

4 COMPARAÇÃO ENTRE AS CAMPANHAS DE ENSAIOS

4.1 Perfil Geotécnico

Inicialmente, antes de se comparar os parâmetros geotécnicos obtidos na campanha de ensaios, antes do lançamento do aterro, e na atual, cabe destacar a diferença encontrada na estratigrafia.

Antes da amostragem realizada pela Geotécnica em 1997, a estratigrafia na vertical V5 indicava 0,18 m de solo vegetal sobrejacente ao pacote argiloso superficial muito mole com 3,65 m de espessura, este último estando assente sobre uma camada de areia fina a média, com fragmentos de conchas, cinza e marrom escuro. Na vertical V6 o perfil indicava 0,15 m do solo vegetal e 3,85 m de argila muito mole, com as mesmas características. No projeto do empreendimento comercial foi estabelecida uma espessura total de sobrecarga de 1,7m, incluindo 0,5m de colchão drenante. O executor optou por utilizar uma areia média limpa tanto para o aterro quanto para o colchão drenante. Cabe ressaltar que, em conversas recentes com o executor, este informou que não foi realizado nenhum trabalho de recolocação de aterro.

Na presente campanha, após a retirada de todo material coletado nos Shelby's, verificou-se que a altura do aterro foi da ordem de 2,4 m e a espessura da camada argilosa variou de 1,76 m, na vertical V5, a 0,34 m na vertical V6, conforme desenho esquemático indicado na Figura 69. Na elaboração do perfil acima, procurou-se se basear na perfilagem obtida dos amostradores nas duas verticais, V5 e V6, assumindo que a camada arenosa subjacente ao pacote argiloso superficial não teve sua cota alterada com o carregamento do aterro. Acredita-se, portanto, que o executor tenha considerado as espessuras do aterro e colchão drenantes de forma independente.

nesta segunda campanha, uma vez se desconhecer a espessura da camada original de argila acima da lente de areia.

4.2 Parâmetros Geotécnicos

Uma vez reconstituído o perfil do terreno conforme os dados verificados na campanha experimental atual houve necessidade de se estabelecer uma relação entre as profundidades de retirada dos Shelby's antes da construção do aterro e na condição atual, visando compatibilidade na análise e comparação dos resultados obtidos. Mantendo a cota da areia como indeslocável, a equiparação entre profundidades está mostrada na Tabela 21. Os resultados foram restritos à vertical V5 visto as dificuldades de realização de ensaios de boa qualidade nos corpos de prova da vertical V6. Com a equivalência de profundidades antes e depois do aterro foi possível correlacionar os ensaios realizados na vertical V5, como mostra a Tabela 22.

Tabela 21 – Profundidades dos ensaios antes e após a construção do aterro nas verticais V5 e V5B.

ANTES DO ATERRO (V5) $H_{\text{argila}}=3,65\text{m}$; $H_{\text{aterro}}=0\text{m}$		SITUAÇÃO ATUAL (V5B) $H_{\text{argila}}=1,76\text{m}$; $H_{\text{aterro}}=2,36\text{m}$	
Z argila (m)	Z relativo (m)	Z argila (m)	Profundidade (m)
0,58	16%H	0,28	2,64
1,58	43%H	0,76	3,12
2,58	70%H	1,23	3,59
3,58	98%H	1,72	4,09

Tabela 22 – Relação entre as profundidades e os ensaios de adensamento nas verticais V5 e V5B.

PROFUNDIDADES X ENSAIOS DE ADENSAMENTO NAS VERTICAIS V5 E V5B				
Prof.	VERTICAL V5 (m)	VERTICAL V5B (m)	ENSAIOS ADENSAMENTO	
			ANTES DA OBRA	ATUALMENTE
A	0,20-0,95	2,45-2,80	SIC01	CRS04, CRS13, CRS14
B	1,20-1,95	2,92-3,27	SIC02	SIC02, CRS03
C	2,20-2,95	3,39-3,74	SIC03	-
D	3,20-3,95	3,86-4,21	SIC04	SIC03, CRS05, CRS08, CRS11, CRS12 Amostras amolgadas

4.2.1 Caracterização

A comparação dos resultados dos ensaios de caracterização indicou a redução acentuada da umidade natural, como mostra a Figura 70. A umidade média para as amostras na vertical V5 era de aproximadamente 360%, passando a 176% atualmente nas amostras do tubo V5B 01. Os ensaios para determinação do limite de liquidez, em ambas campanhas, foram feitos sem secagem prévia, ao contrário do proposto pela norma. Os resultados de LL que antes variaram de 671% a 460% (exceto o resultado de 96% da amostra V5 03), na vertical V5, passaram a 218% nos ensaios atuais. Os valores de LP que antes eram de 181% à 132% (exceto 31% obtido para a amostra V5 03), passaram a 65%. Ambos os valores atuais apresentados para LL e LP, foram obtidos nas amostras indeformadas do tubo V5B 01. Baroni (2010), em análise de argilas orgânicas muito compressíveis da Barra da Tijuca apresentou valores de LP variando de 250% à 111%, e LL de 41% à 71%, como característica típica de solos moles costeiros da região Sudeste do Brasil.

O peso específico apresentou um aumento pouco expressivo, como mostra a Figura 70. Já o índice de vazios sofreu uma redução de 10,7 para uma média da ordem de 5,0. Desprezando-se o fato do índice de vazios do corpo de prova não corresponder ao valor de campo (pouca influência), o recalque previsto é de 1,78m, para uma espessura inicial de 3,65m. Este valor é compatível com o estimado pelas variações de espessura da camada argilosa.

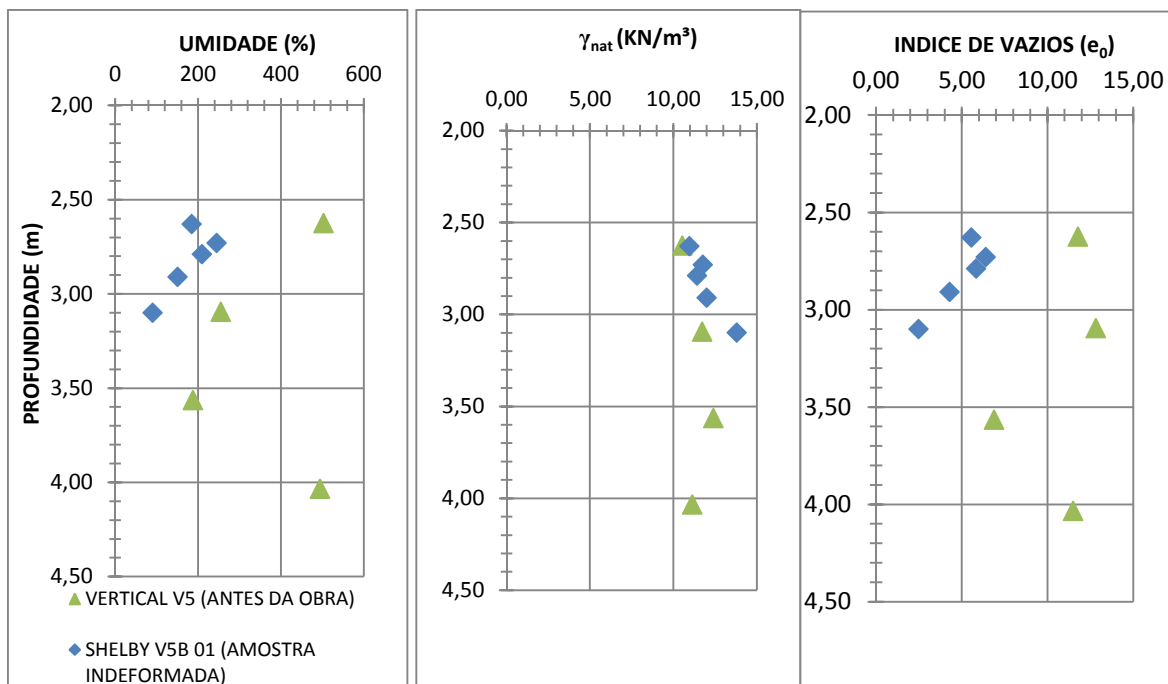


Figura 70 – Caracterização da camada argilosa antes e após aterro.

4.2.2 Parâmetros de Compressibilidade e adensamento

Ao longo do processo de adensamento, tendo em vista que o NA encontra-se coincidente com o nível do terreno, a sobrecarga do aterro vai reduzindo com os efeitos da submersão, tendo sido calculado um valor médio de 41 kN/m^2 . No início do processo a sobrecarga era de $46,6 \text{ kN/m}^2 (=2,45\text{m} \times 19 \text{ kN/m}^3)$ e no final de $34,6 \text{ kN/m}^2$, assumindo submersão do aterro de $1,2\text{m} (= (0,56\text{m} + 0,70\text{m}) \times 19 \text{ kN/m}^3 + 1,2\text{m} \times 9 \text{ kN/m}^3)$.

Em relação às curvas de compressibilidade, procurou-se identificar os trechos da camada com a mesma posição relativa, de acordo com as Tabela 21 e Tabela 22. Os resultados relativos à profundidade A (Tabela 22) estão ilustrados na Figura 71 e Tabela 23, onde se destacam os seguintes pontos:

- i) Redução significativa do índice de vazios dos ensaios da segunda campanha em relação ao do solo natural (primeira campanha).
- ii) Aumento expressivo da tensão de pré-adensamento e consequente redução dos valores de OCR

- iii) A tensão efetiva de pré-adensamento está dentro da ordem de grandeza esperada, considerando o valor médio de sobrecarga de 41kPa
- iv) Redução do índice de compressibilidade C_c em cerca de 50%. Esta redução pode ser atribuída ao fato das amostras da presente campanha não terem sido classificadas como de boa qualidade. A má qualidade tende ao achatamento da curva e consequentemente à redução do C_c e aumento de C_r .
- v) Houve aumento no valor de c_v , da ordem de 10 vezes, atribuído a uma maior porcentagem de areia (68%) nos corpos de prova da campanha atual; na primeira campanha essa porcentagem era de 24%.

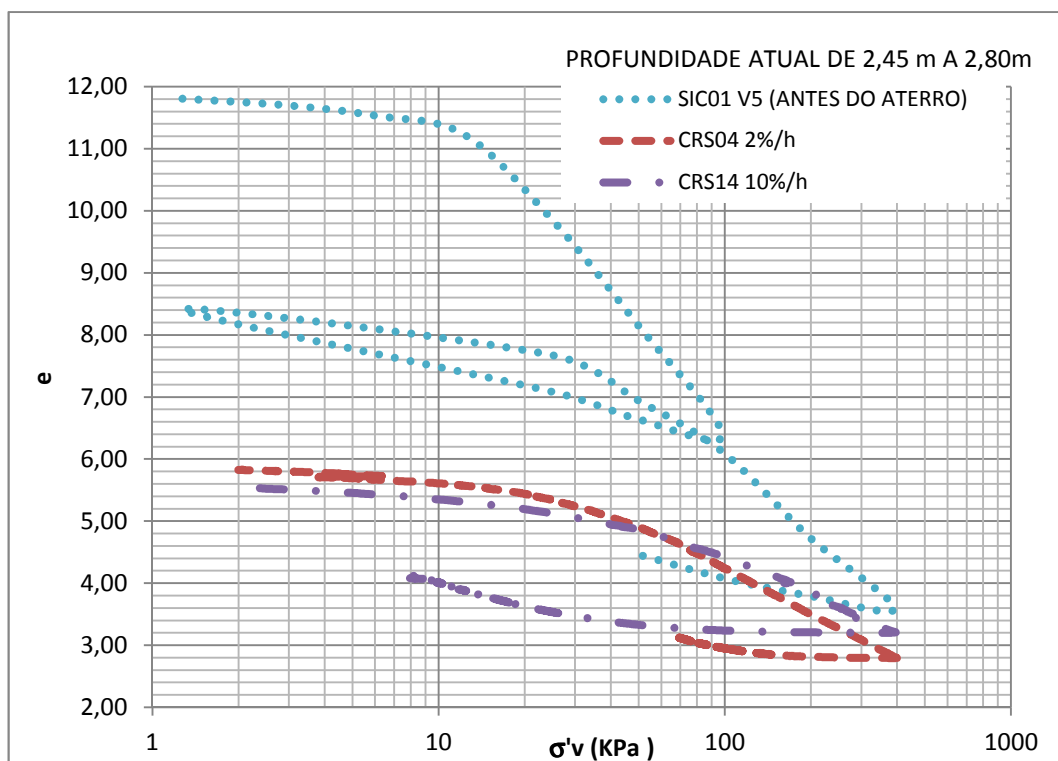


Figura 71 – Gráfico comparativo do índice de vazios variando com a tensão efetiva para ensaios realizados na profundidade de 2,45 m à 2,80 m.

Tabela 23 - Parâmetros de compressibilidade – profundidade A.

	Antes do aterro	Atual	
Parâmetros	SIC01	CRS04-2%/h	CRS14-10%/h
σ'_{vm} (Pacheco Silva)	15kPa	30 kPa	45 kPa
C_r	0,40	0,40	0,5
C_c	5,88	2,44	2,01
$C_c(1+e_0)$	0,46	0,36	0,31
$C_r(1+e_0)$	0,03	0,06	0,07
c_v (cm ² /s)	$1,5 \times 10^{-4}$	$1,7 \times 10^{-3}$	$1,4 \times 10^{-3}$

Os resultados relativos à profundidade B (Tabela 21 e Tabela 22) estão ilustrados na Figura 72 e Tabela 24, onde se destacam os seguintes pontos:

- i) Redução significativa do índice de vazios dos ensaios da segunda campanha em relação ao do solo natural (primeira campanha).
- ii) Aumento expressivo da tensão de pré-adensamento e consequente redução dos valores de OCR
- iii) Redução do índice de compressibilidade C_c em cerca de 80%. Análogo à análise anterior as diferenças na compressibilidade entre os ensaios pode ser atribuída ao fato das amostras da presente campanha não terem sido classificadas como adequadas.
- iv) Houve aumento no valor de c_v , da ordem de 10, atribuído a uma maior porcentagem de areia (68%) nos corpos de prova da campanha atual; na primeira campanha essa porcentagem era de 24%

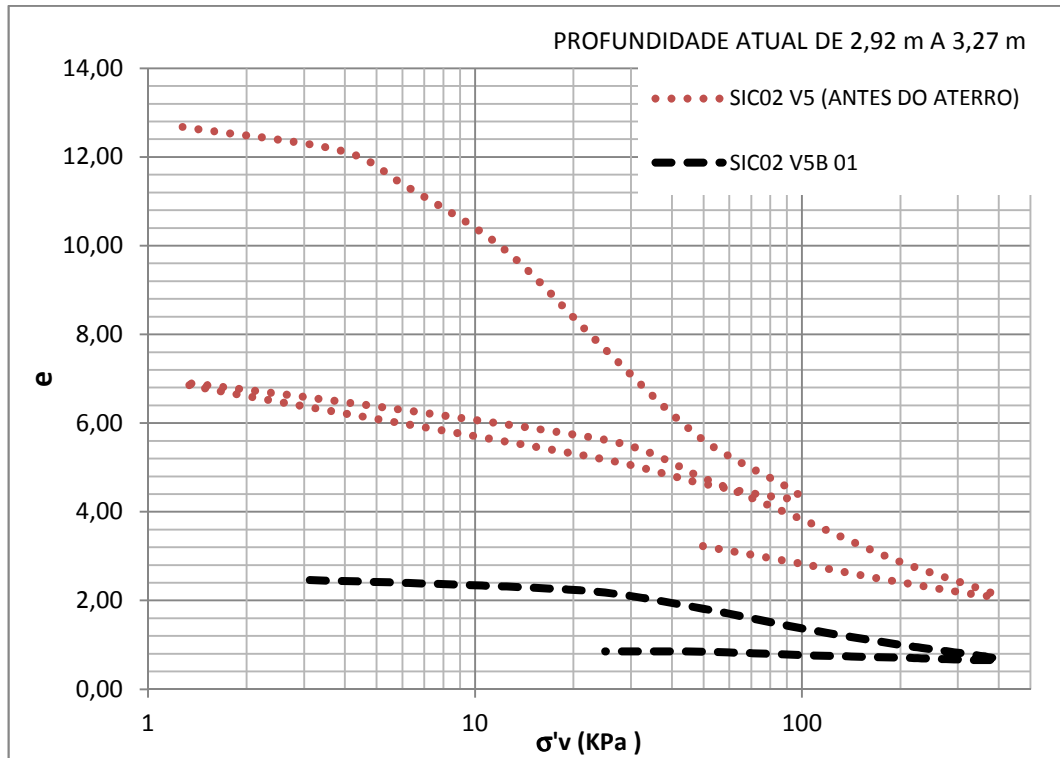


Figura 72 - Gráfico comparativo do índice de vazios variando com a tensão efetiva para ensaios realizados na profundidade de 2,92 m à 3,27 m.

Tabela 24 - Parâmetros de compressibilidade – profundidade B.

	Antes do aterro	Atual
Parâmetros	SIC 02	SIC 02
σ'_{vm} (Pacheco Silva)	7kPa	29kPa
C_r	1,2	0,22
C_c	7,1	1,47
$C_r(1+e_0)$	0,08	0,06
$C_c(1+e_0)$	0,51	0,42
c_v (cm ² /s)	$2,5 \times 10^{-5}$	$1,4 \times 10^{-4}$

Para as demais profundidades não foi possível fazer a correlação por não haver ensaio disponível em amostra indeformada

A Figura 73 resume a comparação dos parâmetros de compressibilidade e adensamento obtidos nas 2 campanhas de ensaio, considerando sua distribuição coma profundidade. São, mais uma vez, observados os seguintes pontos:

- i) Observa-se, do gráfico de σ'_{vm} com a profundidade, que houve um acréscimo na tensão de pré-adensamento compatível com a sobrecarga do aterro, que foi de cerca de 40 kN/m². Os valores de OCR, obtidos para a segunda campanha, tendem à 1, como esperado.
- ii) Apesar da redução dos valores de C_c e C_r , a relação normalizada indica valores de CC ($C_c/(1+e_0)$) razoavelmente constante e uma leve redução de CR ($C_r/(1+e_0)$)
- iii) O coeficiente de adensamento c_v mostra uma ligeira redução com a profundidade antes da obra e na situação atual, os valores mais elevados foram atribuídos a ocorrência de uma maior porcentagem da fração areia nas amostras atuais.

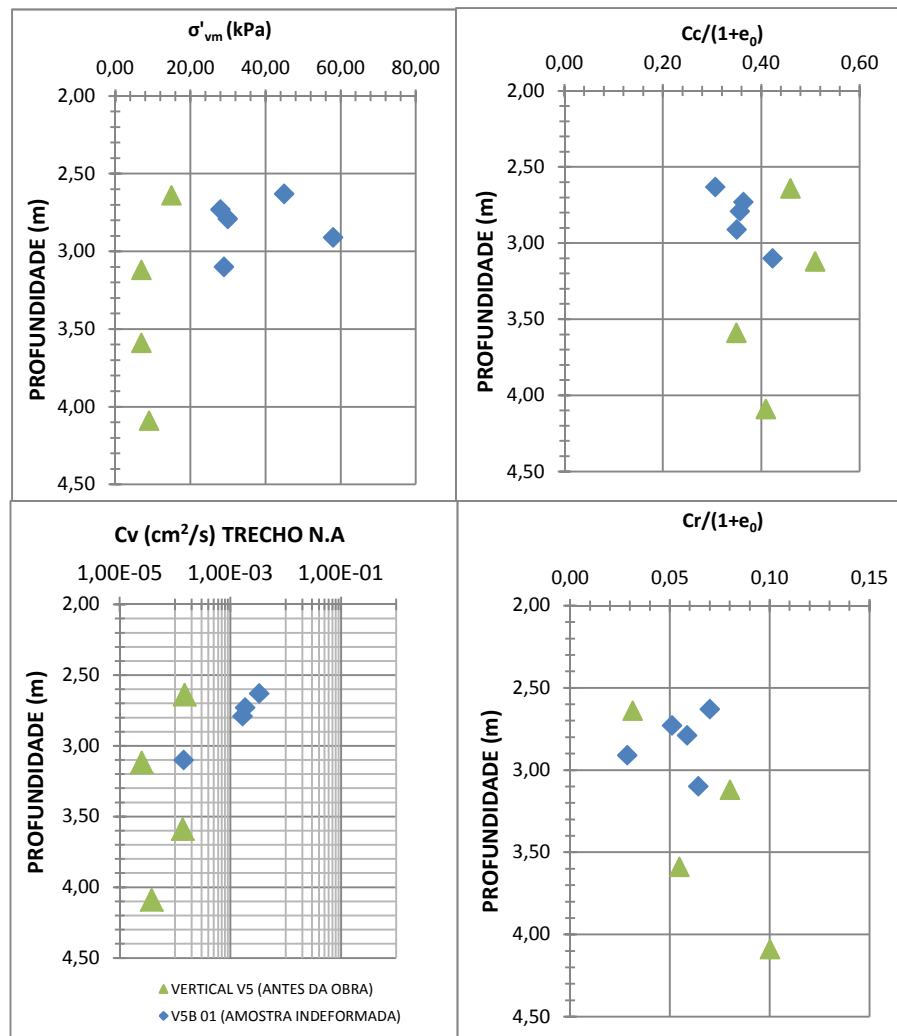


Figura 73 – Parâmetros de compressibilidade e de adensamento variando com a profundidade

4.3 Previsão de Recalques

Nos estudos de implantação do aterro de 1,70m, adotou-se para fins de previsão de recalque, uma espessura de camada mole de cerca de 4,0m, subdividida em 4 sub-camadas. Foram previstos recalques de 1,20 m, considerando a submersão do aterro, e 1,35 m sem a consideração da submersão.

Dado que foi identificado que a espessura do aterro, junto à vertical V5 foi acima do valor de projeto, da ordem de 2,45m, os cálculos foram refeitos adotando-se a espessura de argila de 3,65 m compatível com o valor observado na vertical V5 da primeira campanha. Foram previstos recalques primários de 1,30 m, considerando a submersão do aterro, e 1,5m sem a consideração da submersão. A parcela do adensamento secundário, determinada pelo enfoque de Lacerda e Martins (1985), considerando OCR_{sec} igual a 2, foi de 0,37m. Com isso, o recalque total esperado na vertical V5 foi de 1,67m. Os detalhes de cálculo estão apresentados no Apêndice A.

A partir dos resultados das investigações atuais de campo e laboratório obteve-se a previsão de recalques de duas maneiras distintas, considerando-se exclusivamente a vertical V5:

- i) Considerando a espessura inicial na posição da vertical V5 e desprezando-se o fato do índice de vazios do corpo de prova não corresponder ao valor de campo (pouca influência), o recalque previsto foi de 1,78m.
- ii) A partir da diferença entre as espessuras inicial e final da camada argilosa obteve-se um recalque de 1,89m. Neste calculo foram desprezados eventuais recalques do aterro e a da camada subjacente de areia.

As placas de recalque instaladas sob o aterro foram acompanhadas e na data da última leitura, realizada em 05/01/2006, o recalque da placa mais próxima da vertical V5 (PL'2) foi de 1,22m; cabe ressaltar que os registros foram iniciados após o lançamento do colchão drenante. A previsão de recalque primário, segundo a teoria de Terzaghi, e secundário pelo enfoque de Lacerda e Martins (1985),

considerando OCR_{sec} igual a 2, resultou em um valor total de 1,47m. Os detalhes de cálculo estão apresentados no Apêndice A.

A Tabela 25 resume os valores de recalque obtidos pelas diversas formas de cálculo. Observa-se que o cálculo analítico, na vertical V5, forneceu uma previsão ($\rho=1,7m$) razoavelmente próxima da média observada no campo ($\rho=1,8m$). Já na área da placa PL2' o valor registrado pela instrumentação de campo sugere que ainda não havia sido atingida a estabilização de leituras.

Tabela 25 – Resumo das estimativas de recalque em duas posições

Base da Avaliação	Local	Valor do Recalque (m)
Cálculo analítico - 1ª. Campanha de ensaios	Vertical V5	1,67
Cálculo com base na variação do índice de vazios entre campanhas		1,78
Cálculo com base na variação da espessura da camada de argila		1,89
Instrumentação de campo	Placa PL2'	1,22
Cálculo analítico - 1ª. Campanha de ensaios		1,47

Cabe destacar, no entanto, que os valores previstos e obtidos por observação, seja pela instrumentação, seja pelos demais registros, indicam valores bastante satisfatórios em obras geotécnicas nas quais a variabilidade inerente à natureza dos depósitos está sempre presente nas avaliações.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Esta dissertação apresenta resultados de ensaios de adensamento, SIC e CRS, em amostras retiradas 15 anos após a instalação de um aterro num empreendimento situado na Av. Airton Senna, na Baixada de Jacarepaguá. As amostras foram coletadas junto às mesmas verticais onde foram coletadas amostras anteriores, na primeira campanha de ensaios, realizada por ocasião do projeto.

Foram comparados, para a campanha atual, o comportamento do solo argiloso muito compressível submetido aos ensaios SIC e CRS, este último para diferentes velocidades de deformação.

Comparou-se, também, as curvas de adensamento obtidas na campanha atual e aquelas obtidas por ocasião do projeto que, em conjunto com os resultados dos ensaios de caracterização e da estratigrafia atual, permitiram inferir os elevados recalques.

5.1 Conclusões

Destacam-se as principais conclusões da pesquisa:

- i) A qualidade dos corpos de prova obtidos das amostras da primeira campanha foi superior a dos corpos de prova obtidos na campanha atual, embora a sua retirada tenha sido realizada, supostamente, pela mesma equipe.
- ii) Os critérios de classificação da qualidade dos corpos de prova foram considerados rigorosos quando comparados aos aspectos da curva de compressibilidade; a forma da curva sugere ser mais relevante do que a classificação em relação a $\Delta e/e_0$.
- iii) Os ensaios de caracterização realizados em ambas as campanhas revelam a tendência de redução da porcentagem de finos com a profundidade. A porcentagem de areia é significativa, embora os demais índices físicos e o aspecto do solo indique um comportamento de solo argiloso.
- iv) Observou-se um salto brusco na curva granulométrica, registrado também nos ensaios de Vitor (2012), num solo sedimentar da Baixada de Jacarepaguá, tanto nos ensaios da primeira e segunda campanhas. Cabe destacar que os ensaios da primeira campanha foram realizados pela Geotécnica em São Paulo e os da segunda foram realizados na UERJ, com equipamentos e equipes distintas.
- v) Verifica-se, para fins práticos, que, a velocidade do ensaio CRS e a sua confiabilidade, quando da geração de valores negativos de u_b , pouco afetam os índices de compressibilidade, particularmente quando comparam-se os valores normalizados.
- vi) Amostras amolgadas tendem a gerar valores de u_b/σ_v extremamente elevados no início do ensaio, sendo observada queda significativa após

100kPa. Esse comportamento pode ser visto como um critério de análise da qualidade da amostra em ensaios CRS, independente dos critérios usualmente adotados para este fim.

- vii) Os valores de recalque previstos e obtidos, seja pela instrumentação, seja pelos demais registros, indicaram valores bastante compatíveis e satisfatórios neste tipo de solo, nos quais a variabilidade inerente à natureza dos depósitos está sempre presente nas avaliações.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

- i) Proceder a uma nova campanha de ensaios, incluindo o piezocone na região do fundo da obra, em solo natural, e na região já aterrada, nas proximidades das verticais estudadas nesta dissertação.
- ii) Ampliar a análise do banco de dados relativos aos parâmetros geotécnicos do depósito da Baixada de Jacarépaguá
- iii) Melhorar os procedimentos do ensaio CRS a fim de reduzir os problemas observados nesta pesquisa
- iv) Comparar as velocidades de recalque previstas, com os valores de c_v obtidos nos ensaios SIC e CRS, com os registros de campo, considerando a influência das grandes deformações na redução do comprimento de drenagem.
- v) Estudar a influência do adensamento secundário.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA NETTO, Y. (2006). Estudo Experimental das Características de Compressibilidade e Adensamento de uma Argila Mole. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)* (p. 106). Rio de Janeiro: PUC.

ALMEIDA, M. D., & MARQUES, M. E. (2010). *Aterros sobre solos moles : projeto e desempenho*. São Paulo, SP: Oficina de Textos.

AMERICAN, S. F.–A.-4. (1982). Standard Test Method for One-dimensional Consolidation Properties of Soils Using Controlled Strain Loading. Philadelphia.

ANDRADE, M. E. (2009). Contribuição ao Estudo das Argilas Moles da Cidade de Santos. *Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)* (p. 413). Rio de Janeiro: COPPE, UFRJ.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT . NBR 6508: grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 24 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 12007: ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 14 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6457: amostras de solo - preparação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 24 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 6459: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 7 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7180: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 4 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 7181: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 14 p. (s.d.).

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. NBR 9820: coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997. 5 p. (s.d.).

BARONI, M. (2010). Investigação Geotécnica em argilas orgânicas muito compressíveis em depósitos da Barra da Tijuca. In: COPPE/UFRJ (Ed.), *Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil*, (p. 249).

BEDESCHI, M. V. (2004). Recalques em Aterro Instrumentado Construído Sobre Depósito Muito Mole com Drenos Verticais na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

BJERRUM, L. (1973). Problems of Soil Mechanics and Construction on Soft Clays. *INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING*, (p. 48). Moscow.

BUISMAN, A. S. (1936). Results of long duration settlement tests. *Proc. 1st Inter. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering*, 1, 103.

CAMPOS. (2011).

CARNEIRO, R. F. (2012). Retro-análise da curva recalque vs tempo utilizando as teorias de Terzaghi e de Taylor e Merchant. *COBRAMSEG 2012*.

CARVALHO, S. R. (1989). Ensaios de Adensamento Oedométrico com Taxa Constante de Deformação Específica Relacionada com o Tempo na Argila do Sarapuí. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

CARVALHO, S. R., ALMEIDA, M. D., & MARTINS, I. S. (1993). Ensaios de adensamento com velocidade controlada : proposta de um método para definição da velocidade. . *Solos e Rochas*, 16, 185-196.

CARVALHO, S. R., ALMEIDA, M. D., & MARTINS, I. S. (Outubro de 1993). Ensaios de Adensamento com Velocidade Controlada : Proposta de um Método para Definição da Velocidade.

COUTINHO, R. Q. (2007). Characterization and Engineering Properties of Recife Soft Clays. 3, 2049 – 2100. (P. H. Tan, Ed.) London, Taylor and Francis – Balkema: - Brazil.

COUTINHO, R. Q., OLIVEIRA, J., & OLIVEIRA, A. (1998). Estudo Quantitativo da Qualidade de Amostras de Argilas Moles Brasileiras - Recife e Rio de Janeiro. *COBRAMSEG* , 2, 927-936.

CRAWFORD, C. B. (1964). Interpretation of the consolidation test. *Journal of the soil mechanics and foundations division* , 90.

DIAMANTE, I. M. (1997). *Laudo de Sondagem*. Rio de Janeiro: Tecnobrás Engenharia LTDA.

FORMIGHERI, L. E. (Agosto de 2003). Comportamento de um aterro sobre argila mole na Baixada Fluminense. *Dissertação de Mestrado* . Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

GORMAN, C. T. (1978). Constant rate of strain and controlled gradient testing. *Geotechnical Testing Journal, ASTM.*, 1, pp. 3-15.

HAMILTON, J., & CRAWFORD, C. (1959). Improve Determinacion of Preconsolidation pressure of a Sensitive Clay. *ASTM STP 254 - Symposium on Time Rates of Loading in Soil Testing* . American Society for Testing and Materials.

LACERDA, W., & MARTINS, I. S. (1985). Discussion of Time Dependence of Lateral Earth Pressure. *Journal of Geotechnical Engineering - ASCE* , 111 , 1242-1244.

LADD, C. C. (1973). Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils. *Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction"* .

LADD, C. C., & DEGROOT, D. J. (2003). Recommended practice for soft ground characterization : Arthur Casagrande Lecture. *12º Congresso Panamericano de Mecânica dos Solos, ISSMFE, USA*.

LADD, C. C., & LAMBE, T. W. (1963). The strength of " undisturbed" clay determined from undrained tests. 342-366. American Society for Testine and Materials.

LEROUÉIL, S. (1994). " Compressibility of clays: fundamental and practical aspects". *Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments* , 1.

LIMA, B. T. (Agosto de 2007). Modelagem Numérica da Construção de Aterro Instrumentado na Baixada Fluminense, Rio de Janeiro. *Dissertação de Mestrado* . Rio de Janeiro, RJ: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

LIMA, M. J. (1979). Prospecção Geotécnica do Subsolo. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A.

LOUISE, R. B. (Setembro de 2011). Contribuição ao estudo dos recalques por adensamento unidimensional. *Dissertação de Mestrado* . Rio de Janeiro, RJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro.

LOWE, J. I. (1969). Controlled Gradient Consolidation Test. *Journal of the soil mechanics and foundations division* , 77-97.

LUNNE, T., BERRE, T., & STRANDVIK, S. (1997). Sample Disturbance Effects in Soft Low Plastic Norwegian Clay. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. 81-102. Rotterdam: Almeida.

MARTINS, I. (2012). Comunicação Pessoal.

MARTINS, I. M. (2005). *Palestra proferida no Clube de Engenharia* . Rio de Janeiro, Brasil.

MARTINS, I. M., & ABREU, F. (2002). Uma Solução Aproximada para o Adensamento Unidimensional com Grandes Deformações e Submersão de Aterros. *Solos e Rochas* , 25, 3-14.

MARTINS, I. M., SANTA MARIA, P., & LACERDA, W. (1997). A Brief Review About the Most Significant Results of COPPE Research on Rheological Behavior of Saturated Clays Subjected to One-dimension Strain.

MARTINS, I. S. (1983). Sobre uma nova relação índice de vazios - tensão em solos. *Dissertação de Mestrado* .

MARTINS, I. S., & LACERDA, W. A. (1994). Sobre a Relação Índice de Vazios Tensão Vertical Efetiva na Compressão Unidimensiona. *Solos e Rochas* , 17, 157-166.

OLIVEIRA, J. T. (2002). A influência da qualidade da amostra no comportamento tensão-deformação-resistência de argilas moles. *Tese de Doutorado*. Rio de Janeiro, Brasil: COPPE/UFRJ.

ORTIGÃO, J. A. (1993). *Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Ltda.

PASSOS, S. D. (Julho de 2012). Projeto e Avaliação do Desempenho de um Aterro sobre Argila Muito Mole. *Projeto Final de Graduação em Engenharia Civil*. Rio de Janeiro: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

PINTO, C. D. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. São Paulo: Oficina de Textos.

RUTLEDGE, P. Relation of undisturbed sampling to laboratory testing transactions. 109.

S.A., G. (1997). *Construtora R2 Engenharia LTDA*. Relatório 2500/97-1, Rio de Janeiro.

SANDRONI, S. S. (2012). Compressão secundária unidimensional de solo mole sob aterro : uma visão prática. *10ª Palestra Pacheco Silva*. Porto de Galinhas: 16º COBRAMSEG.

SANDRONI, S. S. *Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas*. Relatório AT 20/80, DEC/PUC-Rio, Rio de Janeiro.

SANDRONI, S. S. (1980). Depósitos Moles: Formação, Tipos e Análise de Estabilidade de Aterros sob Condições Não Drenadas. *Relatório AT 20/80*. Rio de Janeiro.

SANDRONI, S. S. (2006a). *Obtendo Boas Estimativas de Recalque em Solos Muito Moles: O Caso da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro*. COPPE/UFRJ. Curitiba: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, ABMS.

SANDRONI, S. S. (2006b). Sobre a prática brasileira de projetos geotécnicos de aterros rodoviários em aterros com solos muito moles. *CONGRESSO*

BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA . Curitiba.

SANTOS, C. L. (1997). *Relatório 2500/97-1 - Sondagens especiais para coleta de amostras e ensaios de laboratório*. Rio de Janeiro: Geotécnica S/A.

SAYÃO, A. S. (1980). Ensaio de laboratório na argila mole da escavação experimental de Sarapuí. *Dissertação de Mestrado* . Rio de Janeiro: PUC- RIO.

SKEMPTON, A. (1953). The colloidal activity of clays. International Conference On soil Mechanics and Foundation Engineering. 1 , 57-61.

SPANNENBERG, M. G. (Agosto de 2003). Caracterização geotécnica de um depósito de argila mole da Baixada Fluminense. *Dissertação de Mestrado* . Pontifícia Universidade Católica da Rio de Janeiro.

SPOTTI, A. P. (2006). Aterro Estaqueado Reforçado Instrumentado Sobre Solo Mole. *Tese de Doutorado* . Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

SPOTTI, A. P. (2000). Monitoramento de Aterro Sobre Argila Orgânica Mole com Drenos Verticais. *Dissertação de Mestrado* . Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ.

TAYLOR, D. W. (1942). *Research on Consolidation Clays*. Massachussets Institute of Technology , 147. Dep. Civil Sanitary Eng.

TAYLOR, D. W., & MERCHANT, W. (1940). A Theory of Clay Consolidation Accounting for Secondary Compression. *Journal of Mathematics and Physics* , 19 , 166-185.

TEIXEIRA, C. F., SAYÃO, A. S., & SANDRONI, S. S. (2012). Avaliação da qualidade de corpos de prova de solos muito moles da Barra da Tijuca, Rio de Janeiro. COBRAMSEG 2012.

TERZAGHI, K. (1925). *Erdbaumechanik*. Frans Deuticke, Vienna.

TERZAGHI, K., & FRÖHLICH, O. K. (1936). *Theorie der Setzung von Tonschichten*. Viena, Austria.

VITOR, K. A. (Novembro de 2012). Verificação do desempenho do ensaio de adensamento CRS comparado ao SIC. *Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro, RJ: Universidade do Estado do Rio de Janeiro.

WISSA, A. E.-A. (1971). Consolidation at constant rate of strain. *Journal of the soil mechanics and foundations division*, (pp. 1393-1413).

APÊNDICE A – CÁLCULO DE RECALQUE

A.1-Previsão do recalque primário na Vertical V5:

$$\rho = \frac{H_0}{1 + e_0} \cdot \left\{ C_c \cdot \log \frac{\sigma'_{vf}}{\sigma'_{vm}} + C_r \cdot \log \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v_0}} \right\} \quad (37)$$

i. Sem submersão:

$$\Delta\sigma = 2,45m \times 19 \frac{kN}{m^2} = 46,55 \frac{kN}{m^2} \quad (38)$$

Tabela 26 – Estimativa do recalque total, sem imersão do aterro

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$C_c/(1+e_0)$	$C_s/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	σ'_{v_0} (kN/m ²)	σ'_f (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	46,81	0,37	0,37
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	47,92	0,50	0,87
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	49,98	0,42	1,29
3,00- 3,65	0,65	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	5,18	51,73	0,22	1,51

($\rho = 1,51 m$)

ii. Com submersão - / Grandes Deformações : ($\sigma'_f = \sigma'_{v_0} + \Delta\sigma - \rho \cdot \gamma_{\text{água}}$)
Primeira iteração:

$$\Delta\sigma = (2,45 - 1,51)m \times 19 \frac{kN}{m^2} + 1,51m \times 9 \frac{kN}{m^2} = 31,45 \frac{kN}{m^2} \quad (39)$$

Tabela 27 – Estimativa do recalque total com imersão do aterro, primeira iteração

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$C_c/(1+e_0)$	$C_s/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	σ'_{v_0} (kN/m ²)	σ'_f (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	31,71	0,29	0,29
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	32,82	0,41	0,70
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	34,88	0,35	1,05
3,00- 3,65	0,65	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	5,18	36,63	0,18	1,23

($\rho = 1,23 m$)

Segunda iteração:

$$\Delta\sigma = (2,45 - 1,23)m \times 19 \frac{kN}{m^2} + 1,23m \times 9 \frac{kN}{m^2} = 34,25 \frac{kN}{m^2} \quad (40)$$

Tabela 28 - Estimativa do recalque total com imersão do aterro, segunda iteração

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$Cc/(1+e_0)$	$Cs/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	$\sigma'_{o'}$ (kN/m ²)	$\sigma'_{f'}$ (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	34,51	0,31	0,31
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	35,62	0,43	0,74
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	37,68	0,37	1,11
3,00- 3,65	0,65	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	5,18	39,43	0,19	1,30

$(\rho = 1,30 m)$

Terceira iteração:

$$\Delta\sigma = (2,45 - 1,30)m \times 19 \frac{kN}{m^2} + 1,30m \times 9 \frac{kN}{m^2} = 33,55 \frac{kN}{m^2} \quad (41)$$

Tabela 29 - Estimativa do recalque total com imersão do aterro, terceira iteração

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$Cc/(1+e_0)$	$Cs/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	$\sigma'_{o'}$ (kN/m ²)	$\sigma'_{f'}$ (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	33,81	0,30	0,30
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	34,92	0,43	0,73
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	36,98	0,36	1,09
3,00- 3,65	0,65	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	5,18	38,73	0,19	1,28

$(\rho = 1,28 m)$

A.2- Previsão do recalque primário junto à Placa PL2':

i. Sem submersão:

$$\Delta\sigma = 2,45m \times 19 \frac{kN}{m^2} = 46,55 \frac{kN}{m^2} \quad (42)$$

Tabela 30 – Estimativa do recalque total , sem imersão do aterro

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$Cc/(1+e_0)$	$Cs/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	$\sigma'_{o'}$ (kN/m ²)	$\sigma'_{f'}$ (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	46,81	0,37	0,37
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	47,92	0,50	0,87
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	49,98	0,42	1,29
3,00- 3,20	0,20	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	4,74	51,29	0,07	1,36

$(\rho = 1,36)m$

ii. Com submersão - / Grandes Deformações : $(\sigma'_f = \sigma'_{v_0} + \Delta\sigma - \rho \cdot \gamma_{\text{água}})$
 Primeira iteração:

$$\Delta\sigma = (2,45 - 1,36)m \times 19 \frac{kN}{m^2} + 1,36m \times 9 \frac{kN}{m^2} = 32,95 \frac{kN}{m^2} \quad (43)$$

Tabela 31 - Estimativa do recalque total com imersão do aterro, primeira iteração

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$Cc/(1+e_0)$	$Cs/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	σ'_{v_0} (kN/m ²)	σ'_f (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	33,21	0,30	0,30
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	34,32	0,42	0,72
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	36,38	0,36	1,08
3,00- 3,20	0,20	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	4,74	37,69	0,06	1,14

$$(\rho = 1,14)m$$

Segunda iteração:

$$\Delta\sigma = (2,45 - 1,14)m \times 19 \frac{kN}{m^2} + 1,14m \times 9 \frac{kN}{m^2} = 35,15 \frac{kN}{m^2} \quad (44)$$

Tabela 32 - Estimativa do recalque total com imersão do aterro, segunda iteração

PROFUNDIDADE (m)	ΔH (cm)	γ_{nat} (KN/m ³)	e_0	$Cc/(1+e_0)$	$Cs/(1+e_0)$	σ'_{vm} (kN/m ²)	σ'_{v_0} (kN/m ²)	σ'_f (kN/m ²)	recalque (cm)	
0,0 – 1,00	1,00	10,52	11,77	0,46	0,08	15,0	0,26	35,41	0,31	0,31
1,00- 2,00	1,00	11,71	12,82	0,51	0,10	7,0	1,37	36,52	0,43	0,74
2,00 – 3,00	1,00	12,39	12,15	0,46	0,10	7,0	3,43	38,58	0,37	1,11
3,00- 3,20	0,20	11,12	11,48	0,41	0,10	9,0	4,74	39,89	0,06	1,17

$$(\rho = 1,17)m$$