

# **ALTERAÇÕES DE RUGOSIDADE E ATRITO COM A INJEÇÃO DE SEDIMENTOS EM UM ESCOAMENTO LIVRE**

*Péricles Alves Medeiros<sup>1</sup> & Ademar Cordero<sup>2</sup>*

**RESUMO** – Em um canal de laboratório, o primeiro autor realizou anteriormente ensaios de transporte de sedimentos com fundo plano fixo. Foram utilizados dois tipos de fundo, 5 diâmetros uniformes de areia, 3 declividades e diversas vazões líquidas e sólidas. As capacidades máximas de transporte por arraste foram determinadas bem como seu equacionamento com diversos tipos de funções matemáticas. O presente artigo utiliza alguns dados básicos daquele primeiro trabalho e, tem como objetivo, analisar alguns aspectos hidráulicos que ainda não foram contemplados devido à grande massa de dados obtida. Especificamente, são aqui abordadas as alterações de rugosidade e atrito de escoamentos quando nele se injeta sedimentos. Entre outros detalhes, são discutidos os coeficientes de Manning-Strickler e de Darcy-Weisbach. Os resultados observados no laboratório permitem comparações com outros canais semelhantes.

**ABSTRACT**- In a laboratory channel, the first author carried out sediment transport experiments over plane fixed beds. For the task, two types of bottom, 5 uniform sediment diameters, 3 bed slopes and many flow rates and sediment discharges were utilized. The maximum bedload transport capacities were established as well its equations with many types of mathematical functions. This present work utilized some original basic data of that first work and aims to analyze some still unexplored hydraulic aspects due to the great amount of data collected. Specifically, it was here approached the rugosity and friction changes in flows when sediment loads are injected in it. Among other details, are here discussed the Manning-Strickler and Darcy-Weisbach coefficients. The laboratory observed results allow comparisons with other similar channels.

**Palavras chave:** Hidráulica de canais; rugosidades; fórmulas de resistência.

---

<sup>1</sup> Professor, Depto. Eng. Sanitária e Ambiental , CTC / UFSC; CEP 88040-900; Florianópolis - SC,  
Tel. (48) 37.21.95.97; . FAX (48) 32.34.64.59; [pericles@ens.ufsc.br](mailto:pericles@ens.ufsc.br)

<sup>2</sup> Professor, Depto. Eng. Civil; FURB, Rua Araçatuba, 83; 89030-080- Blumenau – SC; [cordero@furb.br](mailto:cordero@furb.br)

## INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem sua base na tese de doutorado de Medeiros (1993) realizada na Universidad Politécnica de Madrid entre 1989 e 1993. Na época, um extenso programa de ensaios em um canal de fundo fixo foi realizado, determinando-se as capacidades máximas de transporte sólido. Resumidamente foram utilizados: 5 diferentes sedimentos de diâmetro aproximadamente uniforme, dois tipos de rugosidade de fundo, 3 declividades e várias vazões líquidas e sólidas. Os sedimentos utilizados variaram de areias grossas à cascalho miúdo. Considerando todas as variáveis envolvidas, o número total de ensaios chegou à 1104. Em cada bateria de ensaios, fixou-se uma rugosidade de fundo, um tipo de sedimento, uma declividade de fundo e uma descarga sólida constante desse sedimento escolhido. Essa descarga sólida fixa era injetada no escoamento e era transportada, basicamente por arraste, até o fim do canal. A metodologia será detalhada mais adiante mas, resumidamente possuía dois passos: a) uma determinada vazão sólida constante era escolhida e injetada em uma vazão líquida propositalmente de excessiva energia para realizar o transporte sólido; b) nos ensaios seguintes, diminuía-se sucessivamente apenas a vazão líquida e observava-se o comportamento do arraste chegando-se assim, à mínima vazão líquida capaz de transportar aquela descarga sólida fixa escolhida. Dito de outra forma, era obtida, pela via inversa, a capacidade máxima de transporte sólido daquela vazão líquida mínima. Aquele trabalho obteve finalmente diversos tipos de equações de transporte sólido. Como variável representativa da energia disponível do escoamento, utilizou-se 3 parâmetros: a tensão de cisalhamento de fundo, a velocidade média e a potência unitária do escoamento. Esses parâmetros foram adequadamente transformados em números adimensionais para generalizar a aplicações finais das equações. Na verdade, aquele primeiro trabalho, pelo extenso programa de ensaios e os variados desdobramentos, ainda possui muitos dados inexplorados que podem ser desenvolvidos. Assim, o objetivo do presente trabalho é exclusivamente analisar questões hidráulicas sobre atrito e rugosidade referentes àqueles escoamentos.

## EQUIPAMENTO EXPERIMENTAL

O trabalho foi realizado no Laboratório de Hidráulica da Escuela de Caminos, Canales y Puertos da Universidad Politécnica de Madrid, entre 1989 e 1993. O canal utilizado tem uma estrutura metálica bastante reforçada não permitindo qualquer flexão perceptível. A extensão total do aparato tem 8,85 metros mas, o canal propriamente dito, possui 7,50 m. A largura interna é de 0,30 metros e as paredes laterais são de vidro para visualização. A grande maioria das vazões

líquidas situaram-se entre 6 e 24 l/s. A máxima vazão líquida pontual utilizada chegou à 44 l/s. A altura normal máxima foi de 0,13 m mas, em média, ficou próxima de 0,06 m. A relação: extensão do canal / altura normal máxima resultou em 58. Para a altura normal média, a dita relação é de 125. Dessa forma, foi possível admitir movimento permanente uniforme sem erros apreciáveis. Assim, considerou-se a declividade da linha da energia ( $J$ ) igual à declividade do fundo ( $I$ ). Para a viscosidade cinemática ( $v$ ), considerou-se a temperatura da água, no verão, de 20° C (para “Fundo 1”) e , no inverno, 11 °C (para “Fundo 2”). Para ajuste da declividade, existe um parafuso tipo rosca sem fim, manejado por um grande volante. Nos ensaios foram utilizadas 3 declividades de fundo: 0,006; 0,008 e 0,010 m/m. Sobre o fundo do canal metálico, foi construída uma camada de alvenaria coberta por fina argamassa de cimento branco feita com areia  $d = 0,65$  mm, bem alisada (“Fundo 1”, com “ $k$ ” avaliado em aproximadamente 0,30 mm). Assim, foi possível, no final do canal, formar um rebaixo de 0,12 m para que o sedimento ali se depositasse sem assorear o reservatório subterrâneo. Uma segunda rugosidade de fundo foi estabelecida através de colagem de areia de diâmetro uniforme 0,65 mm sobre o fundo (“Fundo 2”, com “ $k$ ” avaliado em aproximadamente 0,65 mm). Essas duas rugosidades absolutas de fundo não são exatas mas sim observadas com uma lente. Além disso, há que se ter presente que as paredes sempre permanecem sendo de vidro. A vazão líquida era obtida por um reservatório elevado de nível constante. Assim, a abertura da válvula de saída permite uma relação bem definida entre carga e vazão. A seguir, um vertedor retangular já calibrado e uma ponta limimétrica com nônio determinam, com erro máximo de 1,5 %, as vazões líquidas. A Figura 1 a seguir, mostra um desenho esquemático do canal.

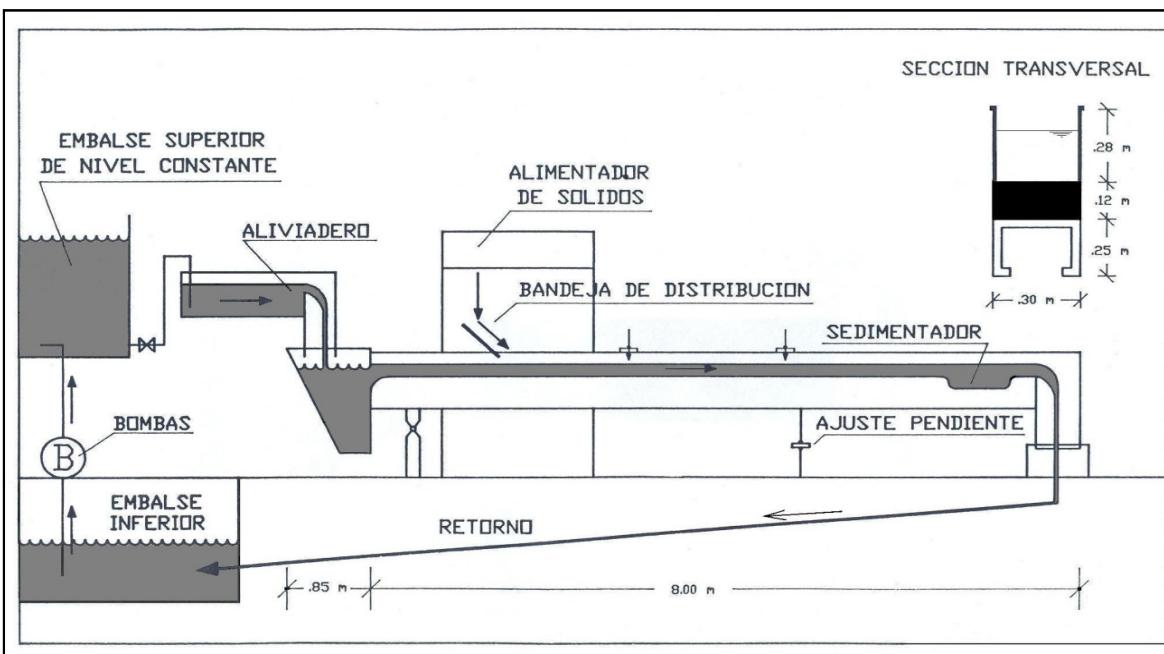


Figura 1 - Canal utilizado.

## METODOLOGIA

Para a determinação da capacidade máxima de transporte sólido de um escoamento líquido, os experimentos de laboratório podem dispor basicamente de duas formas: a) Em um escoamento de vazão líquida constante, injeta-se progressivamente uma vazão crescente de sedimentos secos até o início de deposição. b) Com uma injeção de uma descarga sólida fixa, gradualmente à cada ensaio, diminui-se a vazão líquida que a transporta. Assim, também chega-se, por observação visual, à capacidade máxima de transporte sólido. Aqui, optou-se pelo segundo método. Assim, para a padronização de todos os ensaios, cumpriu-se a seguinte metodologia ordenada por passos:

- a) Escolhe-se um tipo de fundo (1 ou 2), uma declividade de fundo ( $I$ ), um tipo de sedimento (A,B,C,D ou E) e regula-se o citado equipamento de sólidos para uma descarga sólida fixa total na secção ( $G_s$ ) a ser injetada no escoamento.
- b) Através de ensaios prévios, determina-se uma vazão líquida total na secção ( $Q$ ) capaz de, propositalmente, transportar com excessiva energia aquela descarga sólida escolhida.
- c) O experimento começa com a vazão líquida já mencionada que, obviamente transportará com grande facilidade o sedimento. Mede-se: a temperatura da água ( $t$  °C), a altura normal antes e durante o transporte sólido ( $h$ ,  $h_s$ , que são diferentes devido ao volume ocupado pelos grãos), o tempo de avanço da frente de grãos (“Tempo”) até o final do canal (assim tem-se a velocidade média dos grãos,  $V_{mg}$ ) e seu comportamento (a facilidade ou não de se locomover, se alguns grão se depositam ou não, etc.). Para este último parâmetro, se necessita experiência adquirida com muitos ensaios prévios de treinamento.
- d) Progressivamente, à cada novo ensaio, diminui-se apenas a vazão líquida, observando-se todas as variáveis já mencionadas bem como qualquer outro detalhe que possa surgir (por exemplo, com número de Froude ( $F$ ) muito próximo à 1,0 a superfície da água fica completamente instável, inviabilizando o ensaio).
- e) Assim, chega-se inevitavelmente à um ensaio no qual há uma generalizada e irreversível tendência de deposição da grande maioria dos grãos. O ensaio imediatamente anterior é caracterizado como “ensaio crítico”, definidor de máxima capacidade de transporte sólido.
- f) Através de um adequado programa, varia-se: a declividade, o tipo de fundo, o tipo de sedimento, descarga sólida e vazões líquidas precedentes ao “ensaio crítico”.

## DADOS BÁSICOS

O sedimento bruto necessário para os ensaios foi retirado das margens do rio Manzanares, afluente do rio Jarama, no município de San Martin de la Vega, à sudeste de Madrid, Espanha. O volume total de sedimento bruto foi de 5 m<sup>3</sup>. Para aquele trabalho separou-se inicialmente, por peneiramento, 8 diâmetros aproximadamente uniformes de sedimento. As correspondentes 8 curvas granulométricas individuais nem puderam ser devidamente desenhadas visto que eram praticamente retas verticais. Posteriormente, optou-se por trabalhar apenas com 5 daqueles diâmetros uniformes (ver Tabela 1, a seguir). Os de diâmetro superior, pelo seu peso, ficavam quase sempre depositados no ponto de injeção pois o sistema hidráulico disponível não fornecia vazão suficiente para o arraste. Os de menor diâmetro, entravam em suspensão e foram eliminados pois optou-se por trabalhar apenas com arraste de fundo, uniformizando assim a modalidade de transporte da totalidade dos ensaios. Pelo visto na metodologia, percebe-se que para se atingir um ensaio crítico (com capacidade máxima de transporte sólido), há que se passar obrigatoriamente por todos os ensaios anteriores. Como já foi dito antes, o número total de ensaios daquela tese foi de 1104 logo, a média geral de ensaios necessários para se chegar a um ensaio crítico foi de 7,36 ensaios. No presente trabalho, somente são recuperados os dados básicos dos 150 ensaios críticos e estão apresentados na Tabela 2 mais adiante. Nessa tabela, “bateria” de ensaios significa um conjunto de vazões decrescentes até se chegar na “vazão crítica” que tem a máxima capacidade de transporte sólido. Muitas vezes, para confirmação, a bateria de testes continuava a decrescer, mesmo já tendo atingido o ponto “crítico”. Ou seja, chegava-se a escoamentos claramente sem capacidade de transportar a vazão sólida pré-estabelecida injetada. Dessa forma, tinha-se certeza de quais vazões estavam acima e quais abaixo da dita capacidade. Ainda na mesma Tabela 2, são apresentadas as alturas normais (movimento praticamente permanente uniforme) tanto antes (h) como durante (h<sub>s</sub>) a injeção de sedimentos, o tempo (“Tempo”) do avanço da frente de sedimentos até o fim do canal. As vazões sólidas (Kgf/s) e líquidas (m<sup>3</sup>/s) são as totais na secção transversal.

Tabela 1 – Sedimentos utilizados.

Sedim.	Diâmetro uniforme (mm)	Classificação	Esfericidade	Peso específico Kgf/m <sup>3</sup>
A	2,84	cascalho fino	Sub-angular a sub-rolado	2610
B	2,10	cascalho fino	Sub-angular a sub-rolado	2610
C	1,42	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610
D	1,02	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610
E	0,65	areia grossa	Sub-angular a sub-rolado	2610

Tabela 2 - Dados básicos somente dos ensaios críticos.

Bateria	Fundo	Sedim	Decliv m/m	Vazão sól. Kgf/s	Vazão m <sup>3</sup> /s	Altura h	Altura hs	Tempo seg.
1	1	A	0,006	0,01007	0,0015	0,0115	0,0145	15,87
2	1	A	0,006	0,0155	0,0025	0,0154	0,0189	12,92
3	1	A	0,006	0,04857	0,009	0,036	0,0385	8,3
4	1	A	0,006	0,05838	0,0105	0,04	0,0445	7,98
5	1	A	0,006	0,07595	0,014	0,0496	0,053	7,46
6	1	A	0,008	0,00775	0,0015	0,0112	0,0135	13,7
7	1	A	0,008	0,05606	0,006	0,0252	0,0272	7,66
8	1	A	0,008	0,07672	0,0085	0,0318	0,0363	7,46
9	1	A	0,008	0,08912	0,01	0,0356	0,0374	7,26
10	1	A	0,008	0,11031	0,013	0,0438	0,0484	7,07
11	1	A	0,01	0,01188	0,0015	0,0099	0,0119	11,76
12	1	A	0,01	0,04857	0,004	0,0177	0,0207	8,82
13	1	A	0,01	0,05735	0,0045	0,019	0,0225	8,75
14	1	A	0,01	0,07672	0,006	0,0235	0,027	8,5
15	1	A	0,01	0,11031	0,008	0,0284	0,0314	6,35
16	1	B	0,006	0,00646	0,002	0,0122	0,0142	14,4
17	1	B	0,006	0,01749	0,0035	0,0182	0,0222	11,38
18	1	B	0,006	0,0288	0,006	0,0272	0,0287	9,08
19	1	B	0,006	0,0681	0,013	0,0468	0,05	7,12
20	1	B	0,006	0,09555	0,018	0,0602	0,0642	6,67
21	1	B	0,008	0,01749	0,002	0,0127	0,0147	11,47
22	1	B	0,008	0,0288	0,0035	0,0176	0,0191	9,8
23	1	B	0,008	0,05652	0,008	0,0307	0,0332	7,48
24	1	B	0,008	0,0681	0,0105	0,037	0,039	6,95
25	1	B	0,008	0,08802	0,014	0,0452	0,0477	6,43
26	1	B	0,01	0,00834	0,0015	0,0097	0,0127	11,02
27	1	B	0,01	0,0288	0,002	0,0117	0,0147	9,97
28	1	B	0,01	0,05652	0,005	0,0212	0,0237	7,75
29	1	B	0,01	0,0681	0,0065	0,0248	0,0276	7,23
30	1	B	0,01	0,08802	0,0085	0,0295	0,033	6,93
31	1	C	0,006	0,01088	0,0035	0,019	0,021	14,01
32	1	C	0,006	0,02825	0,0075	0,0316	0,0338	8,49
33	1	C	0,006	0,05209	0,012	0,044	0,0465	7,61
34	1	C	0,006	0,07179	0,018	0,0593	0,0628	6,73
35	1	C	0,006	0,09148	0,023	0,071	0,0755	6,23
36	1	C	0,008	0,01088	0,0015	0,0112	0,013	12,6
37	1	C	0,008	0,02514	0,0035	0,0176	0,0196	9,98
38	1	C	0,008	0,02825	0,004	0,0189	0,0204	9,44
39	1	C	0,008	0,05209	0,009	0,0329	0,0354	7,13
40	1	C	0,008	0,07179	0,011	0,0385	0,0415	6,8
41	1	C	0,01	0,01088	0,001	0,0081	0,0101	12
42	1	C	0,01	0,02825	0,0025	0,0133	0,0163	10,67
43	1	C	0,01	0,07179	0,0085	0,0299	0,0324	6,45
44	1	C	0,01	0,09148	0,012	0,0392	0,0412	6,32
45	1	C	0,01	0,0977	0,013	0,0415	0,044	6,27

Tabela 2 - Dados básicos somente dos ensaios críticos.

46	1	D	0,006	0,00565	0,0015	0,0112	0,0142	16,11
47	1	D	0,006	0,01668	0,0035	0,0193	0,0218	11,5
48	1	D	0,006	0,03003	0,007	0,0298	0,0328	9,09
49	1	D	0,006	0,04723	0,0115	0,042	0,0445	8,07
50	1	D	0,006	0,07443	0,0175	0,0584	0,0624	7,06
51	1	D	0,008	0,01668	0,0025	0,0146	0,0176	12,84
52	1	D	0,008	0,03388	0,0055	0,0235	0,0255	8,64
53	1	D	0,008	0,04723	0,0095	0,0345	0,0376	7,86
54	1	D	0,008	0,07443	0,014	0,0473	0,0493	6,22
55	1	D	0,008	0,0943	0,018	0,0566	0,0591	6,27
56	1	D	0,01	0,01129	0,0015	0,0095	0,011	11,64
57	1	D	0,01	0,02515	0,003	0,0148	0,0165	9,93
58	1	D	0,01	0,03388	0,0045	0,0192	0,0212	8,23
59	1	D	0,01	0,07443	0,0105	0,0351	0,0376	6,49
60	1	D	0,01	0,09343	0,015	0,0466	0,0491	5,66
61	1	E	0,006	0,01222	0,0035	0,0185	0,0215	13,91
62	1	E	0,006	0,02645	0,006	0,0269	0,0299	11,14
63	1	E	0,006	0,03243	0,008	0,0328	0,0348	8,58
64	1	E	0,006	0,0494	0,012	0,0445	0,048	7,93
65	1	E	0,006	0,07834	0,0195	0,0636	0,0656	6,57
66	1	E	0,008	0,01222	0,0025	0,0149	0,0174	13,3
67	1	E	0,008	0,01821	0,0035	0,0176	0,0195	10,96
68	1	E	0,008	0,03218	0,0055	0,0233	0,0252	8,82
69	1	E	0,008	0,0494	0,008	0,0305	0,033	8,63
70	1	E	0,008	0,09805	0,014	0,0465	0,0485	6,43
71	1	E	0,01	0,01222	0,002	0,0108	0,0138	13,23
72	1	E	0,01	0,03218	0,005	0,0206	0,0226	8,11
73	1	E	0,01	0,0494	0,007	0,0263	0,0278	6,99
74	1	E	0,01	0,07834	0,0085	0,03	0,033	6,79
75	1	E	0,01	0,09805	0,013	0,0422	0,0442	6,56
1	2	A	0,006	0,01307	0,0045	0,026	0,0283	13,4
2	2	A	0,006	0,045	0,019	0,0706	0,0732	9,3
3	2	A	0,006	0,05606	0,023	0,0801	0,0817	8
4	2	A	0,006	0,07672	0,03	0,0954	0,0994	7,83
5	2	A	0,006	0,11031	0,0425	0,12	0,125	6
6	2	A	0,008	0,01149	0,0025	0,0168	0,0183	12,8
7	2	A	0,008	0,035	0,009	0,038	0,0406	10,15
8	2	A	0,008	0,05606	0,0155	0,0557	0,0583	7,65
9	2	A	0,008	0,07492	0,0225	0,0725	0,0764	6,9
10	2	A	0,008	0,11031	0,03	0,0883	0,0949	6,65
11	2	A	0,01	0,01307	0,002	0,0135	0,0157	13,8
12	2	A	0,01	0,045	0,006	0,0276	0,0295	9,8
13	2	A	0,01	0,05606	0,009	0,0358	0,0385	8,25
14	2	A	0,01	0,07492	0,015	0,051	0,0533	7,15
15	2	A	0,01	0,11031	0,022	0,0676	0,0705	6,25

**Tabela 2 - Dados básicos somente dos ensaios críticos.**

16	2	B	0,006	0,01284	0,0065	0,0334	0,0344	14,05
17	2	B	0,006	0,02611	0,015	0,0593	0,061	10,1
18	2	B	0,006	0,05652	0,027	0,0892	0,0922	8,85
19	2	B	0,006	0,08802	0,036	0,1069	0,1119	6,8
20	2	B	0,006	0,09609	0,039	0,113	0,1176	6,2
21	2	B	0,008	0,01491	0,0025	0,0182	0,0195	14,6
22	2	B	0,008	0,02611	0,0065	0,0307	0,0327	10,65
23	2	B	0,008	0,04356	0,015	0,0536	0,0562	8
24	2	B	0,008	0,0681	0,022	0,0719	0,0751	6,95
25	2	B	0,008	0,12705	0,034	0,0969	0,1015	6,25
26	2	B	0,01	0,01284	0,002	0,0151	0,0162	13,5
27	2	B	0,01	0,02611	0,004	0,0203	0,0228	11,28
28	2	B	0,01	0,04356	0,0085	0,0349	0,0371	9,4
29	2	B	0,01	0,0681	0,015	0,0517	0,054	7,15
30	2	B	0,01	0,09609	0,02	0,0634	0,067	7,15
31	2	C	0,006	0,01088	0,005	0,0281	0,0293	15,6
32	2	C	0,006	0,02514	0,018	0,0666	0,0682	9,8
33	2	C	0,006	0,04344	0,024	0,083	0,085	8,8
34	2	C	0,006	0,07179	0,0315	0,0988	0,102	7,9
35	2	C	0,006	0,10833	0,0415	0,1182	0,1231	6,6
36	2	C	0,008	0,01088	0,0025	0,018	0,0189	15,7
37	2	C	0,008	0,02514	0,01	0,0412	0,0424	10,1
38	2	C	0,008	0,04344	0,018	0,0616	0,0648	7,8
39	2	C	0,008	0,07179	0,024	0,0754	0,0786	7,3
40	2	C	0,008	0,10833	0,031	0,0888	0,0946	6,5
41	2	C	0,01	0,01581	0,0035	0,0197	0,0206	13
42	2	C	0,01	0,02799	0,0075	0,0317	0,0323	9,6
43	2	C	0,01	0,05209	0,015	0,0516	0,0531	7,9
44	2	C	0,01	0,09148	0,023	0,0693	0,0718	6,35
45	2	C	0,01	0,0977	0,024	0,0718	0,0744	6,2
46	2	D	0,006	0,01129	0,006	0,0317	0,0332	12,8
47	2	D	0,006	0,02515	0,017	0,0646	0,0666	9,8
48	2	D	0,006	0,03687	0,022	0,078	0,0803	9,3
49	2	D	0,006	0,09343	0,0365	0,109	0,1135	6,3
50	2	D	0,006	0,1078	0,0385	0,113	0,1173	6,1
51	2	D	0,008	0,01668	0,005	0,0257	0,0271	12,65
52	2	D	0,008	0,03003	0,011	0,0436	0,0454	10,4
53	2	D	0,008	0,04723	0,019	0,0653	0,0672	8,25
54	2	D	0,008	0,07443	0,0225	0,0737	0,0767	7,95
55	2	D	0,008	0,12654	0,03	0,0893	0,0922	7,2
56	2	D	0,01	0,01668	0,0035	0,0192	0,0204	13,25
57	2	D	0,01	0,03687	0,0095	0,0369	0,039	9,4
58	2	D	0,01	0,07443	0,0195	0,0632	0,0648	8,15
59	2	D	0,01	0,09343	0,022	0,0688	0,0714	7,5
60	2	D	0,01	0,13885	0,025	0,0752	0,0786	7,7

Tabela 2 - Dados básicos somente dos ensaios críticos.

61	2	E	0,006	0,01821	0,01	0,045	0,0463	16,95
62	2	E	0,006	0,03243	0,016	0,0618	0,0643	11,9
63	2	E	0,006	0,0494	0,0225	0,0798	0,0816	9,3
64	2	E	0,006	0,09805	0,029	0,0934	0,096	8,95
65	2	E	0,006	0,12675	0,03	0,0958	0,0981	8,55
66	2	E	0,008	0,01821	0,007	0,0331	0,0347	14,55
67	2	E	0,008	0,0494	0,0135	0,0509	0,0531	9,25
68	2	E	0,008	0,07834	0,018	0,0624	0,0643	8,05
69	2	E	0,008	0,11178	0,021	0,0712	0,0724	7,8
70	2	E	0,008	0,14172	0,0225	0,0742	0,0768	7,7
71	2	E	0,01	0,01222	0,0025	0,0155	0,0163	12,95
72	2	E	0,01	0,03243	0,006	0,0274	0,0285	10,25
73	2	E	0,01	0,07834	0,0115	0,0418	0,0438	7,75
74	2	E	0,01	0,11178	0,014	0,0492	0,0516	7,6
75	2	E	0,01	0,14172	0,0155	0,0532	0,055	8

## RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para deixar bem claro, todos os ítems precedentes (inclusive as Tabelas 1 e 2) apenas recuperaram alguns dados e informações básicas da citada tese. Só a partir desse momento, com as análises que serão desenvolvidas, é que o presente trabalho se inicia. À primeira vista, pode parecer um certo exagero de informações prévias mas, sem elas, o presente trabalho ficaria frágil pois não teria nenhuma base para a verificação dos cálculos nem a compreensão de certos detalhes. Assim, para uma razoável análise de questões referentes à rugosidade e atrito (resistência do canal), serão utilizados os seguintes parâmetros:

- Coeficiente de Manning-Strickler
- Resistência do escoamento e rugosidades
- Fator de atrito de Darcy-Weisbach

As questões acima são, pela ordem, comentadas a seguir :

## COEFICIENTE DE MANNING-STRICKLER

As amplamente conhecidas e divulgadas fórmulas de resistência de Manning e Gauckler-Strickler estão longe de serem exatas. Isso é devido às várias tentativas de se representar direta ou indiretamente o tão difícil atrito de um canal na natureza. No caso, representado pelo valor de um simples coeficiente. Mesmo assim, dá para arriscar que 99 % dos pesquisadores, mesmo com críticas, utilizam essas fórmulas que estão apresentadas à seguir:

$$n = (1/Q) \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (1)$$

$$n_s = (1/Q_s) \cdot A_s \cdot R_s^{2/3} \cdot J^{1/2} \quad (2)$$

onde:  $n$  = coeficiente de Manning ( $s / m^{1/3}$ );  $Q$  = vazão total na secção ( $m^3/s$ );  $A$  = área molhada ( $m^2$ );  $R = A/P$  raio hidráulico (m);  $J$  = declividade da linha de energia, neste caso, igual a:  $I$  = declividade do fundo ( $m/m$ ). [OBS: O sub-índice “ $s$ ” significa durante a injeção de sedimentos no escoamento].

Para o caso presente, as Figuras 2 e 3 mostram os referidos coeficientes “ $n$ ” e “ $n_s$ ” realmente observados nos ensaios. Através dessas figuras, percebe-se que nos escoamentos sem sedimentos, o valor de  $n$  é sempre menor do que quando há transporte sólido ( $n_s$ ), o que confirma o esperado pois o atrito do primeiro caso é bem menor por não existirem grãos rolando sobre o fundo. Além disso, o valor de  $n$  é um pouco mais estável. Segundo Chow (1973), o valor desse parâmetro para o vidro é normalmente próximo à 0,010 mas chegando à um mínimo de 0,009. O material plástico lucite poderia chegar à um mínimo de  $n = 0,008$ . Os resultados das citadas Figuras 2 e 3 apresentam, para água sem sedimentos, o valor médio geral de  $n$ , de 0,00885 (Fundo 1, com  $k = 0,30$  mm) e 0,01138 (Fundo 2 com  $k = 0,65$  mm). Para escoamentos com transporte de sedimentos, “ $n_s$ ” atingiu, em média, de 0,01051 (Fundo 1) e 0,01218 (Fundo 2). Estes 4 últimos valores são um pouco inferiores aos da literatura. Para os escoamentos de água limpa esperava-se um valor um pouco mais elevado devido o fundo ser de cimento alisado ou de areia 0,65 mm colada ao fundo. Porém, para os escoamentos com transporte de sedimentos, parte do perímetro molhado (em média, em torno de 24 %) eram referentes ao vidro das paredes, rugosidade extremamente baixa. Assim, justifica-se esses últimos resultados ( $n_s$ ) um tanto baixos.

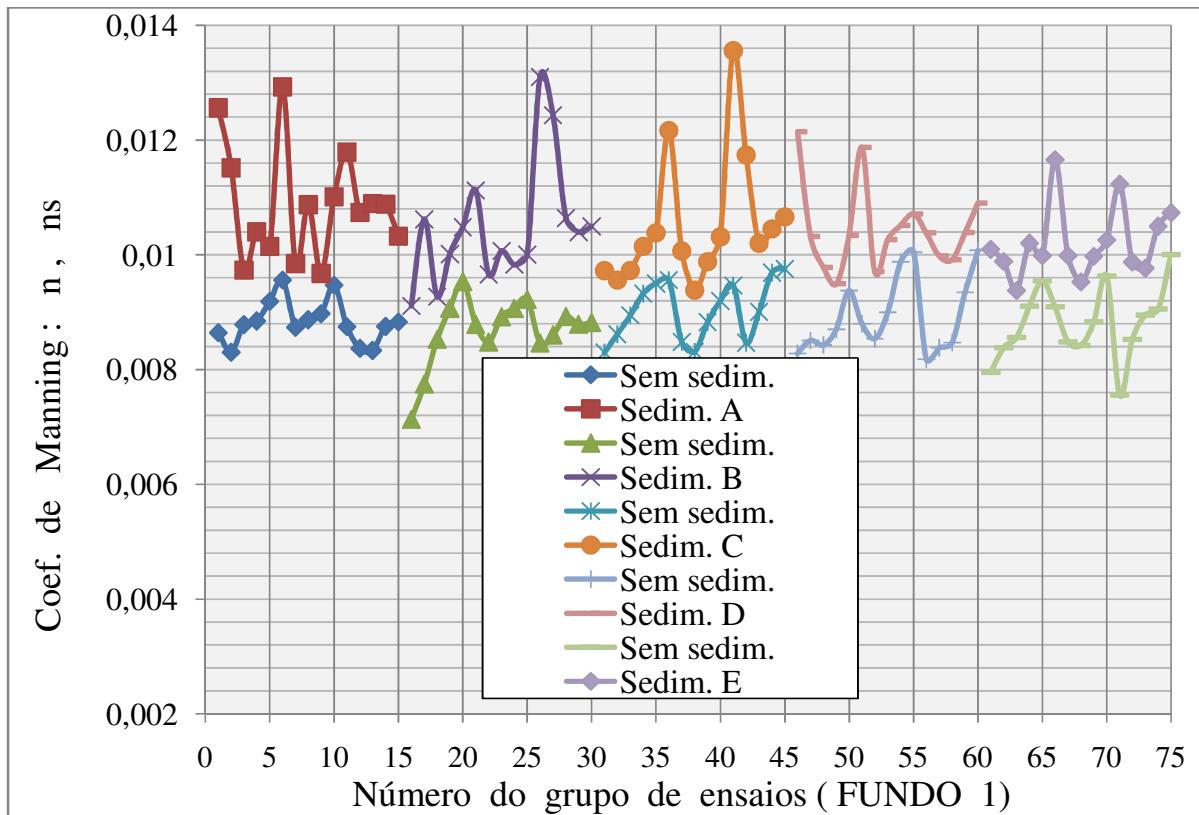


Figura 2 - Coeficientes de Manning observados no Fundo 1 ( $k = 0,30\text{mm}$ ).

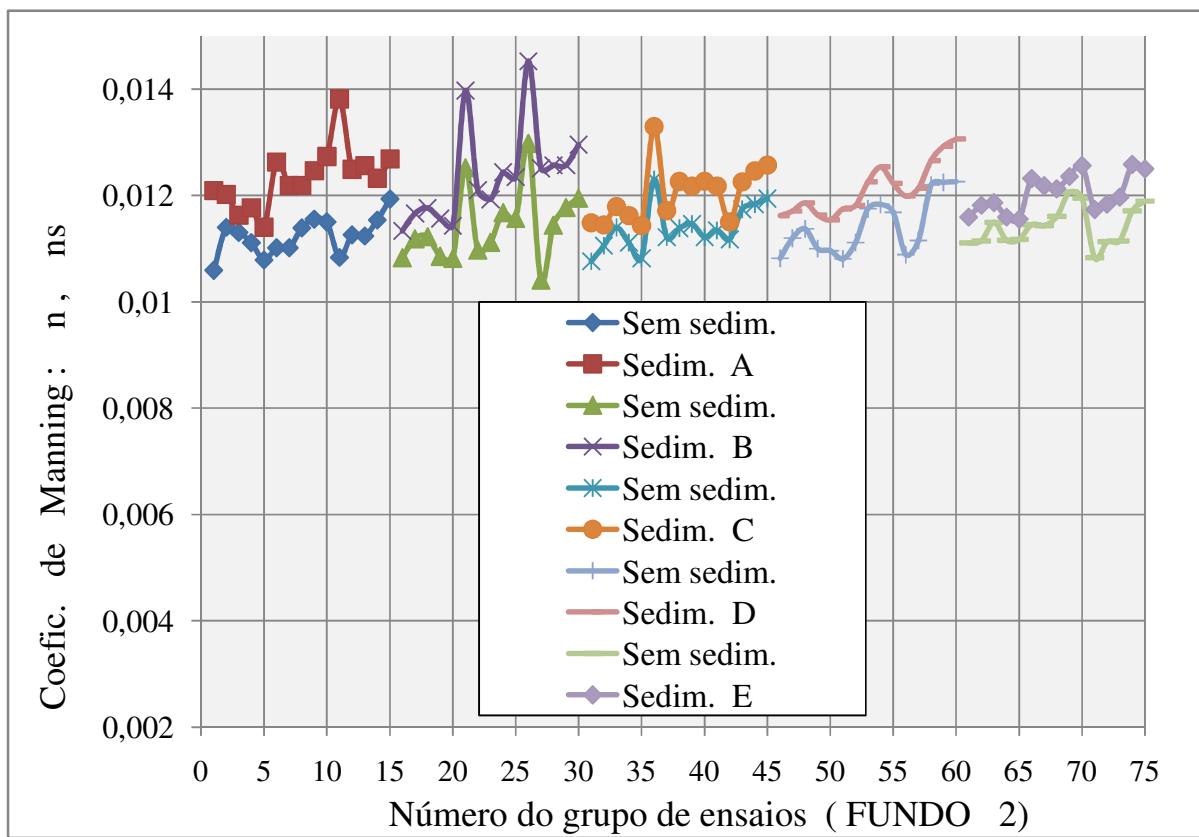


Figura 3 - Coeficientes de Manning observados no Fundo 2 ( $k = 0,65\text{mm}$ ).

## RESISTÊNCIA DO ESCOAMENTO E RUGOSIDADES

Neste ítem, percebe-se que, na verdade, existem vários tipos de rugosidades pois há uma interação complexa entre as aspereza próprias do próprio fundo (com ou sem sedimentos), bem como um tipo de, digamos, rugosidade móvel dos grãos arrastados. Além disso, existe uma porcentagem de perímetro molhado com a rugosidade mínima possível que é a do vidro das paredes. Uma tentativa de descrever com uma simples altura a “resistência” de um canal com fundo plano arenoso é descrito pela literatura em geral como:

$$n_s \approx d^{1/6} / C \quad (3)$$

Onde:  $n_s$  = coeficiente de Manning;  $d = d_{90}$  = diâmetro do grão, no caso presente, uniforme.  $C$  = coeficiente empírico que pode variar em termos aproximados, de 20 a 35, dependendo das reais condições do escoamento e granulometria do fundo. Chow (1973) explica que, de fato, o valor de “ $n$ ” ou “ $n_s$ ” pode ser expresso através da seguinte função:

$$n = \Phi(R/k) \cdot k^{1/6} \quad (4)$$

Sendo “ $R$ ” o raio hidráulico e “ $k$ ” = rugosidade absoluta do fundo, tomada aqui, como valor do diâmetro aproximadamente uniforme do grão ( $d$ ). Chow ainda mostra que, nos casos reais, a variação da função  $\Phi(R/k)$  é pequena. Segundo Strickler (1923), o valor médio da função  $\Phi(R/k)$  é próximo à 0,0342 ou seja,  $C \approx 29,24$ . Note-se que o coeficiente de rugosidade deste último autor é  $K$  que pode ser considerado aproximadamente igual à  $1/n$ . A Tabela 3 apresenta um resumo de resultados dos valores de  $n$  tanto observados como calculados pela equação (3), com esse último valor de  $C$ . Para o Fundo 1, os resultados calculados se apresentaram, média, 9,4 % superiores aos de “ $n_s$ ” medidos (observados) nos ensaios (Tabela 2). A explicação é que a equação (3) não prevê que entre 2 grãos exista um espaço com fundo (com  $k = 0,30$  mm) de rugosidade menor que a do grão. Tampouco prevê que exista 24 % (em média) de perímetro molhado com  $k$  do vidro (extremamente inferior ao de qualquer grão) como o acontecido nos ensaios da Tabela 2. Quanto ao Fundo 2, os valores de  $n_s$  da equação (3) se apresentaram, em média, 5,6 % inferiores, portanto ocorreu o inverso. Uma primeira interpretação sugere um olhar atento aos tamanhos relativos (em escala) entre grão e rugosidade do fundo. Pode-se perceber que, no Fundo 2, os grãos têm mais dificuldade de rolarem sobre um fundo tão áspero. Nesse caso, em média, o valor da rugosidade de fundo é 52,7 % do diâmetro do grão ( $k/d = 0,527$ ). Ou seja, praticamente a metade do

grão fica “escondida”. Em alguns casos, o rolamento fica quase impossível pois o grão praticamente fica como que “entravado”, preso na aspereza do fundo (ver sedim. E, fundo 2, com k/d =1,00). Nestes casos, o grão só pode superar esse “obstáculo” se for transportando não por arraste mas por pequenas suspensões. Talvez essa dinâmica global force o escoamento a gastar maior energia. Então possivelmente, neste último fundo, o coeficiente  $n_s$  observado acabe sendo maior do que o esperado, a velocidade média do fluxo seja um pouco menor e, a altura do escoamento, um pouco maior. Assim, não há conflito na equação da continuidade.

Tabela 3 - Coeficientes de rugosidade .

Fundo	Sedim.	d (mm)	<b>n</b> (observado)	<b>n<sub>s</sub></b> (observado)	<b>n<sub>s</sub> =</b> [d <sup>1/6</sup> / 29,24] (calculado)
1	A	2,84	0,00882	0,01089	0,01287
1	B	2,10	0,00867	0,01048	0,01224
1	C	1,42	0,00903	0,01053	0,01147
1	D	1,02	0,00893	0,01045	0,01085
1	E	0,65	0,00880	0,01020	0,01007
		Média:	0,00885	0,01051	0,01150
2	A	2,84	0,01123	0,01234	0,01287
2	B	2,10	0,01142	0,01238	0,01224
2	C	1,42	0,01139	0,01203	0,01147
2	D	1,02	0,01142	0,01212	0,01085
2	E	0,65	0,01142	0,01204	0,01007
		Média:	0,01138	0,01218	0,01150

## FATOR DE ATRITO DE DARCY-WEISBACH

A discussão passa agora ao bem conhecido fator de atrito de Darcy-Weisbach. É oportuno lembrar que este parâmetro foi idealizado e pensado para condutos forçados de diâmetro D constante. Para canais de secção retangular, usualmente se aplica as seguintes expressões:

$$f = [ 2,11896 \cdot h^3 \cdot J ] / [ Q^2 \cdot (0,3+2 \cdot h) ] \quad (5)$$

$$f_s = [ 2,11896 \cdot h_s^3 \cdot J ] / [ Q^2 \cdot (0,3+2 \cdot h_s) ] \quad (6)$$

onde:  $f$ ,  $f_s$  = fator de atrito de Darcy-Weisbach antes e durante da injeção de sedimentos;  $h$ ,  $h_s$  = altura normal (sempre com M.P.U.) antes e durante a injeção de sedimentos;  $J$  = declividade da linha de energia = declividade do fundo;  $Q$  = vazão total na secção ( $m^3/s$ ): em cada ensaio, é igual antes e durante a injeção de sedimentos. [OBS: Aqui, substituiu-se na fórmula original de Darcy-Weisbach para secção circular, o diâmetro virtual ( $D$ ) por 4 raios hidráulicos ( $R$ ). O sub-índice “s” significa durante a injeção de sedimentos no escoamento. Quanto à altura normal, observou-se que, ao se injetar sedimentos num escoamento previamente estabelecido, essa altura aumenta na faixa de 3 à 31 % (Fundo 1) e, de 2 à 16 % (Fundo 2) devido ao volume ocupado pelos grãos, bem como aumento do coeficiente de Manning que, por sua vez, provoca diminuição da velocidade média e aumento da citada altura.]

É oportuno aqui mostrar que, igualando-se as velocidades médias nas as equações (1) e (5) pode-se chegar às equações (7) e (8) à seguir:

$$f = (8 g n^2) / R^{1/3} \quad (7)$$

que, escrita de outra, forma fica:

$$n = R^{1/6} \cdot (f / 8g)^{1/2} \quad (8)$$

Assim, percebe-se a relação existente entre o fator de atrito e o conhecido coeficiente de Manning. As Figuras 4 e 5 à seguir, mostram os valores dos fatores de atrito observados. A primeira discussão é que, nos escoamentos com sedimento, o valor de  $f_s$  tem maior dispersão. Já, para escoamentos de água limpa a dispersão é bem menor. A interpretação é que a dinâmica do movimento dos grãos acaba tornando a variável  $f_s$  bem mais sensível pois retrata um atrito mais complexo. Além disso, como já é sabido e amplamente divulgado, o clássico diagrama de Stanton segundo Moody (não mostrado neste trabalho) apresenta o fator de atrito em função do número de Reynolds, com um decaimento exponencial no sentido crescente das abcissas (da esquerda para a direita). Assim, nas menores velocidades de escoamento, o valor de  $f$  tem que ser realmente maior. Além disso, no citado diagrama de Stanton, a convexidade dessa curva é para cima e tem maior curvatura justamente nos menores números de Reynolds (pequenas velocidades). Em outras palavras, para as pequenas vazões líquidas ensaiadas o valor de  $f$  cresce muito. Observar os dados básicos de cada ensaio na Tabela 2 já apresentada. Assim, por essas razões, aparecem os “picos” nas citadas Figuras 4 e 5.

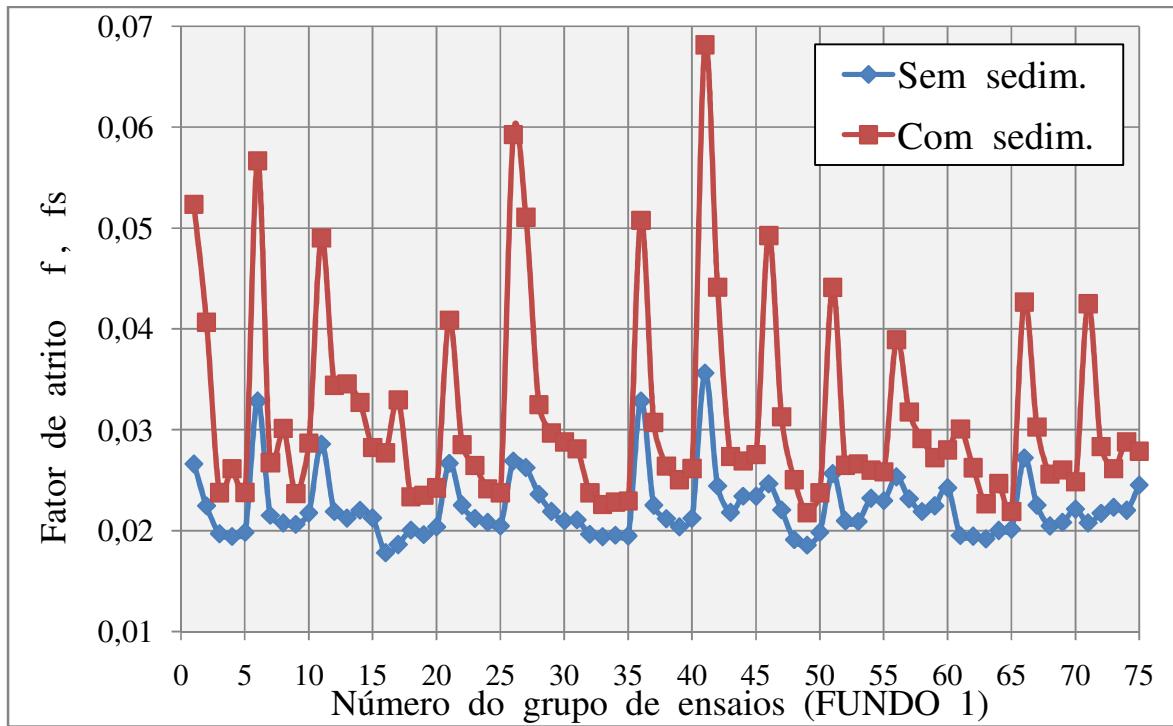


Figura 4 – Fatores de atrito  $f$ ,  $f_s$  - Fundo 1

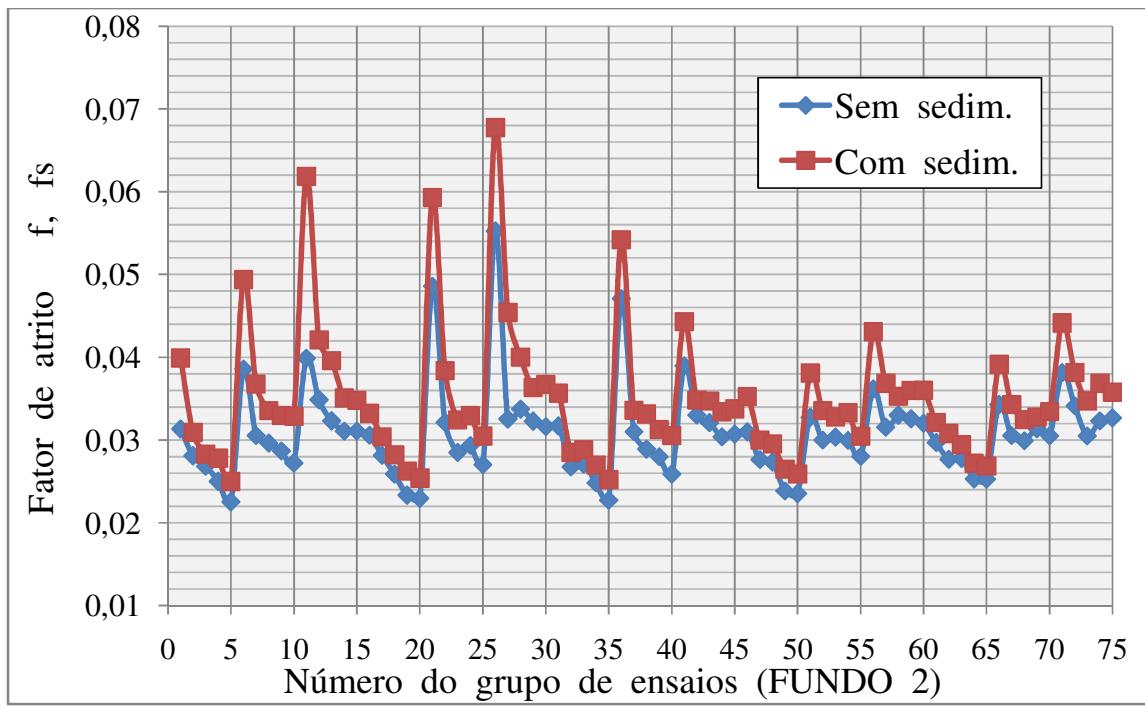


Figura 5 – Fatores de atrito  $f$ ,  $f_s$  - Fundo 2

## **CONCLUSÃO**

No presente artigo foi realizada uma discussão sobre o comportamento da resistência de um canal de laboratório. No caso presente, utilizou-se os coeficientes de Manning tanto observados como calculados por uma função do diâmetro do sedimento. Também o fator de atrito de Darcy-Weisbach foi analisado. Assim, a questão do atrito foi abordada e seus resultados permitem comparações com outros casos semelhantes.

## **BIBLIOGRAFIA**

BORDAS, M. P. ; BORGES, A. L. O. ; MEDEIROS, P. A. (1988). “*Puissance Hydraulique et Dépôt de Sediments en Eaux Courantes*”. In: *Sediment Budgets*, , Porto Alegre. *Sediment Budgets*. Wallingford : IAHS Publication, 1988. v. Único.

BORDAS, M. P. ; MEDEIROS, P. A. (1987). “*A Influência da Rugosidade de Fundo de um Canal Fixo Sobre a Formação de Depósitos de Areia*”. In: VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos, 1987, Salvador. *VII Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos*. São Paulo : Associação Brasileira de Recursos Hídricos,, v. Único.

CHOW, V. T. (1973). *Open - Channel Hydraulics*. McGraw-Hill International Editions, Singapore, 680p.

MEDEIROS, P.A. (1993). *Analisis experimental de la Capacidad de Transporte de Sedimentos en Cauces con Fondo Fijo*. Tesis Doctoral, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 490 p.

OTA,J.J. ; NALLURI, C. ; DETTMER, P.H.C. ; MEDEIROS, P. A. (2003) . “*Transporte de Sedimentos sobre Leitos Planos Fixos*”. In: XV Simposio Brasileiro de Recursos Hidricos, 2003, Curitiba. XV Simposio ABRH/Anais. Sao Paulo. v. 01.

STRICKLER,A.(1923). “*Beiträge zur Frage der Geschwindigkeits formel und der Rauhigkeitszahlen für Ströme, Kanale und geschlossene Leitungen*”. Mitteilungen des Eidgenössischen Amtes für Wasserwirtschaft. No. 16, Bern, Switzerland.