução, aproximando-se os valores estimados aos necessários para aceitação.

A Figura 3.112 ilustra a comparação das resistências estimadas para os concretos pelo método da amostragem total da ABNT 12655 (2006).

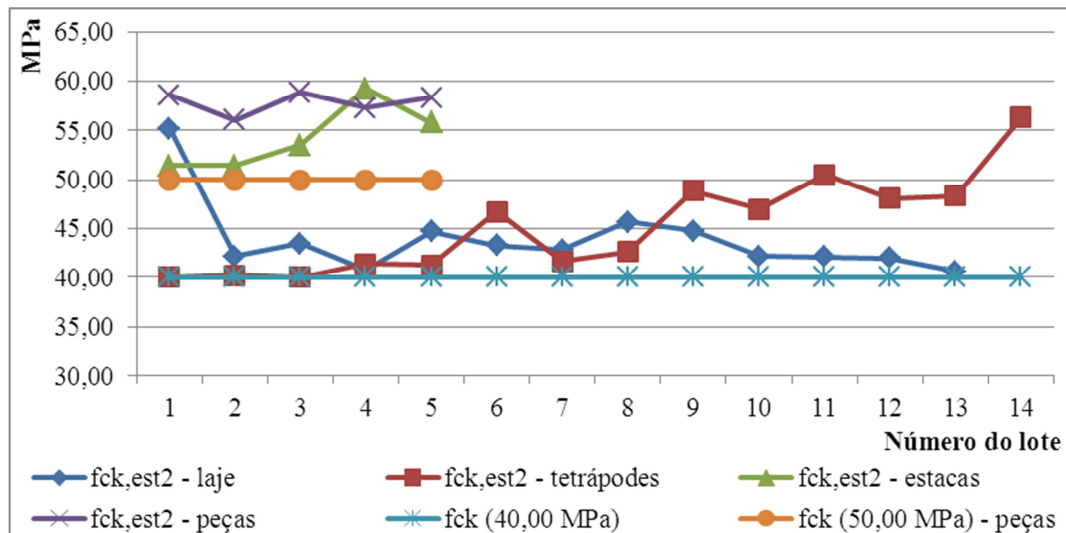


Figura 3.112 – Comparação das resistências estimadas pelo método da amostragem total da ABNT 12655 (2006) dos concretos em análise.

Já pelo método da amostragem parcial, $f_{ck,est}^1$ (método da amostragem parcial da ABNT 12655 (2006) os concretos da laje de fundo e dos tetrápodes não teriam aceitação total, pois alguns lotes (dois da laje e quatro dos tetrápodes) apresentariam não conformidade, gerando. Justificando a necessidade de realização de ensaios adicionais e em outras idades para a verificação da aceitação, confirmando-a ou não. A Figura 3.113 demonstra o resultado do $f_{ck,est}^1$ para os concretos em análise.

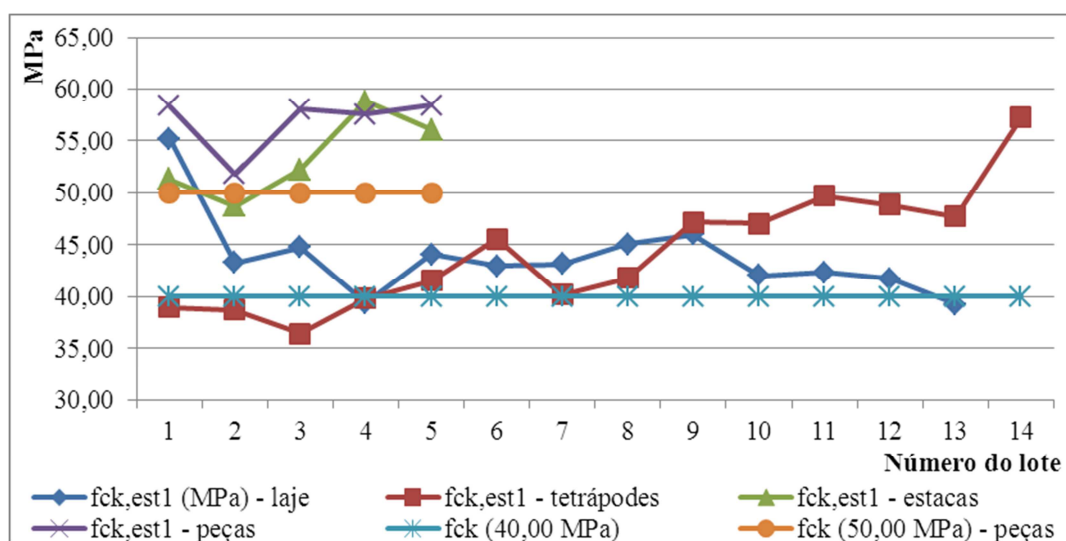


Figura 3.113 – Valores da resistência estimada da amostragem parcial da ABNT NBR 12655 (2006) para os concretos em análise.

As normas que se mostraram com valores de resistência estimada mais elevados em grande parte dos lotes dentro dos grupos de dados, foram o ACI 318 (2011) seguido pela estimativa da norma europeia EN 206-1 (2000). A norma brasileira ABNT NBR 12655 (2006), método de amostragem total, mesmo não sendo a norma com maiores valores de resistência estimada à compressão foi a única com aceitação total de todos os lotes. Enquanto que a norte-americana detectou não conformidade, em um lote do concreto da laje de fundo e quatro lotes no concreto dos tetrápodes. Assim como, a norte-americana, a norma europeia teve a indicação de não conformidade em três lotes dos dados dos tetrápodes. Conforme pode ser visualizado na Figura 3.114, Figura 3.115, Figura 3.116 e Figura 3.117.

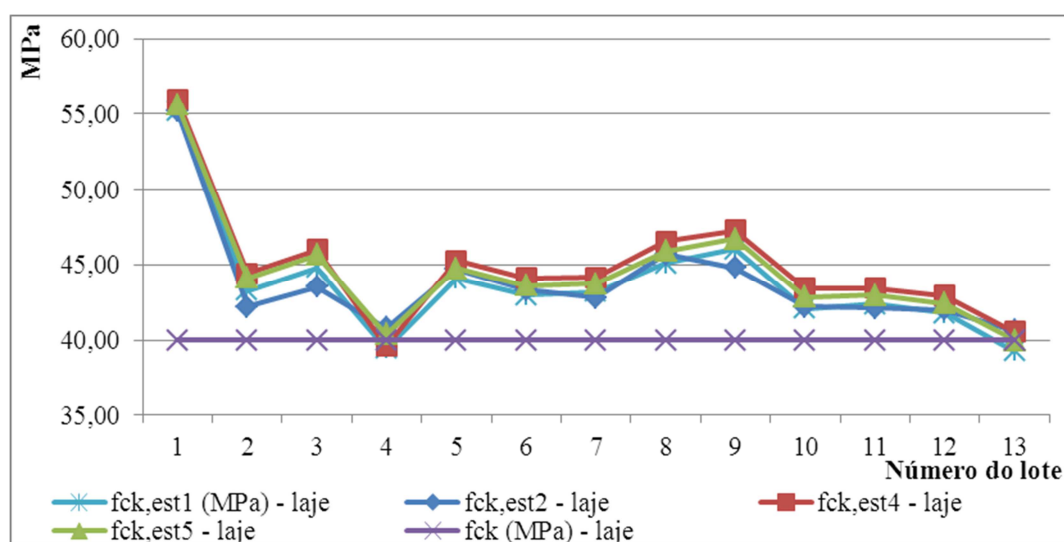


Figura 3.114 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto da laje de fundo.

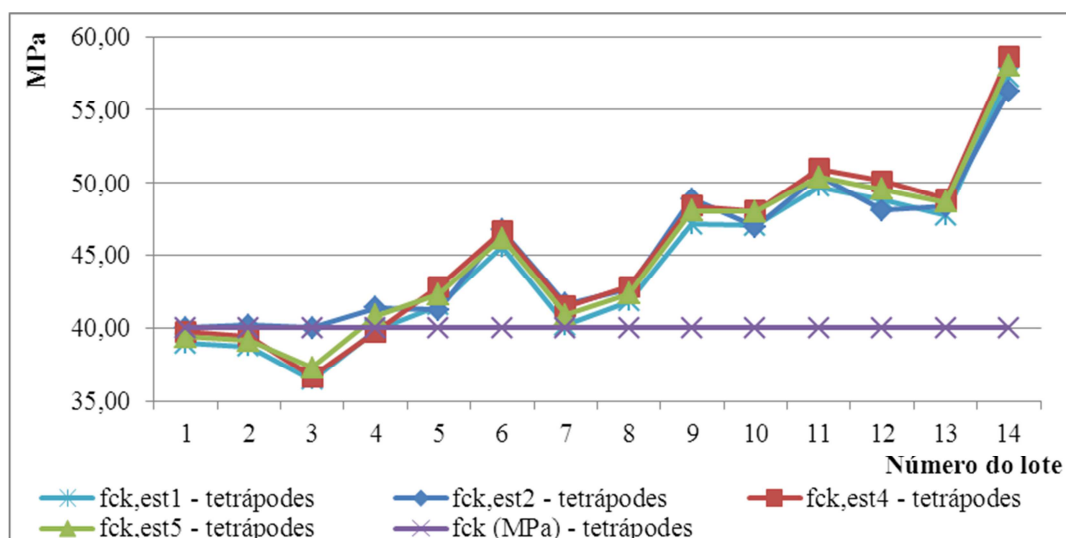


Figura 3.115 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para o concreto dos tetrápodes.

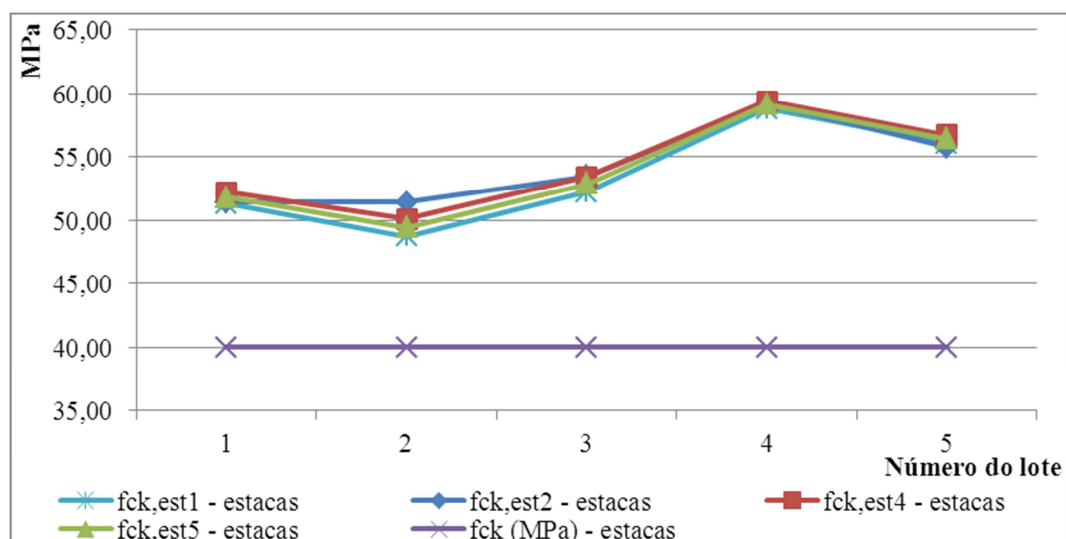


Figura 3.116 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as estacas do cais.

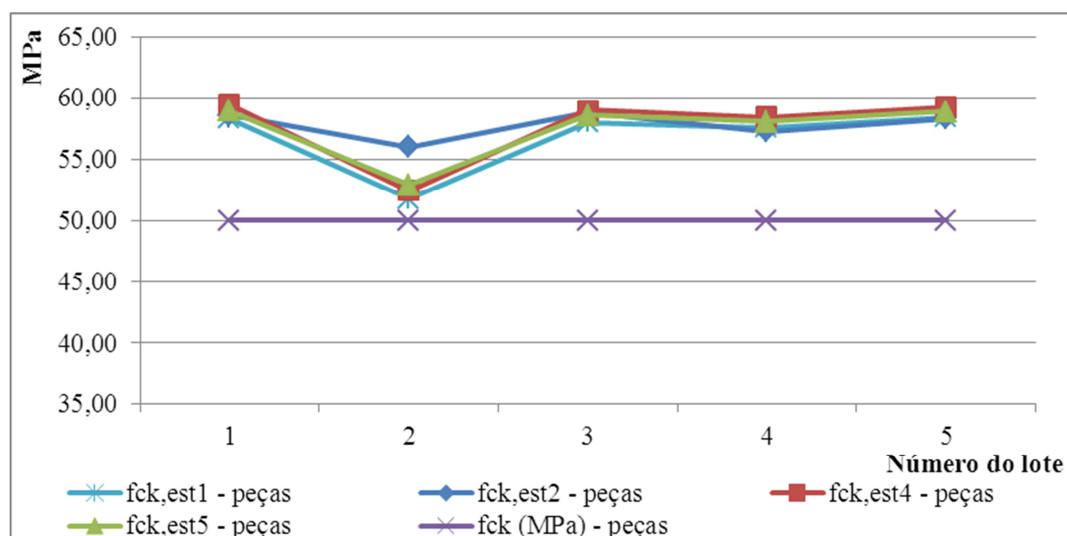


Figura 3.117 – Valores da resistência estimada pelas normas ABNT NBR 12655 (2006), ACI 318 (2011) e EN 206-1 (2000) para as peças estruturais do cais.

Quando os valores do desvio padrão e coeficiente de variação obtiveram maior variação, a metodologia de amostragem total da norma ABNT NBR 12655 (2006) resultou em valores estimados de resistência superiores às demais normas, como pode ser verificado lote 3 dos tetrápodes, lotes 2 das estacas do terminal e das peças estruturais do cais do terminal. Todavia, a metodologia de amostragem total da ABNT 12655 (2006), é o critério de amostragem mais rígido na obtenção dos dados, pois é o único, das normas analisadas neste trabalho, que possui o critério de amostragem total de todas as betonadas de concreto produzido. Ou seja, é o método com o custo de controle mais elevado, contudo gera benefícios e futura economia na produção, visto a sua abrangência do controle tecnológico ser muito superior aos métodos das demais normas.

4. CONCLUSÕES

Assim como especificam as normas brasileiras, as obras em análise tiveram rigoroso controle de qualidade nas suas etapas construtivas. Este trabalho evidenciou o minucioso controle tecnológico do concreto produzido e empregado nas estruturas da laje de fundo do dique seco do Estaleiro Rio Grande – ERG1, tetrápodes utilizados na ampliação dos molhes da Barra do Rio Grande e estruturas da ampliação do cais do Terminal de Contêineres do Rio Grande (estacas e peças estruturais). Controle este que corroborou para a aceitação destas estruturas, confirmação da confiabilidade e segurança necessários e gerou um banco de dados com grande número de resultados experimentais da comprovação da resistência à compressão potencial dos concretos destas infraestruturas.

Verificou-se que os concretos aplicados foram produzidos, na grande maioria do período, com um nível satisfatório de controle. Resultando em valores reduzidos de desvio padrão e coeficiente de variação.

O método de análise do gráfico de Controle de Shewhart que determina o delineamento de um gráfico com a demarcação de linhas de alerta e linhas de controle, no qual as linhas de alerta indicam que o processo está começando a ter variações a fim de ressaltar que a atenção deve ser redobrada. Já quando os limites de controle são ultrapassados indica que ações devem ser tomadas para melhorar a manutenção das características dos produtos em fabricação. No caso deste trabalho apenas a variação da resistência à compressão está em análise. Para esta metodologia os grupos de dados se portaram de forma diferenciada com pontos de advertência em vários dos lotes. Pode-se ressaltar que houveram pontos do valor da resistência individual do exemplar que ultrapassaram os limites de controle, tanto inferior quanto superior, porém em número bastante inferior ao quantitativo de pontos que excederam os limites de alerta inferior e superior. O concreto no qual foi constatado maior número pontos fora dos limites pela avaliação por esta metodologia foi o concreto dos tetrápodes que teve oito pontos além dos limites de controle. Entretanto proporcionalmente ao tamanho da amostra o concreto com maior número de pontos que excederam os limites apresentando piores resultados, por esta metodologia, foi o empregado nas peças estruturais do cais do terminal, e em segundo lugar, o concreto dos tetrápodes constituintes dos molhes.

Já pelo método do gráfico de Soma Cumulativa os resultados indicam pontos de observação, quando inflexões ocorrem durante o delineamento da curva acumulada das diferenças existentes entre a resistência média e a resistência estimada. Estas inflexões mostram pontos em que aconteceram mudanças repentinas nos valores da resistência à compressão individual do exemplar em relação à média. Quando a inclinação é positiva indica que o valor da resistência do exemplar teve um acréscimo e quando é negativa aponta um decréscimo na resistência do exemplar, ambas diferenças em relação à média da amostra ou de dosagem. Através desta análise resultados diferentes foram encontrados, pois nem todos os lotes apresentaram inflexões que determinariam a tomada de ações. Como avaliação geral dos dados pode-se verificar que, proporcionalmente ao tamanho da amostra, o concreto das estacas do terminal apresentou maior número de inflexões, seguido pelo concreto dos tetrápodes.

Foi verificada a grande utilidade destes métodos de controle através de gráficos de controle durante o processo produtivo do concreto. Ambos podem ser utilizados para períodos de contínuas produções, indicando e alertando a existência de possíveis falhas no processo ou eventuais desperdícios pelo excesso de resistência.

Os modelos de distribuição de probabilidade Normal e Lognormal foram testados com os dados amostrais de todos os lotes de modo a estabelecer qual possui maior aderência estatística aos resultados de canteiro. O teste foi realizado com a utilização do método de Kolmogorov-Smirnov com significância de 95,00 %. Em proporção geral ambas as distribuições Normal e Lognormal mostraram-se adaptadas aos valores de resistência à compressão dos concretos. Nos dados tiveram alguns poucos lotes que não se enquadram satisfatoriamente em nenhuma das distribuições, mas, quando o resultado de uma distribuição encontrou enquadramento a outra obteve o mesmo resultado. Por isso pode dizer que ambos os modelos representam de forma adequada os dados. Todavia em caso de representação, devido a sua simplicidade, sugere-se a utilização da curva de distribuição Normal. Esta conclusão torna importante a realização de um estudo mais detalhado sobre o tema, visto que, atualmente, todas as normatizações brasileiras de concreto, além das normas norte-americana e europeia utilizam o modelo Normal em sua formulação.

Quanto à análise das metodologias apresentadas para a aceitação do concreto pela norma brasileira da ABNT NBR 12655 (2006) foi evidenciado o fato de que os valores da resistência estimada do modelo de controle por amostragem parcial são inferiores aos

resultantes do modelo por amostragem total. O modelo de amostragem parcial das amassadas de concreto resultaria em não conformidade em dois dos lotes da laje de fundo e quatro lotes dos tetrápodes.

Pode-se ressaltar que ACI 318 (2011) resultou em valores com resistência estimada superiores às demais normas, seguido pela EN 206-1 (2000) e, depois, pela ABNT NBR 12655 (2006), método da amostragem total. Isto pode ser explicado pelo fato desta metodologia apresentar diferença na definição do f_{ck} , quando comparado aos modelos brasileiro e europeu. Pois na composição as equações do ACI 318 (2011) consideram que 9,00 % dos valores podem ser inferiores ao valor de f_{ck} de projeto, diferente das demais normas que consideram valores inferiores de 7,00 % e 5,00 % para a EN 206-1 (2000) e ABNT NBR 12655 (2006), respectivamente.

Por fim, as análises estatísticas realizadas mostraram que todos os concretos analisados; laje de fundo, tetrápodes, estacas e peças estruturais do cais; atenderam aos requisitos de qualidade em relação à resistência prescritos pelas normas brasileiras em todas as etapas do processo produtivo.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACI COMMITTEE 214. Evaluation of Strength Test Results of Concrete (ACI 214R-02). American Concrete Institute, 2002.

ACI COMMITTEE 318. Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary (ACI 318-11). American Concrete Institute, 2011.

ALFREDINI, P.; ARASAKI, E. Obras e gestão de portos e costas. A técnica aliada ao enfoque logístico e ambiental. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo (USO). Editora Edgard Blücher. 677 págs. São Paulo, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Comum. NBR 5732. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland de alta resistência inicial. NBR 5733. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cimento Portland Pozolânico. NBR 5736. Rio de Janeiro, 1991.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova. NBR 5738. Rio de Janeiro, 2003.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Extração e preparação de amostras de cimentos. NBR 5741. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. NBR 6118. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados para concreto - Especificação. NBR 7211. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de concreto dosado em central. NBR 7212. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto para fins estruturais - Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência. NBR 8953. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Argamassa e concreto - Câmaras úmidas e tanques para cura de corpos de prova. NBR 9479. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações em estruturas portuárias, marítimas e fluviais. NBR 9782. Rio de Janeiro. 1987.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Aditivos para concreto de Cimento Portland - Requisitos. NBR 11768. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Controle tecnológico de materiais componentes do concreto – Procedimento. NBR 12654. Rio de Janeiro, 1992. Versão corrigida 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento. NBR 12655. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Sílica ativa para uso em cimento Portland, concreto, argamassa e pasta de cimento Portland – Parte 1, 2 3 e 4. NBR 13956. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Execução de estruturas de concreto - Procedimento. NBR 14931. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregados - Amostragem. NBR NM 26. Rio de Janeiro, 2009.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto - Amostragem de concreto fresco. NBR NM 33. Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Concreto – Determinação da consistência pelo abatimento do tronco de cone. NBR NM 67. Rio de Janeiro, 1996.

AZEVEDO, C. P. B.; DINIZ, S. M. C. Estudo probabilístico da resistência à compressão de concretos utilizados em fundações. In: 50º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais..., Salvador – BA, 2008.

BAUER, E.; KRAUSS, E; MOTA, N. M. B.; COSTA, C. M. C.; PEREIRA, M. S. Discussão da variabilidade do concreto e dos estimadores da resistência característica – estudo de caso. In: 49º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais..., Bento Gonçalves – RS, 2007.

BELTRÃO, Felipe Costa Moda; ZENAIDE, Jheyson Carlos. A influência do metacaulim nas propriedades do concreto. Trabalho de conclusão de curso apresentado ao Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, da Universidade da Amazônia. Ed. Rev. Belém - PA, 2010.

DEVORE, Jay L. Probabilidade e estatística: para engenharia e ciências. Tradução: Joaquim Pinheiro Nunes da Silva. E. Pioneira Thomson Learning. São Paulo, 2006.

DIAS, C.R.R. Curso de obras marítimas e portuárias. Apostila de noções gerais sobre obras marítimas e portuárias. Ed. Rev. Rio Grande, 2010. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

DAY, K.W. Concrete mix, design, quality control and specification. 2ed. New York, E & FN Spon, 1999.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. Concrete - Part 1: Specification, performance, production and conformity. EN 206-1. 2000.

FARIA, Regina H. Y. Trabalho da disciplina de Confiabilidade em Engenharia Oceânica. 2010. Universidade Federal do Rio Grande.

FAVARIN, J. V. R. Metodologia de formulação de estratégia de produção para estaleiros brasileiros. Dissertação de mestrado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Ed. Rev. São Paulo, 2011. Departamento de Engenharia Naval e Oceânica.

FUSCO, Péricles Brasiliense. Projeto, execução e utilização das construções de concreto estrutural. Ed. Pini. 1ª Ed. 2008.

GIBB, Ian; HARRISON, Ton. Use of control charts in the production of concrete. Ed. Rev. MPA/BRMCA – ERMCO. 2010.

GIRELI, Everton Luiz. Concretos pré-fabricados de elevado desempenho da obra do terminal de contêineres do Porto do Rio Grande – Controle de qualidade e os métodos estatísticos. Trabalho de conclusão do curso da Engenharia Civil. Departamento de Materiais e Construção da FURG. Rio Grande, 2007.

HELENE, Paulo R. L., TERZIAM, Paulo. Manual de dosagem e controle do concreto. São Paulo. Ed. Pini, Brasília, DF: Senai, 1992.

INTERNATIONAL STANDARD. Shewhart control charts. ISO 8258. 1991.

LARROSSA, Michele da Cruz ; MAGALHÃES, Fabio Costa; REAL, Mauro Vasconcellos. Concreto da laje de fundo do dique seco do Polo Naval do Rio Grande: análise estatística avançada. In: 53º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais..., Florianópolis - SC, 2011.

MAGALHÃES, Fabio Costa. Estudo probabilístico da resistência à compressão e da resistência à tração na flexão dos concretos utilizados na construção do dique seco do Estaleiro Rio Grande, no Superporto, em Rio Grande – RS. Dissertação de mestrado apresentada à Universidade Federal do Rio Grande. Ed. Rev. Rio Grande, 2009. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. Concreto – Estrutura, Propriedades e Materiais. São Paulo, PINI, 1994.

MEHTA, P. K.; MONTEIRO P. J. M. Concreto – Microestrutura, Propriedades e Materiais. Revisores e coordenadores. Nicole Pagan Hasparyk, Paulo Helene & Vladimir Antonio Paulon. São Paulo: IBRACON, 2008.

MIGLIORINI, A. V. Estudo de fibras de aço em blocos de concreto para a possível utilização em carapaça de molhes. Dissertação de mestrado apresentada à Universidade Federal do Rio Grande. Ed. Rev. Rio Grande, 2011. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica.

NEVILLE, A.M. Tecnologia do concreto. J. J. Brooks; tradução: Ruy Alberto Cremonini. 2ª ed. Porto Alegre: Bookman, 2013.

PACHECO, Jéssika; HELENE, Paulo. Controle de resistência do concreto – 1ª parte. Artigo publicado na revista Ibracon, ano XL nº 69, jan-mar/2013^a.

PACHECO, Jéssika; HELENE, Paulo. Controle de resistência do concreto – 2ª parte. Artigo publicado na revista Ibracon, ano XL nº 70, abr-jun/2013^b.

PETROBRAS. Material impresso de divulgação fornecido pela Petrobras. 2012.

PORTO DO RIO GRANDE. Inicia dragagem de aprofundamento. Rio Grande, 24/08/2009. Disponível em

http://www.portoriogrande.com.br/site/noticias_detalhes.php?idNoticia=180&idPai=34
Acesso em 02/04/2013.

PORTO DO RIO GRANDE. Obras de prolongamento dos molhes estão na reta final. Rio Grande, 22/01/2010. Disponível em http://www.portoriogrande.com.br/site/noticias_detalhes.php?idNoticia=571&idPai=34. Acesso em 02/04/2013.

PORTO DO RIO GRANDE. Conheça a história do Porto do Rio Grande. Rio Grande. Disponível em http://www.portoriogrande.com.br/site/sobre_porto_municipio_rg.php. Acesso em 02/04/2013^a.

PORTO DO RIO GRANDE. Município de Rio Grande. Rio Grande. Disponível em <http://www.portoriogrande.com.br/site/sobre_porto_historico.php>. Acesso em 13/04/2013^b.

PORTO DO RIO GRANDE. Histórico. Rio Grande. Disponível em <http://www.portoriogrande.com.br/site/sobre_porto_historico.php>. Acesso em 13/04/2013^c.

REAL, Mauro de Vasconcellos. Análise Probabilística de estruturas de concreto armado, sob o estado plano de tensão através do método de Elementos Finitos. Tese de doutorado apresentada à Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Ed. Rev. Porto Alegre, 2000. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

REAL, Mauro de Vasconcelos; MAGALHÃES, Fábio Costa; RACKOW, Patrícia Borges. Controle da resistência à compressão utilizando o método da Soma Cumulativa (CUSUM). In: 52º Congresso Brasileiro do Concreto, Anais..., Fortaleza - CE, 2010.

SOTRAMER – SOCIÉTÉ D'EXPLORATION DE BREVETS POUR TRAVAUX A LA MER. Le Tetrapode. Paris, 1960.

TECON. Sobre Tecon Rio Grande. Rio Grande. Disponível em <<http://www.tecon.com.br/site/content/apresentacao/>>. Acesso em 13/04/2013.

WALPOLE, Ronald E; MYERS, Raymond H., MYERS, Sharon L.; YE, Keying. Probabilidade e estatística para engenharia e ciências. Tradução Luciane F. Pauleti Vianna. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2009.