



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

WANDERSON DA SILVA MACEDO

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM
MATERIAIS GRANULARES

Palmas - TO

2016



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

WANDERSON DA SILVA MACEDO

AValiação EXPERIMENTAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM
MATERIAIS GRANULARES

Projeto de Pesquisa elaborado e apresentado como requisito parcial para aprovação na disciplina de Trabalho de Conclusão de Curso II (TCC II) do curso de bacharel em Engenharia Civil pelo Centro Universitário Luterano de Palmas (CEULP/ULBRA).

Orientador: Prof. M.Sc. Elizabeth Hernández

Palmas – TO

2016



CENTRO UNIVERSITÁRIO LUTERANO DE PALMAS

COMUNIDADE EVANGÉLICA LUTERANA "SÃO PAULO"
Recredenciado pela Portaria Ministerial nº 3.607 - D.O.U. nº 202 de 20/10/2005

Wanderson da Silva Macedo

AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS EM MATERIAIS GRANULARES

Projeto apresentado como requisito parcial da disciplina Trabalho de Conclusão do Curso (TCC), do curso de Engenharia Civil, orientado pela professora Elizabeth Hernández Zubeldia.

Aprovada em junho de 2016.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Elizabeth Hernández Zubeldia

Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. Reginaldo Naves

Centro Universitário Luterano de Palmas

Prof. Jacqueline Henrique

Centro Universitário Luterano de Palmas

Palmas – TO

2016

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	7
1.1 OBJETIVOS	8
1.1.1 Objetivos Gerais	8
1.1.2 Objetivos Específicos	8
1.2 JUSTIFICATIVA	9
1.3 PROBLEMA	9
2 REFERENCIAL TEÓRICO	10
2.1 CARACTERIZAÇÃO DA EROSIÃO	10
2.1.1 Métodos Diretos para Medição de Erosão	12
2.1.2 Métodos Indiretos para Medição de Erosão	12
2.2 SEDIMENTAÇÃO	12
2.2.1 Classificação do Transporte de Sedimentos	14
2.2.2 Rolamento	15
2.2.3 Deslizamento	15
2.2.4 Saltação	15
2.2.5 Suspensão	16
2.2.6 Turbidez	16
2.3 PARÂMETROS PARA CÁLCULO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS	16
2.3.1 Dimensão Geométrica	16
2.3.2 Forma do Sedimento	17
2.3.3 Velocidade de Sedimentação	17
2.3.4 Peso Específico e Massa Específica	17
2.4 IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE TRANSPORTE	18
2.4.1 Modelo Proposto por RAUDKIVI	18
2.5 ASSOREAMENTO	19
2.6 CANAIS HIDRÁULICOS	22
2.6.1 Elementos Geométricos de um Canal Hidráulico	22
2.6.2 Características de um Canal Hidráulico	22
2.7 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DA DESCARGA DE FUNDO	24
2.7.1 Modelo de Meyer-Peter e Muller (1948)	24
2.7.2 Modelo de Eistein (1950)	26

2.7.3 Modelo de Yalin (1963)	28
2.8 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE DESCARGA DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO	31
2.8.1 Modelo de Van Rijn	31
2.9 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE DESCARGA TOTAL	37
2.9.1 Modelo de Engelund e Hansen (1967)	37
2.9.2 Modelo de Akcers e White (1973)	38
3 METODOLOGIA	43
3.1 PROCEDIMENTO	47
3.1.1 Passo à passo ensaio em canal hidráulico	47
4 RESULTADOS	49
4.1 CURAVA GRANULOMÉTRICA	49
4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE EROSIÃO NO CANAL HIDRÁULICO	50
4.3 APLICAÇÃO DOS MODELOS MATEMÁTICOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO	56
5 CONCLUSÕES	67
6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	68

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Representação esquemática de obtenção da erodibilidade (K) e da tensão crítica de cisalhamento do solo (t_c)	11
Figura 2 – Relação de classificação do transporte de sedimentos e modalidade de transporte	14
Figura 3 –Esquema do transporte de sedimentos	15
Figura 4– Mudança da dinâmica e do nível da base de um rio causada pela construção de uma barragem	21
Figura 5–Geometria de um canal retangular	22
Figura 6 – Diagrama de Shields	30
Figura 7 - Canal Hidráulico 070 16000 HM 160 Experimental Flume 86x300m	44
Figura 8 - Retirada do filtro do reservatório para coletar o material transportado	45
Figura 9 – Dispositivo de lançamento e transporte da areia	45
Figura 10 – Dispositivo para medir a inclinação do canal	46

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ensaio Laboratoriais de acordo com a Inclinação e o tempo _____	46
Tabela 2 – Composição Granulométrica do Agregado Miúdo _____	49
Tabela 3 – Resultados do ensaio laboratorial número 1 _____	50
Tabela 4 – Resultados do ensaio laboratorial número 2 _____	51
Tabela 5 – Resultados do ensaio laboratorial número 3 _____	51
Tabela 6 – Resultados do ensaio laboratorial número 4 _____	52
Tabela 7 – Resultados do ensaio laboratorial número 5 _____	52
Tabela 8 – Resultados do ensaio laboratorial número 6 _____	53
Tabela 9 – Resultados do ensaio laboratorial número 7 _____	53
Tabela 10 – Resultados do ensaio laboratorial número 8 _____	54
Tabela 11 – Resultados do ensaio laboratorial número 9 _____	55

LISTA DE QUADROS E GRÁFICOS

Quadro 1 – Quadro pesos específicos _____	18
Gráfico 1 - Curva Granulométrica do Agregado Miúdo _____	50
Gráfico 2 – Peso do material coletado em casa ensaio _____	55

1 INTRODUÇÃO

A erosão compreende a um conjunto de processos pelos quais os materiais da crosta terrestre são degradados, dissolvidos ou desgastados e transportados de um ponto a outro pelos agentes erosivos, como rios, mares, vento e chuva. O termo é aplicado aos processos de desgaste devido à ação de elementos naturais ou antropogênico.

A erosão fluvial em canais hidráulicos é resultante da ação dos rios sobre a superfície da terra, desagrega e transporta o material erodido com grande facilidade, depositando os sedimentos em áreas impróprias causando assoreamento e diminuindo o perímetro da seção transversal do rio. Pode ser lateral quando o desgaste é efetuado nas margens, provocando alargamento dos vales, ou vertical, quando a erosão atua na profundidade do leito dos rios.

É de extrema importância determinar medidas para prevenção ou controle do assoreamento de rios e canais promovido pela erosão fluvial, que é o tipo de erosão mais importante e preocupante no Brasil. Como exemplo no rio Tocantins, que é o segundo maior rio totalmente brasileiro, as barragens que o rio possui geram uma redução das velocidades das correntes provocando a deposição gradual dos sedimentos carregados pelo curso d'água, diminuindo gradativamente a capacidade de armazenamento do reservatório, causando assoreamento, afetando à navegabilidade e o seu aproveitamento, o que é de grande interesse para as grandes empresas geradoras de energia elétrica.

É importante medir a taxa de erosão em rios e canais, já que o material que é erodido depois é depositado à jusante, da nascente para a foz, causando assoreamento dos reservatórios. Os danos ambientais e econômicos podem ser grandes e de extrema dificuldade de remediar. A forma prática de medir a erosão é por meio de ensaios *in loco*, que podem gerar altos custos e que fornecem valores em pontos específicos do leito. Os diversos métodos de medição de descarga em suspensão, do leito ou total, são classificadas em diretos (ou *in situ*) e indiretos.

Os métodos diretos estão relacionados ao processamento de dados básicos obtidos pelo monitoramento da bacia por meio das medidas de descarga sólida dos cursos d'água, por um longo período de tempo; do levantamento topobatimétrico do reservatório e da amostragem do material de assoreamento. Os métodos indiretos são em geral aplicados em caráter complementar e consistem, basicamente, na

aplicação de fórmulas empíricas desenvolvidas em regiões semelhantes à da bacia em estudo (VANONI, 1977).

São utilizados aparelhos portáteis ou fixos como ultrassônico óptico, que trabalha com fontes que emitem raios ultrassônicos que são captados por equipamentos apropriados, turbidímetro, garrafas, medidores, equipamentos de bombeamento, etc.

Os modelos matemáticos são uma ferramenta valiosa para o cálculo de fenômenos físicos de grande complexidade. Por exemplo, no caso do transporte de sedimentos os modelos matemáticos fornecem uma estimativa da taxa de erosão, que pode ser utilizada na fase de concepção dos projetos de barragens ou para o manejo de bacias hidrográficas. Para utilizar um modelo matemático que calcule o volume de sedimento retido no reservatório (m^3/ano), é necessário possuir dados de projeto como: nível d'água máximo normal; nível d'água mínimo normal; volume no nível d'água máximo normal; volume no nível d'água mínimo normal (volume morto); série de vazões naturais; vazão média; cota da soleira do vertedouro; cota da soleira da tomada d'água; comprimento do reservatório, e outros.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivos Gerais

Aplicar modelos de erosão para o cálculo da taxa de transporte de sedimentos em um leito de areia com granulometria não uniforme.

1.1.2 Objetivos Específicos

1. Identificar modelos empíricos que permitam estimar a taxa de transporte de sedimento com granulometria não uniforme.
2. Realizar ensaios de laboratório em canal hidráulico para medir a taxa de transporte de sedimento em condições controladas.
3. Aplicar os modelos de transporte de sedimento com granulometria não uniforme, usando resultados gerados em ensaios laboratoriais (ensaios em canal hidráulico).

1.2 JUSTIFICATIVA

Esta pesquisa visa identificar modelos que permitam estimar a taxa de erosão em leitos de rios e canais com características similares aos encontrados nos rios da bacia Araguaia-Tocantins. Com a realização desta pesquisa foram gerados dados laboratoriais para calibrar modelos empíricos disponíveis na literatura. Estes modelos podem ser modificados para se ajustar às condições do material estudado. Como resultado foi gerado modelos que permitem realizar estimativas da taxa de transporte de erosão em leito de rios com composição similar ao material estudado no laboratório.

Os modelos empíricos são uma ferramenta relativamente simples que permite determinar a taxa de transporte de sedimentos sob condições de fluxo unidimensional. Estes modelos são funções matemáticas que são ajustadas a um conjunto de dados medidos experimentalmente, por meio de ensaios *in loco* ou no laboratório. Por esse motivo, tais modelos devem ser usados criteriosamente, realizando uma calibração para ajustá-los às condições que pretendem ser simuladas.

1.3 PROBLEMA

Em quais condições podem-se aplicar modelos de erosão para o cálculo da taxa de transporte de sedimentos num leito de areia com granulometria não uniforme?

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 CARACTERIZAÇÃO DA EROÇÃO

O termo erosão provém do latim (*erodere*) e significa “corroer”. Nos estudos ligados à ciência da terra, o termo é aplicado aos processos de desgaste da superfície terrestre (solo ou rocha) pela ação da água, do vento, de queimadas, do gelo e de organismos vivos (plantas e animais), além da ação do homem (CARVALHO CAMAPUM et al., 2006).

Segundo LAL & ELLIOT (1994), a erosividade é a expressão da habilidade dos agentes erosivos, como a água, que causa o destacamento e o transporte de solo. A quantificação destes dois fatores é importante na previsão da erosão e no planejamento do uso do solo. Entretanto, a erodibilidade dos solos tem sido o fator de maior interesse geotécnico.

A erodibilidade de um solo é definida como sua falta de capacidade de resistir aos processos erosivos e depende não só das características intrínsecas do solo, mas também de fatores subsidiários como ciclos de umedecimento e secagem, além da composição química da água presente (VILAR & PRANDI, 1993).

A erodibilidade, conforme BASTOS et al. (1999), pode ser definida como a propriedade do solo que expressa a maior ou menor facilidade com que suas partículas são desprendidas por um agente erosivo, correspondendo à quantidade de solo desprendido por unidade de área, tempo e tensão aplicada; já a tensão crítica de cisalhamento dos solos pode ser entendida como a máxima tensão que pode ser aplicada ao solo sem que haja desprendimento de suas partículas, estando associada diretamente ao escoamento da água.

Um solo com alta erodibilidade sofre mais erosão do que um solo com baixa erodibilidade. Em sua grande maioria a bacia Araguaia-Tocantins possui solos com baixa erodibilidade. (VENEZIANI et al., 1998)

O processo erosivo depende de fatores externos como o potencial de erosividade da chuva, condições de infiltração e escoamento superficial e a declividade e comprimento do talude ou encosta e, ainda, de fatores internos como gradiente crítico, desagregabilidade e erodibilidade do solo. A evolução da erosão ao longo do tempo depende de fatores tais como características geológicas e

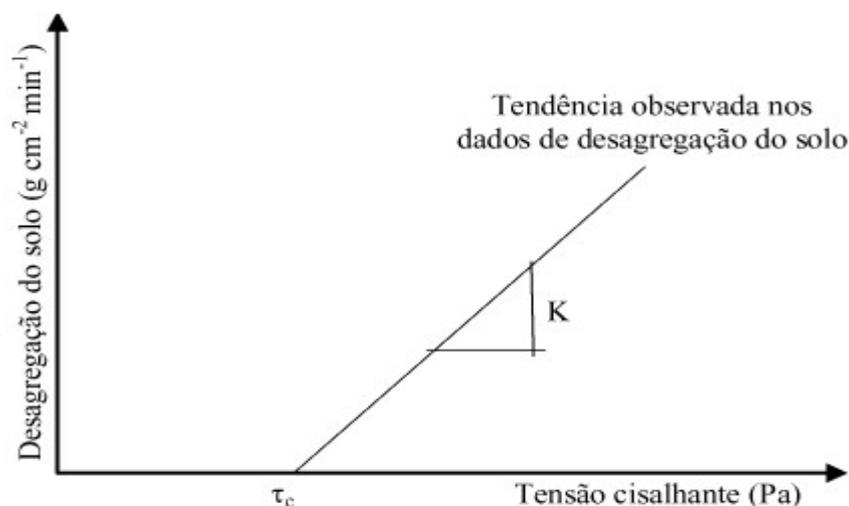
geomorfológicas do local, presença de trincas de origem tectônica e evolução físico-química e mineralógica do solo (CARVALHO CAMAPUM et al., 2002).

SMERDON e BEASLEY (1959) foram um dos pioneiros na aplicação do conceito de tensão crítica em ensaios em canais hidráulicos. Consideram que o valor crítico de tensões hidráulicas é superado quando ocorre movimento generalizado de partículas no leito do canal.

“Os projetos de canais em materiais erodíveis eram originalmente baseados na velocidade de fluxo” (CHOW, 1959). Hoje têm sido vastamente empregados os conceitos de tensão cisalhante hidráulica, observa-se a relação entre a tensão cisalhante e a perda de solo na Figura 1.

A tensão cisalhante hidráulica é definida como a tensão cisalhante exercida pelo fluxo no contorno do canal, sendo a tensão cisalhante hidráulica crítica a máxima tensão que o solo pode sofrer sem haver movimento de partículas na superfície. A taxa de erosão representa o gradiente da relação estabelecida entre a tensão cisalhante aplicada e a perda de solo medida. (BASTOS, MILITSKY, GEHLING, 1999).

Figura 1 – Representação esquemática da forma de obtenção da erodibilidade (K) e da tensão crítica de cisalhamento do solo (τ_c)



(fonte: http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1415-43662009000700019)

2.1.1 Métodos Diretos para Medição de Erosão

São métodos que demandam excessivos gastos, pois necessita de uma rigorosa padronização e exigem muito tempo nas suas determinações. Utilizam dados provenientes de pesquisas de campo, como o fator K, que é considerado o valor que verdadeiramente reflete a erodibilidade do solo.

2.1.2 Métodos Indiretos para Medição de Erosão

Os métodos indiretos são aplicados em caráter complementar e consistem basicamente em uso de fórmulas empíricas desenvolvidas em regiões semelhantes a da bacia em estudo, como no método do cálculo da descarga sólida, por meio das fórmulas de EINSTEIN (1950) ou dos métodos desenvolvidos por MEYE-PETER e MULLER (1948), entre outros. (CABRAL, 2006).

2.2 SEDIMENTAÇÃO

Segundo CARVALHO OLIVEIRA (2000) a sedimentação é um processo derivado do sedimento, abrangendo a erosão, transporte nos cursos d'água e deposição dos sedimentos, sendo comum referir-se à sedimentação somente aos aspectos de assoreamento de reservatórios, pois no estudo do processo de assoreamento busca-se compreender os procedimentos existentes para a previsão da evolução do fenômeno ao longo dos anos, visando determinar a vida útil.

Todo curso d'água normalmente apresenta um equilíbrio em relação ao transporte de sedimento, seja por arrasto e saltitação junto ao leito, seja em suspensão na corrente, e existe uma tendência natural para que este seja depositado quando o fluxo natural de sedimentos ao encontrar água com menor velocidade (alteração do fluxo) começa a se depositar, conforme a maior ou menor granulação das partículas e a menor ou maior turbulência do escoamento. (GLYMPH. 1973, CARVALHO OLIVEIRA 2000).

Segundo RAMOS (1999) existe duas modalidades de transporte sólido em suspensão, uma corresponde à carga de lavagem da bacia e outra correspondente ao transporte do material que compõem o material do leito.

Para GLYMPH (1973) a quantidade de sedimento depositada em um dado reservatório depende da quantidade de material em suspensão enviada para o mesmo e da capacidade do reservatório reter as partículas em suspensão.

Segundo VANONI (1977) a deposição e a distribuição dos sedimentos dentro de um reservatório dependem de vários fatores como, declividade de escoamento, a geometria do reservatório, o modo como este é operado, as características minerais das partículas finas e as características químicas das águas.

O transporte e a velocidade de sedimentação do material particulado pelos cursos d'águas ocorrem de maneira complexa e sua eficiência de retenção está relacionada com a velocidade da corrente, vazão, tempo de residência e seção transversal do rio (GLYMPH, 1973; SUGUIO, 1973).

De acordo com BRUNE E ALLEN (1941) e CARVALHO OLIVEIRA (2000) tem como principais fatores que influenciam na formação de depósitos a quantidade de sedimentos afluente, a eficiência de retenção dos sedimentos no reservatório, densidade dos depósitos e o volume de sedimentos depositados.

À medida que o volume de material assoreado cresce, a capacidade de armazenamento do reservatório diminui e a influência do remanso aumenta para montante. No período chuvoso uma maior quantidade de sedimentos passa a escoar para jusante, diminuindo a eficiência de retenção das partículas, devido ao aumento da velocidade de escoamento da água, o que demonstra que a evolução de fundo do reservatório está condicionada a geometria do reservatório do tamanho dos sedimentos depositados e a intensidade de chuva que ocorre na bacia. (CABRAL, 2006).

De acordo com VILELA E MATTOS (1975), MORRIS E FAN (1997) existem a escola determinista, que estuda o transporte de sedimentos e sua deposição de maneira a equacionar o fenômeno físico do transporte de sedimentos, e a escola estocástica, que procura relações entre as variáveis, mediante e diretamente, de dados medidos em campo.

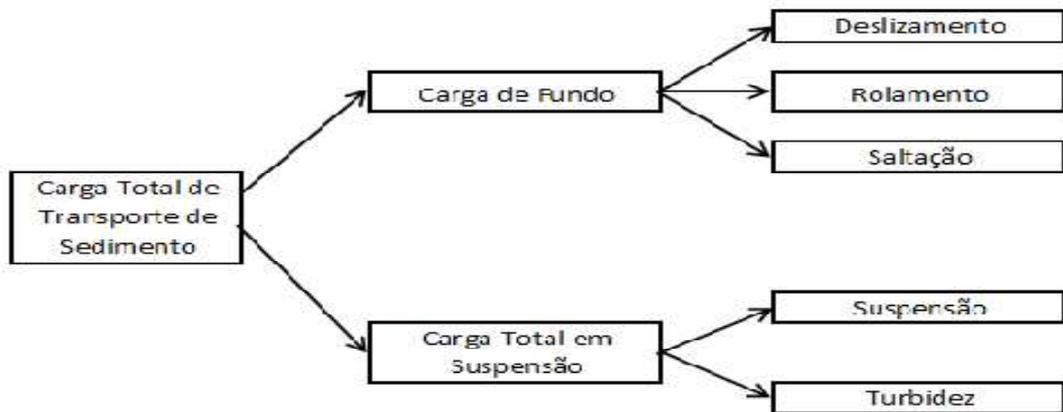
O entendimento dos processos de transporte de sedimentos numa bacia pode ser obtido pelo estudo das informações coletadas das redes sedimentométricas existentes, incluindo a quantidade e a composição granulométrica dos sedimentos fluviais, pelo cálculo da quantidade de carga sólida em suspensão e de arrasto, transportada em diversos períodos pela rede fluvial e em postos-chave, com a

identificação das zonas produtoras de sedimentos e pelo estudo das possíveis mudanças verificadas nas calhas dos rios (CARVALHO OLIVEIRA, 1994).

2.2.1 Classificação do Transporte de Sedimentos

O transporte de sedimentos se dá de várias maneiras, porém, pode-se dividi-los em dois grupos: carga de fundo e carga total em suspensão. A Figura 2 apresenta a classificação e as diferenças entre os tipos de transporte.

Figura 2 – Relação de classificação do transporte de sedimentos e modalidade de transporte.

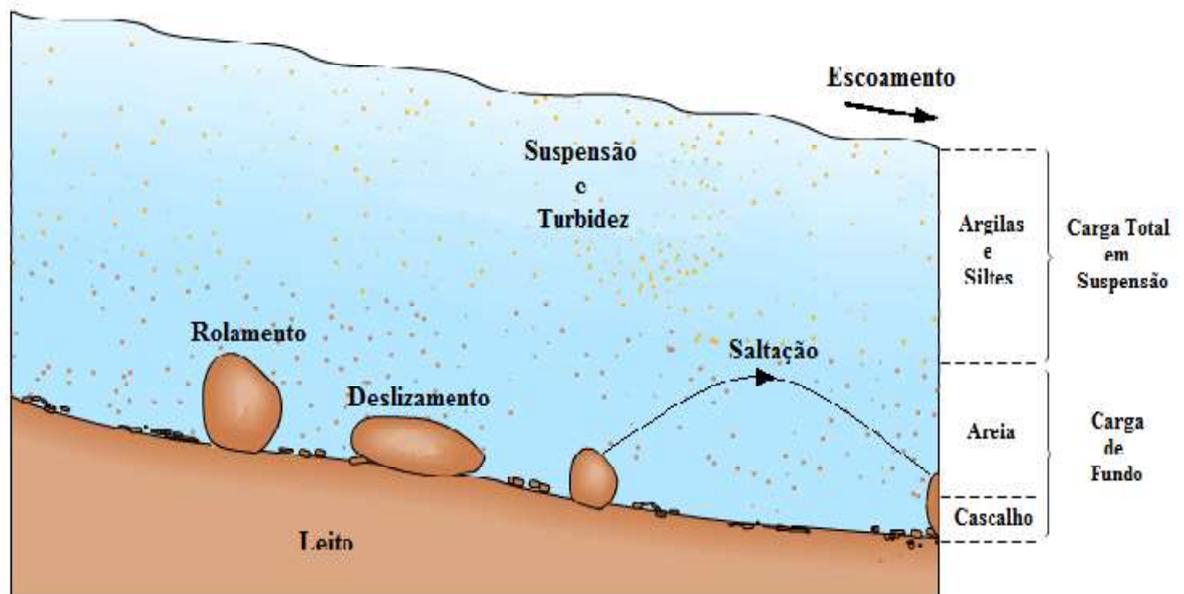


(fonte: DOLVITSCH, 2013, p. 24).

2.2.2 Rolamento

Ocorre com partículas arredondadas, como pode ser observado na Figura 3, quando as tensões exercidas pela água superam a tensão crítica do material, porém possuem peso suficiente para não ficarem suspensas, assim elas continuam em contato com o leito praticamente o tempo todo. Caso as tensões sejam muito altas pode gerar saltação.

Figura 3 – Esquema do transporte de sedimentos



(fonte: UNITED KINGDOM GEOLOGICAL SOCIETY, 2012).

2.2.3 Deslizamento

“Neste tipo de transporte as partículas geralmente com forma lamelar, ou seja, esfericidade muito diferente do valor unitário, deslizam sem perder contato com o leito do rio” (DOLVITSCH, 2013). Pode observá-las na Figura 3.

SOUSA (2011) diz que o deslizamento ocorre quando as tensões exercidas pela água não possui energia suficiente para suspender as partículas em contato com o leito. As unidades com diâmetros menores deslizam em escoamentos pouco turbulentos, enquanto as unidades com diâmetros maiores deslizam em escoamentos de alta turbulência, que dependendo da força, pode gerar saltação.

2.2.4 Saltação

As partículas vão se movimentando ao longo do leito, saltando de ponto a ponto. Ocorre quando a energia exercida pela água tem força suficiente para desprender as partículas do leito, mas não para mantê-las suspensas. Dependem da densidade, forma e tamanho da partícula, quanto menor a partícula maior o salto e mais longa a trajetória de deslocamento. Pode-se observar a saltação na Figura 3.

2.2.5 Suspensão

Este tipo de transporte carrega materiais mais finos que se mantem sem contato com o leito, sendo transportadas no seio da água. É inversamente proporcional ao seu peso e diretamente proporcional a velocidade do escoamento da água. Assim, não ocorre desse material ser transportado por saltação, deslizamento ou rolamento.

2.2.6 Turbidez

Quando os sedimentos encontram-se dispersos dentro do fluido, eles são transportados por turbidez. Este tipo de interação entre água e sedimento dificilmente é desfeita, sendo que mesmo que a energia do escoamento diminua, o sedimento continuará disperso na água e dificilmente se depositará no leito. Este é o sistema de transporte em que a maioria dos poluentes é carregada sendo, portanto de grande importância para os estudos de cunho ambiental. (DOLVITSCH, 2013).

2.3 PARÂMETROS PARA CÁLCULO DO TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Existem parâmetros necessários para realizar cálculos de transporte de sedimentos, que são utilizados para abranger modelos matemáticos. Podem estar ligados tanto aos sedimentos quanto ao fluido que constituem o escoamento. As principais características são: peso específico, forma da partícula, dimensão do sedimento e a velocidade de sedimentação.

2.3.1 Dimensão Geométrica

É a de maior interesse entre os parâmetros para cálculo do transporte de sedimentos. Segundo o “Subcommittee on Sediment Terminology of the American Geophysical Union”, Subcomitê sobre Terminologia da União Geofísica Americana, há três classificações de diâmetros:

- Diâmetro de peneiração - é a dimensão da menor malha de peneira que deixa passar a partícula sólida;

- Diâmetro de sedimentação - é o diâmetro da esfera de igual densidade, que sedimenta com a mesma velocidade que uma dada partícula sólida, quando mergulhados no mesmo fluido, à mesma temperatura.
- Diâmetro nominal – é o diâmetro da esfera de mesmo volume que o da partícula sólida.

2.3.2 Forma do Sedimento

É de grande importância, pois influencia outras propriedades e características dos sedimentos, como a porosidade, velocidade de transporte, movimento do material, e outros.

A esfericidade é um dos parâmetros de forma de maior relevância, definida como a razão entre a área da superfície de uma esfera de volume igual ao de uma partícula e a área da superfície dessa partícula. Para partículas esféricas, a esfericidade é 1,0 e para todas as outras a esfericidade é inferior. O valor habitual para a forma dos sedimentos correspondente a areias naturais é de 0,7. (CHANG, 1998 apud PORTUGUÊS, 2008, p.9).

2.3.3 Velocidade de Sedimentação

Segundo PORTUGUÊS (2008) “A velocidade de queda das partículas corresponde ao valor constante da velocidade adquirida pelas partículas quando o somatório das forças que lhes estão aplicadas é igual à zero”. Também influencia outras características do sedimento por ser uma medida de dissipação da energia de movimentação do sedimento em relação ao fluido.

2.3.4 Peso Específico e Massa Específica

Dependem da sua composição mineralógica. A massa específica é a relação entre a massa de uma determinada substância e o volume ocupado por ela. O peso específico é a relação entre o peso de um fluido e o volume ocupado. O Quadro 1 mostra o peso específico e os tipos de areia.

Quadro 1 – Densidade dos materiais

MATERIAL	KG/M ³
AREIA SECA	1300 A 1600
AREIA ÚMIDA	1700 A 2300
AREIA FINA SECA	1500
AREIA GROSSA SECA	1800

(Fonte: <http://www.prodetec.com.br>)

2.4 IDENTIFICAÇÃO DO TIPO DE TRANSPORTE

2.4.1 Modelo Proposto por RAUDKIVI (1990 apud BARCELOS 2005).

$$Transporte = \frac{\omega}{u_*}(1)$$

Onde:

ω = velocidade de queda da partícula (m/s);

u_* = velocidade de cisalhamento dos grãos relativo ao fundo (m/s);

A classificação dentre as diferentes modalidades de transporte é obtida a partir dos seguintes parâmetros:

a) suspensão quando $0 < \frac{\omega}{u_*} < 0,6$;

b) saltação quando $0,6 < \frac{\omega}{u_*} < 2,0$;

c) arraste quando $2,0 < \frac{\omega}{u_*} < 6,0$.

Já LEEDER (2011) adota intervalos diferentes:

a) suspensão quando $0 < \frac{\omega}{u_*} < 0,8$;

b) saltação quando $0,6 < \frac{\omega}{u_*} < 2,0$;

c) arraste quando $2,0 < \frac{\omega}{u_*} < 6,0$.

Desta forma, surgem intervalos sobrepostos, que dependendo das tensões exercidas pela água e a tensão cisalhante hidráulica crítica, partículas podem estar em dois intervalos ao mesmo tempo, suspensão e saltação.

Após definir qual o tipo de transporte com o qual se está trabalhando, é necessário avaliar e escolher qual o melhor modelo matemático para estimar o transporte de sedimentos.

2.5 ASSOREAMENTO

Na década de 30 começou a serem realizados pesquisas e trabalhos diretamente relacionados a assoreamentos de canais hidráulicos na literatura internacional, como os trabalhos de FLOCK, GROVER & HOWARDS e EAKIN. Trabalhos nacionais começaram a partir de 1981 com PONÇANO (1981), GIMENEZ (1981) e CARLSTRON FILHO (1981).

No Brasil, cerca de 95% da energia elétrica é gerada por aproveitamento hidrelétrico (CARVALHO, 2000) fazendo com que os estudos sedimentológicos sejam extremamente importantes para que seja garantida a mitigação dos efeitos de assoreamento dos reservatórios.

Medidas para mitigação dos efeitos do assoreamento geralmente são realizados por meios mecânicos, como a dragagem. A partir do conhecimento das principais áreas de produção de sedimentos, são analisadas medidas preventivas.

As perdas anuais de volume dos reservatórios brasileiros são de aproximadamente 0,5% (CARVALHO OLIVEIRA, 2008).

Na atualidade, um grande número de reservatórios brasileiros se encontra total ou parcialmente assoreados, principalmente os de pequeno e médio porte. Isto acontece devido ao fato de não se considerar o potencial de erosão das bacias hidrográficas, bem como os estudos prospectivos sobre o processo de sedimentação que ocorre nos reservatórios, ampliando-se dessa forma, a probabilidade de vida útil dos mesmo (CARVALHO OLIVEIRA *et al.*, 2000).

Segundo (GUERRA *et al.*, 1995) o processo de assoreamento numa bacia hidrográfica encontra-se intimamente relacionado aos processos erosivos, uma vez que este processo é que fornece os materiais que darão origem ao assoreamento. Quando não há energia suficiente para transportar o material erodido, este material é depositado.

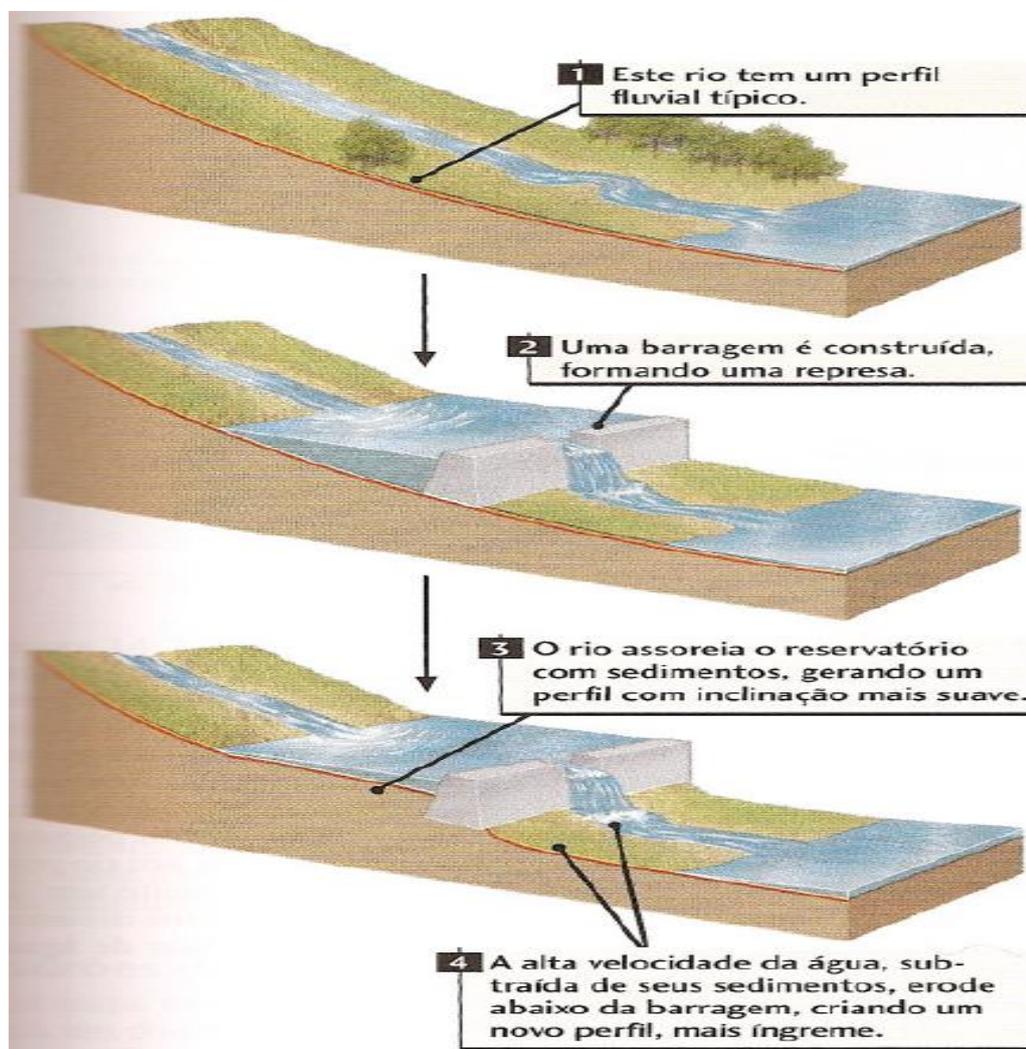
De acordo com MORRIS & FAN (1997) e CARVALHO OLIVEIRA (2000), à medida que o tempo decorre os impactos do assoreamento se tornam mais severos e mais fáceis de serem constatados, mas de difícil solução. São esperadas consequências tanto a montante quanto à jusante.

O aumento do volume e armazenamento da água modifica o microclima da bacia, alterando temperaturas, umidade relativa, evaporação, precipitação e ventos (ESTEVES e BARBOSA, 1986).

Segundo PONÇANO *et al.* (1981) existem medidas corretivas e preventivas do processo de assoreamento, para isso requerem estudo específicos, considerando a dinâmica sedimentar desde as áreas-fonte, de onde começa o transporte de sedimentos, até as áreas de deposição.

Em reservatórios o assoreamento é uma consequência da redução da velocidade natural do curso d'água devido ao represamento, e por consequência ocorre a deposição de materiais que não são carregados. Dependendo do local da deposição, podem ocorrer enchentes a montante/jusante do reservatório, além de erosão das margens de rios e do solo em geral (ZACHAR, 1982) devido à mudança do regime de vazões e o aumentado volume de sedimentos, como pode observar-se na Figura 4.

Figura 4 – Mudança da dinâmica e do nível da base de um rio causada pela construção de uma barragem.



(fonte: Para entender a Terra: Press, Siever, Grotzinger e Jordan)

Todo reservatório possui determinada vida útil. Em casos de rios que possuem usinas e barragens, como o rio Tocantins, Carvalho (1994) destaca que o final da vida útil de um reservatório, do ponto de vista pelo processo de assoreamento, se dá quando os depósitos passam a perturbar a operação regular da usina ou da finalidade para a qual foi formado o reservatório.

ALVIM & CHAUDHRY (1987) na pesquisa intitulada “Modelo Matemático do Assoreamento de Reservatórios” apresentaram um estudo de previsão da distribuição dos sedimentos e consequente modificação da geometria do fundo de reservatórios ao longo de tempo. Para isto, desenvolveram um modelo matemático

de processo de sedimentação com a utilização de balanço de massa aplicada em um escoamento permanente bidimensional de fundo inclinado. Esta equação foi resolvida numericamente pelo método de diferenças finitas, para a obtenção dos perfis de concentração ao longo do eixo longitudinal do reservatório.

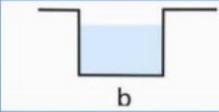
2.6 CANAIS HIDRÁULICOS

2.6.1 Elementos Geométricos de um Canal Hidráulico

- Seção transversal: é a seção plana do conduto, normal a direção do escoamento;
- Área molhada: compreende a área ocupada pela água dentro do canal;
- Perímetro molhado: corresponde a soma dos comprimentos (fundo e talude) em contato com o água.

A figura 5 mostra as fórmulas para o cálculo de um canal de geometria retangular.

Figura 5 – Geometria de um canal retangular

Geometria da Seção	Área Molhada (A_m)	Perímetro Molhado (P_m)	Raio Hidráulico (R_H)	Largura Superficial (B)
	$b \cdot h$	$b+2h$	$\frac{b \cdot h}{b+2h}$	b

(fonte: <http://wiki.urca.br/dcc/lib/exe/fetch.php?media=canais.pdf>)

2.6.2 Características de um Canal Hidráulico

- Largura superficial: é a largura da superfície do canal em contato com a atmosfera;
- Profundidade hidráulica: é a razão entre a área molhada e a largura superficial;
- Raio hidráulico: é a relação entre a área molhada e o perímetro molhado;
- Rugosidade: é determinada em função do revestimento;
- Declividade;
- Velocidade de escoamento:

$$V = C\sqrt{Rh \cdot i} \quad (2)$$

Onde:

V – velocidade de escoamento (m/s)

Rh – raio hidráulico (m)

i – declividade do canal (m/m)

$$C = \frac{(Rh)^{1/6}}{n} \quad (3)$$

n – coeficiente de rugosidade (Manning)

- Vazão de escoamento:

$$Q = Rh^{2/3} \times A \times \sqrt{i} \times \frac{1}{n} \quad (4)$$

Onde:

Q -vazão (m³/s)

Rh - raio hidráulico (m)

A – área molhada (m²)

i – declividade (m/m)

n – coeficiente de rugosidade (Manning)

$$Rh = A / P \quad (5)$$

Rh - raio hidráulico (m)

A – área molhada (m²)

P – perímetro molhado (m)

2.7 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DA DESCARGA DE FUNDO

Devido aos diversos problemas ocasionados pela deposição de sedimentos no leito de rios, lagos e reservatórios, o objetivo básico dos modelos matemáticos criados é estabelecer uma relação entre a vazão de fluido e a quantidade de material por ela transportada. Para isso, através de experimentos laboratoriais serão estudados quais modelos poderão ser utilizados.

2.7.1 Modelo de Meyer-Peter e Muller (1948)

A fórmula de Meyer-Peter e Muller (1948), para o cálculo da descarga de sedimentos por arrasto de fundo foi desenvolvida a partir de experimentos com partículas de areia de tamanhos uniformes, partículas de areia de diferentes tamanhos, cascalho natural, lignita e barita. É um modelo baseado na tensão cisalhante do escoamento que atua sobre o material do leito. Baseia-se nas que os mesmos fenômenos governam o transporte de sedimentos e o início do movimento.

A sua aplicação requer o conhecimento dos seguintes parâmetros: peso específico dos sedimentos, os diâmetros característicos do material de fundo, a declividade da linha de energia, a vazão em escoamento e a forma da seção transversal do canal.

A fórmula de Meyer Peter & Muller (1948), segundo Paiva (1988) é apresentada por Simons&Senturk (1977), na forma:

$$\gamma \left[\frac{K_{st}}{Kr} \right]^{\frac{3}{2}} RS = 0,047\gamma' sDm + 0,25p^{1/3} qb^{2/3} \quad (6)$$

Sendo:

q_b – peso submerso do sedimento transportado (ton/s.m);

R – raio hidráulico do fundo (m);

S – gradiente de energia (m/m);

γ – peso específico da água (ton/m³);

γ'_s – peso específico do sedimento submerso (ton/m³)

ρ – massa específica da água (UTM/m³/1000)

K_{st} – coeficiente de rugosidade de strickler, dado pela equação:

$$K_{st} = \left(\frac{U^2}{SR^{4/3}} \right)^{1/3} \quad (7)$$

Sendo:

U – velocidade média do escoamento

K_r - coeficiente de rugosidade devido à força de cisalhamento dado pela equação:

$$K_r = \frac{26}{D_9^{1/6}} \quad (8)$$

D_{90} - diâmetro do sedimento maior que 90% do material de fundo (m);

D_m - diâmetro médio do material de fundo, calculado pela equação:

$$D_m = \frac{\sum D_x i_b}{100} \quad (9)$$

D – diâmetro médio de uma faixa de diâmetros (m);

i_b - porcentagem do material do leito, correspondente ao diâmetro D .

2.7.2 Modelo de Einstein (1950)

Einstein (1950) desenvolveu um método para estimar a descarga de material de fundo, para diferentes vazões, a partir dos dados para a seção transversal e de amostras de material de fundo em um trecho selecionado de rio com escoamento uniforme.

O modelo original de Einstein de 1942 sofreu várias revisões, dentre as quais se destaca a revisão feita por BROWN (1950). Segundo CARDOSO (1998), foram definidos dois parâmetros adimensionais: um expresso em função da descarga sólida (Fórmula 6) e outro expresso em função da tensão de cisalhamento sobre o leito (Fórmula 8), os quais, a partir da análise dos dados experimentais, podem ser ajustados por lei (Fórmula 7):

$$\phi = \frac{q_B}{\gamma_s f \sqrt{g(\gamma_s - \gamma_f) d^3}} \quad (10)$$

Onde:

ϕ = parâmetro de transporte por arraste (adimensional);

q_B = massa submersa do sedimento transportado (kg);

γ_s = peso específico do sedimento (kgf/m³);

f = fator de influência da velocidade de queda (adimensional);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

γ_f = peso específico do fluido (kgf/m³);

d = diâmetro do sedimento (m).

$$\phi = 40 \left(\frac{1}{\Psi} \right)^3 \quad (11)$$

$$\frac{1}{\Psi} = \frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma_f)d} \quad (12)$$

Onde:

ϕ = parâmetro de transporte por arraste (adimensional);

Ψ = parâmetro de transporte sólido (adimensional);

τ_0 = tensão de cisalhamento média (N/m²);

γ_s = peso específico do sedimento (kgf/m³);

γ_f = peso específico do fluido (kgf/m³);

d = diâmetro do sedimento (m).

O fator de influência da velocidade de queda (adimensional) é expresso pela fórmula:

$$f = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gd^3[(\gamma_s - \gamma_f) - 1]}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gd^3[(\gamma_s - \gamma_f) - 1]}} \quad (13)$$

f = fator de influência da velocidade de queda (adimensional);

v = viscosidade cinemática do fluido (m²/s);

d = diâmetro do sedimento (m);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

γ_s = peso específico do sedimento (kgf/m^3);

γ_f = peso específico do fluido (kgf/m^3).

Este modelo tem como limitações as premissas de Einstein (1950):

- Todo escoamento recebe de montante uma quantidade de sedimentos equivalente a sua capacidade de transporte (máxima carga sólida que uma vazão pode transportar);
- Para as condições de equilíbrio o número de grãos depositados deve ser igual ao número de grãos erodidos.

Além disso, segundo COIADO e PAIVA (2005, p. 6), este modelo foi definido para sedimentos com os seguintes parâmetros:

- Diâmetro dos sedimentos de 0,3 mm a 30 mm;
- Massa específica entre 1250 kg/m^3 a 4200 kg/m^3 .

No caso em estudo, o agregado possui diâmetro médio de 0,4mm.

2.7.3 Modelo de Yalin (1963)

Muitos pesquisadores se comprometeram com a determinação da capacidade de transporte de sedimentos, sendo considerada pela maioria um estudo muito longo e complexo, porém, ALONSO et al. (1981) avaliou que a equação de Yalin foi a mais apropriada para determinar T_c , capacidade de transporte de sedimento:

$$\frac{T_c}{Sg\rho_f^{0,5}\tau_e^{0,5}} = 0,635\delta \left[1 - \frac{1}{B} \ln(1 + B) \right] \quad (14)$$

$$\beta = 2,45 (Sg)^{-0,4} (\tau_{cr})^{0,5} \delta \quad (15)$$

Para $\tau_a \geq \tau_{cr}$:

$$\delta = \frac{\tau a}{\tau_{cr}}(16)$$

Para $\tau a \leq \tau_{cr}$:

$$\delta = 0(17)$$

Sendo que:

$$\tau a = \frac{\tau_e/P_f}{(Sg-1)g \cdot da}(18)$$

Onde:

T_c – capacidade de transporte de sedimento (kg/m.s);

Sg – densidade do sedimento (adimensional);

P_f – massa específica do fluido (kg/m³);

τ_e – tensão de cisalhamento de erosão (N/m²);

δ – parâmetro cisalhamento excessivo da equação de Yalin (adimensional);

B – parâmetro da equação de Yalin (adimensional);

τ_{cr} - tensão de cisalhamento crítica do diagrama de Shields (adimensional);

τa - tensão de cisalhamento (adimensional);

g - aceleração da gravidade (m/s²);

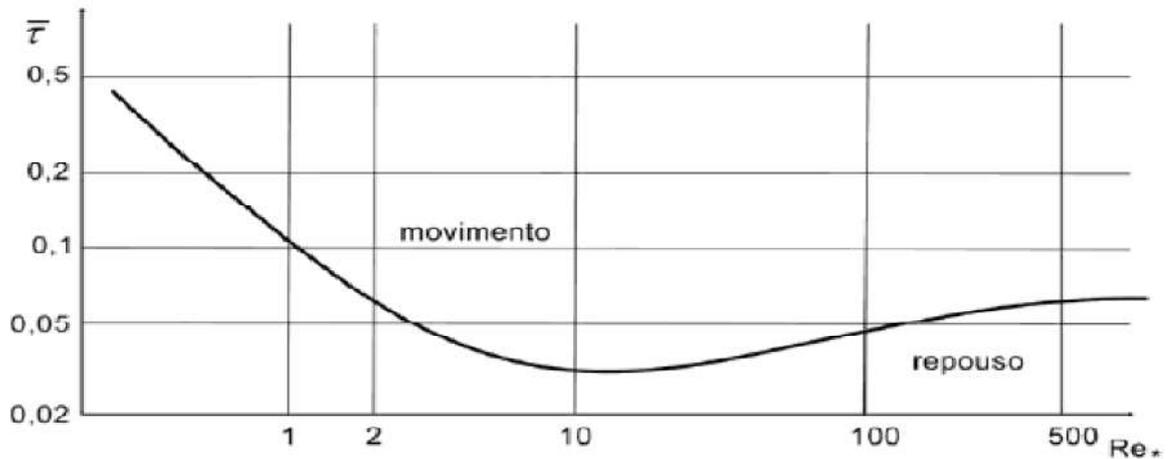
d_a - diâmetro do sedimento (m).

Utiliza-se o diagrama de Shields para determinar a tensão cisalhante crítica:

Figura 6 – Diagrama de Shields

Curva → *Tensões Críticas de Arraste*

- abaixo da curva → ausência de movimento
- acima da curva → ocorrência de movimento



(fonte: SOUSA, 2011, p. 102)

Segundo COIADO e PAIVA (2005, p. 8), este modelo foi definido para:

a) partículas com diâmetros uniformes, sendo que quando os diâmetros não são uniformes deve ser utilizado o diâmetro médio;

b) sedimentos com diâmetros que variaram entre 0,787 mm a 2,86 mm; O agregado do projeto tem diâmetro médio de 0,4mm.

c) a equação deve ser utilizada com cautela para amostras com desvio padrão geométrico superior a 3,0, funcionando melhor para desvios menores.

2.8 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE DESCARGA DE SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO

2.8.1 Método de Van Rijn (1984)

$$Rey = \frac{4.Rh.U}{\nu}; Reyb = \frac{4.Rb.U}{\nu}; Reyw = \frac{4.Rw.U}{\nu} \quad (19)$$

onde:

U : velocidade média do escoamento (m/s);

ν : viscosidade cinemática da água (m²/s);

Rey : parâmetro adimensional dado pela relação entre a força de inércia e a força viscosa;

Rh : raio hidráulico da seção (m);

$Reyb$: número de Reynolds relativo ao fundo;

Rb : raio hidráulico relativo ao fundo (m);

$Reyw$: número de Reynolds relativo às paredes;

Rw : raio hidráulico relativo às paredes (m).

O número de Reynolds é um número adimensional usado em mecânica dos fluidos para o cálculo do regime de escoamento de determinado fluido sobre uma superfície.

Experimentos feitos por Van Rijn (1984) mostraram valores de K_s (altura da rugosidade equivalente) entre $1D_{90}$ a $10D_{90}$ com valor médio de $3D_{90}$. K_s é dado pela equação:

$$K_s = 3.D90 \quad (20)$$

- Cálculo do fator de perda de carga (f) por iteração, pela fórmula de Colebrook (1939):

$$\frac{1}{f^{0,5}} = -0,86 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{k}{4.Rh} \right)}{3,7} + \frac{2,51}{Rey \cdot f^{0,5}} \right] \quad (21)$$

Determinação do fator de cisalhamento relativo às paredes (f_w), definido como o fator de cisalhamento em função de Rey/f , usado nos cálculos de correção das paredes laterais pelo procedimento de VANONI E BROOKS (1957):

$$\text{para } Rey/f < 5,4 \cdot 10^5 \rightarrow f_w = 0,476 \cdot (Rey/f)^{-0,215}$$

$$5,4 \cdot 10^5 < Rey/f < 8 \cdot 10^6 \rightarrow f_w = 0,315 \cdot (Rey/f)^{-0,185}$$

$$Rey/f > 8 \cdot 10^6 \rightarrow f_w = 0,197 \cdot (Rey/f)^{-0,155}$$

$$Fb = f + \frac{2 \cdot d}{B} (f - f_w) \quad (22)$$

- Cálculo do raio hidráulico relativo ao fundo (R_b):

$$R_b = \frac{A_b}{P_b} = \frac{f_b \cdot U^2}{8 \cdot g \cdot s} \quad (23)$$

- Cálculo do diâmetro adimensional da partícula:

$$D^* = D50 \left(\frac{(s-1) \cdot g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (24)$$

- Coeficiente de Chézy relativo aos grãos (aspereza dos grãos):

$$C' = 18 \cdot \log \left(\frac{12 \cdot Rb}{3 \cdot D90} \right) \quad (25)$$

- Cálculo da velocidade de cisalhamento relativa aos grãos:

$$u' * = \left(\frac{g^{0,5}}{C'} \right) \cdot U \quad (26)$$

- Cálculo do parâmetro de mobilidade crítica (Θ_{cr}): início do movimento e suspensão das partículas:

$$\text{para } D^* \leq 4 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,24 \cdot D^{*-1}$$

$$4 < D^* \leq 10 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,14 \cdot D^{*-0,54}$$

$$10 < D^* \leq 20 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,04 \cdot D^{*-0,10}$$

$$20 < D^* \leq 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,013 \cdot D^{*0,29}$$

$$D^* > 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,055$$

- Cálculo do valor crítico para o início da suspensão das partículas, definido pela velocidade de cisalhamento crítica (u_{cr}), pela equação:

$$\theta_{cr} = \frac{(u_{cr})^2}{(s-1)gD50} \quad (27)$$

- Cálculo do parâmetro de transporte, que expressa a mobilidade da partícula em termos de estágio de movimento relativo ao estágio crítico do início do movimento:

$$T = \frac{(u'*)^2 - (u*cr)^2}{(u*cr)^2} (28)$$

- Cálculo da descarga de fundo, em m³/s.m, para partículas na faixa de 200 a 2000 μm:

$$\frac{qb}{[(s-1).g]^{0,5} . D50^{1,5}} = 0,053 \frac{T^{2,1}}{D^{*0,3}} (29)$$

- Determinação do nível de referência (a), abaixo do qual, o transporte é considerado de fundo:

se $Ks \geq 0,01.d$, então $a = Ks$, senão $a = 0,01.d$

- A concentração de referência (Ca), é calculada pela equação:

$$Ca = 0,015 \cdot \frac{D50}{a} \cdot \frac{T^{1,5}}{D^{*0,3}} (30)$$

- Cálculo do desvio padrão geométrico do material de fundo, dado pela equação:

$$\sigma_s = 0,5 \cdot \left[\frac{D84}{D50} + \frac{D50}{D16} \right] (31)$$

- Cálculo do diâmetro das partículas em suspensão (Ds): partícula representativa do diâmetro em suspensão, a qual pode ser $\leq D50$ do diâmetro do material do leito:

$$\frac{Ds}{D50} = 1 + 0,011 \cdot (\sigma_s - 1) \cdot (t - 25) (32)$$

- Calcula-se a velocidade de queda do sedimento em suspensão pelas equações:

a) Para partículas com diâmetro menor que 100 μm , usa-se a equação de Stokes:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1).g.Ds^2}{\nu} \quad (33)$$

b) Para partículas na faixa de 100 a 1000 μm , usa-se a equação de Zanke (1977), citado por Van Rijn(1984) :

$$W = 10 \cdot \frac{\nu}{Ds} \left[\left(1 + \frac{0,01 \cdot (s-1).g.Ds^3}{\nu^2} \right)^3 - 1 \right] \quad (34)$$

c) Para partículas maiores que 1000 μm , usa-se a equação proposta por Van Rijn (1984):

$$W = 1,1 [(s-1).g.Ds]^{0,5} \quad (35)$$

- Velocidade de cisalhamento no fundo:

$$u^* = [g.d.S]^{0,5} \quad (36)$$

Onde d é a profundidade média do escoamento.

O fator β é definido como um coeficiente relacionado à difusão das partículas de sedimento. β maior do que a unidade indica um domínio da influência das forças centrífugas. β é menor do que a unidade porque as partículas de sedimento não podem responder completamente às flutuações turbulentas da velocidade. O fator β é definido pela equação:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \left(\frac{w}{u^*} \right)^2, \text{ para } 0,1 < \frac{w}{u^*} < 1 \quad (37)$$

O fator φ é definido como um fator de influência das partículas na estrutura do movimento turbulento. Fator de correção representando efeitos adicionais para cada condição hidráulica, Ca, W, u^* . O fator ϕ é definido pela equação:

$$\varphi = 2,5 \left(\frac{w}{u^*}\right)^{0,8} \cdot \left(\frac{Ca}{Co}\right)^{0,4} \text{ para } 0,01 \leq \frac{w}{u^*} \leq 1 \quad (38)$$

- Cálculo do parâmetro de suspensão (Z), que expressa a influência das forças ascendentes do escoamento turbulento e as forças gravitacionais descendentes.

$$Z = \frac{W}{\beta \cdot k \cdot u^*} \quad (39)$$

- O parâmetro, Z' é calculado pela equação: (valor de suspensão modificado).

$$Z' = Z + \varphi \quad (40)$$

- Cálculo de a/d

se $a/d \leq 0,01$, então $a/d = 0,01$, senão a/d

- Fator de correção da carga de sedimento em suspensão (F):

$$F = \frac{\left[\frac{a}{d}\right]^{Z'} - \left[\frac{a}{d}\right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{d}\right]^{Z'} \cdot [1,2 - Z']} \quad (41)$$

- A descarga de sedimentos em suspensão é dada por:

$$qs = F \cdot U \cdot d \cdot ca \quad (42)$$

- A descarga total de sedimentos é calculada por:

$$qT = qb + qs(43)$$

O intervalo de validade do método de Van Rijn, segundo Scapin et al. (2007, p. 10), é de diâmetros de partícula entre 0,2 mm e 2,0 mm.

2.9 MODELOS MATEMÁTICOS PARA CÁLCULO DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS DE DESCARGA TOTAL

2.9.1 Modelo de Engelund e Hansen(1967)

A fórmula de Engelund e Hansen (1967), usa o conceito de potência da corrente, que é o produto da diferença de potencial entre os terminais, e o princípio da similaridade. Os autores restringem o uso da equação para materiais de leito que possuam diâmetro médio maior do que 0,15mm e não recomendam a equação para fundo com rugas.

Para aplicação deste método, é necessário o conhecimento de:

- Peso específico do sedimento em ton/m^3 (γ_s);
- Peso específico da água em ton/m^3 (γ);
- Velocidade média do escoamento em m/s (U);
- Diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito são mais finos (D50);
- Aceleração da gravidade em m/s^2 (g);
- Raio hidráulico em m (R_h);
- Declividade da linha d'água em m/m (S);
- Largura da superfície do canal em m (B).

A tensão de cisalhamento da corrente (τ_o) em kg/m^2 é determinada pela equação:

$$\tau_o = \gamma \cdot Rh \cdot S \quad (44)$$

A descarga sólida total (gs) do material transportado em kg/m.s é determinada pela equação:

$$gs = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \left[\frac{D50}{g \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right)} \right]^{1/2} \left[\frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma) D50} \right]^{3/2} \quad (45)$$

2.9.2 Modelo de Ackers e White (1973)

Ackers e White (1973 apud SCAPIN et al., 2007, p. 9) obtiveram uma função para cálculo da descarga sólida do material do leito em termos de três grupos adimensionais: um diâmetro adimensional da partícula, que necessita ser obtida experimentalmente; um parâmetro referente à mobilidade da partícula e uma taxa adimensional do transporte de sedimentos, por ser adimensional elimina a necessidade de se variar o valor dos parâmetros durante o experimento. Esta função foi obtida com base em quase mil experimentos em calhas com movimentos uniformes e aproximadamente uniformes, número de Froude (número adimensional, utilizado na hidráulica de condutos abertos que representa a razão entre uma velocidade característica e a velocidade de onda gravitacional e separa os tipos de regime de escoamento em três tipos de acordo com sua relação com o nível crítico da água no canal; menor que 1, igual a 1 ou maior que 1) menor que 0,8 e com profundidades de escoamento de até 0,4 m.

$$Fg = \frac{u_*^a}{\sqrt{gD^{35}(\gamma_s - 1)}} \left[\frac{u}{5,657 \log \left(\frac{\alpha d}{D^{35}} \right)} \right]^{1-a} \quad (46)$$

Onde:

Fg = grandeza de mobilidade da partícula (adimensional);

u_* = velocidade de cisalhamento dos grãos relativa ao fundo (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s²);

a = expoente de transição que depende da granulometria do sedimento (adimensional);

D_{35} = diâmetro do grão para o qual 35% do material do leito são mais finos (m);

γ_s = peso específico do sedimento (ton/m³);

u = velocidade média do escoamento (m/s);

α = coeficiente, que no regime turbulento hidraulicamente rugoso tem valor igual a 10;

d = diâmetro do sedimento (m).

$$Gg = CA \left(\frac{Fg}{A} - 1 \right)^m \quad (47)$$

Onde:

Gg = descarga sólida (adimensional);

C_A = coeficiente da função de transporte de sedimento (adimensional);

Fg = grandeza de mobilidade da partícula (adimensional);

A = Valor do número de Froude no movimento incipiente (adimensional);

m = expoente da função de transporte de sedimento (adimensional).

Para determinar os coeficientes da fórmula 47, é necessária a definição do parâmetro de diâmetro adimensional dos grãos, a partir da fórmula 48.

$$Dg = Dg \cdot \left[\frac{(Sg-1) \cdot g}{\nu^2} \right]^{1/3} \quad (48)$$

Onde:

Dg = diâmetro adimensional dos grãos (adimensional);

Sg = densidade do sedimento (adimensional);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

ν = viscosidade cinemática do fluido (m^2/s).

A partir do conceito de diâmetro adimensional, têm-se as seguintes expressões de acordo com os intervalos:

Para $1 \leq Dg \leq 60$:

$$a = 1 - 0,56 \log Dg \quad (49)$$

$$A = \frac{0,23}{Dg^{0,5}} + 0,14 \quad (50)$$

$$m = \frac{9,66}{Dg} + 1,34 \quad (51)$$

$$\log CA = 2,86 \log Dg - (\log Dg)^2 - 3,53 \quad (52)$$

Onde:

D_g = diâmetro adimensional dos grãos (adimensional);

a = expoente de transição que depende da granulometria do sedimento (adimensional);

A = valor do número de Froude no movimento incipiente (adimensional);

m = expoente da função de transporte de sedimento (adimensional);

C_A = coeficiente da função de transporte de sedimento (adimensional).

Para $D_g > 60$:

- a) $a = 0,0$;
- b) $A = 0,17$;
- c) $m = 1,5$;
- d) $C_A = 0,025$.

Para $D_g < 1$: o modelo não se aplica.

A fórmula a seguir é utilizada para calcular a concentração de sedimentos por unidade de peso de fluido:

$$C_g = \frac{Gg\gamma_s D_{35}}{d} \cdot \frac{1}{\left(\frac{u^*}{u}\right)^a} \quad (53)$$

Onde:

C_g = concentração de sedimentos (ton/m^3);

Gg = descarga sólida (adimensional);

γ_s = peso específico do sedimento (ton/m^3);

D35= diâmetro do grão para o qual 35% do material do leito são mais finos (m);

d = diâmetro do sedimento (m);

u_* = velocidade de cisalhamento dos grãos relativa ao fundo (m/s);

u = velocidade média do escoamento (m/s);

a = expoente de transição que depende da granulometria do sedimento (adimensional).

Dentre as limitações desse modelo, segundo Scapin et al. (2007, p. 9), verifica-se que:

- a) o número de Froude deve ser menor que 0,8;
- b) o modelo não se aplica aos materiais que apresentam propriedades coesivas;
- c) o diâmetro dos sedimentos deve estar no intervalo de 0,04 mm a 7,0 mm.

Ainda, segundo Thomas et al (1998), o modelo pode ser aplicado apenas para os seguintes intervalos de dados:

- a) densidade dos sedimentos de 1,0 a 2,7 g/cm³;
- b) velocidade média do escoamento de 0,022 m/s a 2,17 m/s;
- c) profundidade do escoamento de 0,003 m a 0,43 m;
- d) declividade da linha d'água de 0,00006 a 0,037;
- e) largura do canal de 0,07 m a 1,22 m.

3 METODOLOGIA

Esta pesquisa foi desenvolvida em três fases. A primeira fase compreendeu trabalhos teóricos, de pesquisa bibliográfica e identificação de modelos matemáticos. A segunda foi formada por trabalhos experimentais, no laboratório, visando calibrar os modelos teóricos. Na terceira fase, os modelos matemáticos foram aplicados utilizando os dados gerados nos ensaios.

Foi realizada uma pesquisa bibliográfica para identificar os modelos empíricos para o cálculo de transporte de sedimentos disponíveis na literatura. Dentre os modelos existentes, foram selecionados os que permitiram o cálculo para leitos de areia com granulometria não uniforme, em condições de fluxo unidirecional.

Além disso, foram realizados ensaios laboratoriais, utilizando o canal hidráulico disponível no laboratório do CEULP/ULBRA. O canal foi adaptado para colocar um leito de areia, de modo a realizar ensaios de erosão. O leito foi construído com areia do rio Tocantins.

Na caracterização do material do leito, foi utilizada a *NBR NM 248-2003 - Agregados - Determinação da composição granulométrica*, que prescreve o método para a determinação da composição granulométrica de agregados miúdos e graúdos. Este ensaio necessitou da seguinte aparelhagem: Balança, com resolução de 0,1% da massa da amostra de ensaio; Estufa, capaz de manter a temperatura de até 105°C; Peneiras; Bandejas; Escova ou pincel e fundo avulso de peneira.

Canais hidráulicos de laboratório são caracterizados por apresentarem uma superfície livre sob pressão atmosférica. Pode ou não ser revestido com algum material para dar sustentação. O Canal para experimentos Hidráulicos é um equipamento desenvolvido especialmente para apoiar o ensino das matérias que tratam dos fluidos e seus escoamentos. O uso de um equipamento para apresentar os fenômenos reais em forma visual reforça o aprendizado e torna mais fácil o entendimento dos fenômenos. É projetado para utilização da água como fluido de trabalho.

O canal hidráulico *070, 16000 HM 160 Experimental Flume 86x300mm* tem um circuito fechado de água, com seção transversal de 86x300mm, 2,5m de comprimento e pode ser aumentada para 5m com o elemento de extensão HM 160, porém esse elemento está indisponível. Por ter voltagem de 120V, necessita de um transformador para utilizá-lo. As paredes laterais são feitas de vidro temperado,

proporcionando uma excelente observação das experiências. Todos os componentes que entram em contato com a água são feitos de materiais resistentes à corrosão (aço inoxidável, plástico reforçado com vidro). A circulação da água a partir de um reservatório é feita através de um equipamento moto-bomba, equipada com medidor de vazão, assim o fluxo na seção experimental entra com pouca turbulência.

O canal possui inclinação de $-1,0\%$ e vai até 3% ; Reservatório tem capacidade de 280 litros; A bomba gera um consumo de energia de $1,02\text{ kW}$; Vazão máxima de $10,0\text{ m}^3/\text{h}$; Pesa aproximadamente 500 kg .

Figura 7, Canal Hidráulico 070 16000 HM 160 Experimental Flume 86x300mm.



Para realizar os ensaios foi necessário fazer alguns ajustes no canal. Neste canal só é possível barrar a areia na saída, com isso foi feita outra contenção no início do canal, de isopor, com $5,5\text{ cm}$ de altura. A areia não pode passar na bomba, então foi executado um filtro na saída da mangueira do canal, que ficou com duas funções, não deixar areia passar para a bomba e reter a areia transportada no ensaio (fenômeno hidráulico de interesse).

Figura 8, retirada do filtro do reservatório para coletar o material transportado.



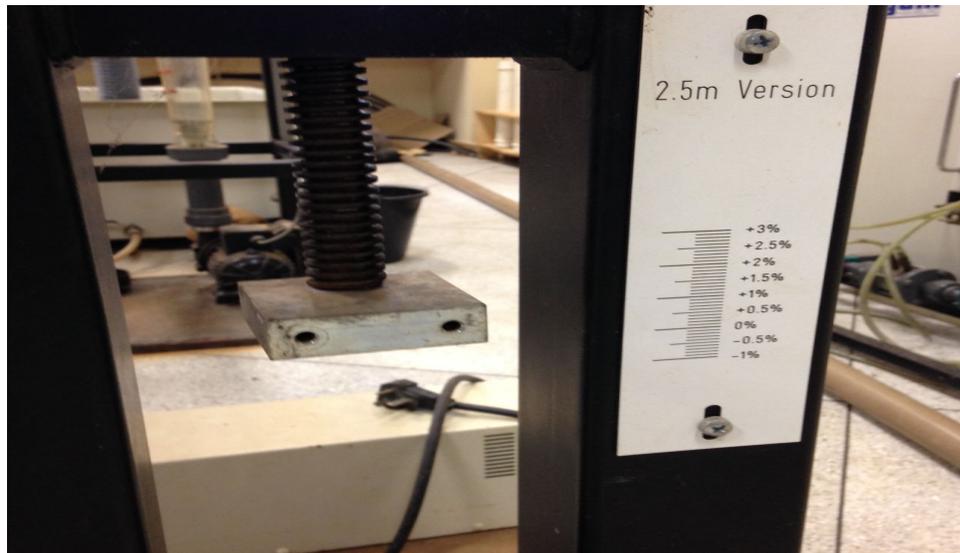
O leito foi realizado pela técnica de chuva de areia, na qual foi lançada areia através de um dispositivo (carrinho), construído especificamente para esse trabalho, que promoveu uma mesma compactação, deixando o leito uniforme, com aproximadamente 5,5 cm de altura.

Figura 9, dispositivo de lançamento e transporte da areia.



A inclinação da calha experimental foi ajustada em 0,5%, 1,0% e 1,5% para determinar a influência da inclinação no transporte de sedimentos. A inclinação é marcada pela parte superior do dispositivo retangular.

Figura 10, dispositivo para medir inclinação do canal.



Em cada caso foi medida a taxa de transporte de sedimento e a velocidade do fluxo da água. Para garantir a repetibilidade, realizou-se o ensaio três vezes com a mesma inclinação mas com tempos diferentes. Desta forma é possível identificar se foi alcançado um estado de equilíbrio, no qual, o fluxo da água erode uma quantidade constante de sedimento. A Tabela 1 apresenta um esboço do experimento laboratorial. Note que no total serão realizados nove ensaios.

Tabela 1 –Ensaio Laboratoriais de acordo com a Inclinação e o tempo.

	INCLINAÇÃO	TEMPO (s)
ENSAIO 1	0,50%	300
ENSAIO 2	1,00%	300
ENSAIO 3	1,50%	300
ENSAIO 4	0,50%	60
ENSAIO 5	1,00%	60
ENSAIO 6	1,50%	60
ENSAIO 7	0,50%	600
ENSAIO 8	1,00%	600
ENSAIO 9	1,50%	600

Os resultados obtidos foram utilizados para calibrar os modelos teóricos. Para isso, foi necessário identificar os parâmetros de entrada dos modelos que foram medidos no laboratório. Em seguida, a taxa de transporte de sedimento calculada

pelo modelo matemático será comparada com a taxa de transporte medida no laboratório. No processo de calibração foram identificados os parâmetros críticos do modelo, por meio de uma análise de sensibilidade.

3.1.1 PROCEDIMENTO

Foram utilizados os seguintes materiais para realizar o ensaio no laboratório de recursos hídricos do CEULP/ULBRA: Espátula, trena, régua, isopor, pincel, tesoura, alicate, arame, carrinho com recipiente para transportar a areia, carrinho que distribui a areia dentro do canal hidráulico, filtro na mangueira de saída da água do canal para reter a areia. Para cada ensaio foi necessário 11,825kg de areia, previamente secadas através da estufa.

3.1.1 Passo a passo ensaio em canal hidráulico

3.1.1.1 Vedar a saída de água do canal através de um filtro feito com pano e amarrado no tubo através de arame galvanizado.

3.1.1.2 Regular a declividade do canal hidráulico de acordo com a necessidade de cada ensaio.

3.1.1.3 Retirar as escoras do canal hidráulico e colocar as vedações no início e no final do mesmo, para que a água e a areia possam ficar retida.

3.1.1.4 Encher o canal com 3 centímetros de lâmina de água.

3.1.1.5 Colocar três recipientes no canal, no início, no meio e no fim para depois coleta-los e pesá-los para obter a densidade saturada média.

3.1.1.6 Encher o dispositivo que joga a areia a 25 cm de altura no canal (carrinho), movimentando-o da maneira mais uniforme possível despejando a areia no canal hidráulico, buscando deixar a altura da areia com 5,5 cm.

3.1.1.7 Regularizar o nível da areia com uma espátula, com cuidado para não compactar o meio. Retirar o excesso de areia do canal.

3.1.1.8 Ligar a bomba com vazão de $1\text{m}^3/\text{h}$ durante 60, 300 ou 600 segundos, de acordo com o ensaio.

3.1.1.9 Medir a altura da lâmina de água em 8 pontos diferentes no canal.

3.1.1.10 Medir a velocidade que a passa no canal em metros por segundo. Há duas marcações no canal, que marca um metro de comprimento, joga dois pedaços de isopor ligados por um parafuso e cronometra o tempo que ele gasta para passar

entre as duas marcações, com o espaço e o tempo, calcula-se a velocidade. Realizar cinco testes por ensaio e adotar a média.

3.1.1.11 Após desligar a bomba, medir a altura da camada de areia em 21 pontos diferentes do canal.

3.1.1.12 Retirar os recipientes do canal, pesar na balança de precisão e calcular a densidade saturada.

3.1.1.13 Retirar toda a areia do canal através de uma espátula.

3.1.1.14 Retirar o filtro que está na saída de água do canal, coletar os sedimentos transportados e depositar em um recipiente para levar até a estufa. Deixar secando com temperatura uniforme durante 24 horas, retirar o material da estufa e deixar esfriar a temperatura ambiente. Por fim e mais importante, pesar o material na balança de precisão.

4 RESULTADOS

Neste capítulo são mostrados os resultados obtidos nesta pesquisa. Inicialmente é mostrado o resultado do ensaio de composição granulométrica, em seguida são mostrados os resultados dos ensaios do canal hidráulico e do cálculo de transporte de sedimentos através das equações citadas no referencial teórico, resumidos em forma de tabelas, para facilitar a compreensão.

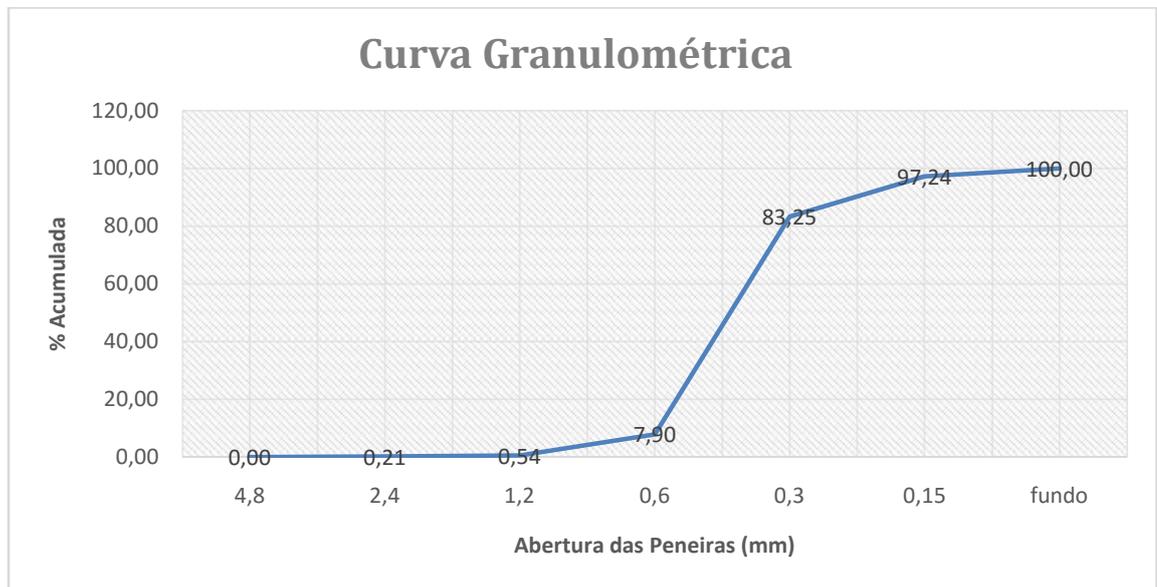
4.1 CURVA GRANULOMÉTRICA

A Granulometria ou Análise Granulométrica de um solo é o processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fração possui em relação à massa total da amostra em análise. A curva granulométrica é de extrema importância, pois através dela retiramos o diâmetro médio do agregado, o D50, que é necessário em todas as equações de transporte de sedimentos. Neste caso o diâmetro médio foi de 0,4 mm, segundo mostrado no Gráfico 1, construído a partir dos dados da Tabela 2.

Tabela 2, Composição Granulométrica do material do leito do canal

COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DO AGREGADO MIÚDO (NBR NM 248/2003)									
PENEIRAS		1° DETERMINAÇÃO			2° DETERMINAÇÃO			MÉDIA % RETIDA	
		MASSA	% RETIDA		MASSA	% RETIDA			
Pol / N°	(mm)	RETIDA (g)	SIMPLES	ACUMULADA	RETIDA (g)	SIMPLES	ACUMULADA	SIMPLES	ACUMULADA
4	4,8	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
8	2,4	0,70	0,14	0,14	1,40	0,28	0,28	0,21	0,21
16	1,2	1,90	0,38	0,52	1,40	0,28	0,56	0,33	0,54
30	0,6	33,90	6,78	7,30	39,70	7,94	8,50	7,36	7,90
50	0,3	370,80	74,16	81,46	382,70	76,54	85,04	75,35	83,25
100	0,15	79,10	15,82	97,28	60,80	12,16	97,20	13,99	97,24
FUNDO		13,60	2,72	100,00	14,00	2,8	100,00	2,76	100,00
TOTAL		500,00			500,00				
MÓDULO DE FINURA		1,8914							

Gráfico 1, Curva Granulométrica do material do leito do canal



4.2 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE EROSÃO NO CANAL HIDRÁULICO

A seguir são apresentados os valores medidos em cada um dos ensaios realizados no canal hidráulico no laboratório.

Tabela 3, Resultados do ensaio laboratorial número 1.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
1	02/03/2016	1,0	0,5	300	0,531				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
63	67	75	76	78	78				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
49	50	52	54	52	54	55	54	55	54
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
55	54	57	54	56	54	54	59	58	54
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm³)	DENS_B(g/cm³)		DENS_C(g/cm³)		
PESO ÚMIDO (g)	53,9	53,6	55,8	2,246	2,330		2,232		
VOLUME (cm³)	24	23	25						
	DENS_MÉDIA(g/cm³)			2,269					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,348 m/s.								

Esta sequência de tabelas mostra os resultados dos nove ensaios realizados no laboratório de recursos hídricos do CEULP ULBRA. Cada tabela possui o número do ensaio; a data da realização do ensaio; a vazão em metros cúbicos que é constante para todos os ensaios; a inclinação que varia de 0,5%, 1,0% e 1,5%; o tempo, que muda de 60, 300 e 600 segundos; um dos dados mais importante obtido é o peso do material coletado seco (sedimento transportado no ensaio); altura da lâmina de água durante a realização do ensaio; altura do leito do canal de areia após a realização do ensaio; densidade do leito saturada, obtido através da média, coletada por recipientes dentro do canal e a velocidade média do escoamento da água dentro do canal hidráulico.

Tabela 4, Resultados do ensaio laboratorial número 2.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
2	03/03/2016	1,0	1	300	0,638				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
66	67	71	75	77	77				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
52	53	53	54	54	56	56	58	58	56
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
56	59	59	60	58	58	58	57	57	54
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm³)	DENS_B(g/cm³)		DENS_C(g/cm³)		
PESO ÚMIDO (g)	54,2	53,9	55,8	2,258	2,344		2,232		
VOLUME (cm³)	24	23	25						
			DENS_MÉDIA(g/cm³)	2,278					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,360 m/s.								

Tabela 5, Resultados do ensaio laboratorial número 3.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
3	04/03/2016	1,0	1,5	300	0,839				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
68	68	67	70	73	74				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
52	54	54	55	56	54	57	54	55	57
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
57	58	56	57	56	56	54	57	55	53
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm ³)	DENS_B(g/cm ³)		DENS_C(g/cm ³)		
PESO ÚMIDO (g)	55,4	54,6	56,1	2,308	2,374		2,244		
VOLUME (cm ³)	24	23	25						
			DENS_MÉDIA(g/cm ³)	2,309					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,383 m/s.								

Tabela 6, Resultados do ensaio laboratorial número 4.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
4	07/03/2016	1,0	0,5	60	0,233				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
62	65	64	65	64	69				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
52	52	55	55	55	55	54	55	55	54
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
55	55	55	55	54	53	50	49	48	48
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm ³)	DENS_B(g/cm ³)		DENS_C(g/cm ³)		
PESO ÚMIDO (g)	54,1	53,8	56,1	2,254	2,340		2,244		
VOLUME (cm ³)	24	23	25						
			DENS_MÉDIA(g/cm ³)	2,279					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,345 m/s.								

Tabela 7, Resultados do ensaio laboratorial número 5.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m³/h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
5	08/03/2016	1,0	1	60	0,394				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
64	69	76	75	74	74				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
51	52	53	53	56	58	56	58	57	56
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
56	54	60	57	58	57	57	59	58	
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm³)	DENS_B(g/cm³)		DENS_C(g/cm³)		
PESO ÚMIDO (g)	53,8	53,8	55,8	2,242	2,339		2,232		
VOLUME (cm³)	24	23	25						
			DENS_MÉDIA(g/cm³)	2,271					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,360 m/s.								

Tabela 8, Resultados do ensaio laboratorial número 6.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m³/h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
6	09/03/2016	1,0	1,5	60	0,585				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
66	73	73	75	73	72				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	53	53	54	56	55	56	55	59	58
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
57	57	59	59	57	59	57	57	58	59
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm³)	DENS_B(g/cm³)		DENS_C(g/cm³)		
PESO ÚMIDO (g)	55,6	54,5	56,3	2,317	2,369		2,252		
VOLUME (cm³)	24	23	25						
			DENS_MÉDIA(g/cm³)	2,317					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,380 m/s.								

Tabela 9, Resultados do ensaio laboratorial número 7.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
7	10/03/2016	1,0	0,5	600	1,112				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
63	70	75	77	80	82				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
51	52	52	52	55	54	56	52	56	57
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
56	57	57	58	57	56	55	58	56	53
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm ³)	DENS_B(g/cm ³)		DENS_C(g/cm ³)		
PESO ÚMIDO (g)	56,2	55,9	55,4	2,342	2,430		2,216		
VOLUME (cm ³)	24	23	25						
	DENS_MÉDIA(g/cm ³)			2,329					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,342 m/s.								

Tabela 10, Resultados do ensaio laboratorial número 8.

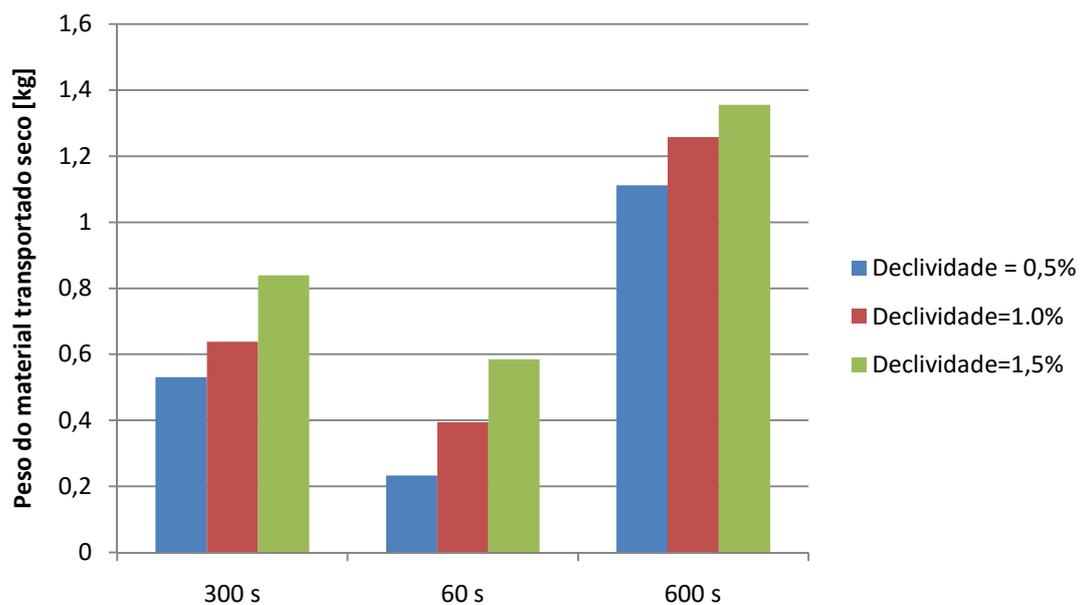
ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
8	11/03/2016	1,0	1	600	1,258				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
63	68	71	75	75	77				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	52	51	53	50	57	50	55	57	52
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
56	60	60	59	59	60	59	60	61	59
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm ³)	DENS_B(g/cm ³)		DENS_C(g/cm ³)		
PESO ÚMIDO (g)	56,9	55,3	57,8	2,371	2,404		2,312		
VOLUME (cm ³)	24	23	25						
	DENS_MÉDIA(g/cm ³)			2,362					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,361 m/s.								

Tabela 11, Resultados do ensaio laboratorial número 9.

ENSAIO	DATA	VAZÃO (m ³ /h)	INCLINAÇÃO (%)	TEMPO (s)	PESO DO MATERIAL COLETADO SECO (kg)				
9	13/03/2016	1,0	1,5	600	1,355				
ALTURA DA LÂMINA DA ÁGUA (mm)									
1	4	8	12	16	20				
62	64	68	68	69	71				
ALTURA DO LEITO AO FINAL DO ENSAIO (mm)									
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
50	50	51	51	51	52	53	55	53	48
11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
52	53	52	54	2	50	50	51	50	35
DENSIDADE DO LEITO									
	A	B	C	DENS_A (g/cm ³)	DENS_B(g/cm ³)		DENS_C(g/cm ³)		
PESO ÚMIDO (g)	56,3	55,8	56,1	2,346	2,426		2,244		
VOLUME (cm ³)	24	23	25						
DENS_MÉDIA(g/cm ³)				2,339					
OBSERVAÇÕES:	Velocidade média = 0,386 m/s.								

O gráfico 2 mostra um resumo do resultado de cada ensaio.

Gráfico 2 – Peso do material coletado em cada ensaio.



4.3 APLICAÇÃO DOS MODELOS MATEMÁTICOS DE TRANSPORTE DE SEDIMENTO

A seguir são apresentados os cálculos de taxa de transporte de sedimento aplicando modelos matemáticos. Dentre os modelos disponíveis, foram selecionados os que se identificaram compatíveis com os parâmetros de entrada. Foram selecionados os modelos de Meyer-Peter & Muller e Einstein. As tabelas a seguir mostram os cálculos realizados para cada ensaio, seguidas de um gráfico comparativo entre a medição no laboratório e os modelos matemáticos.

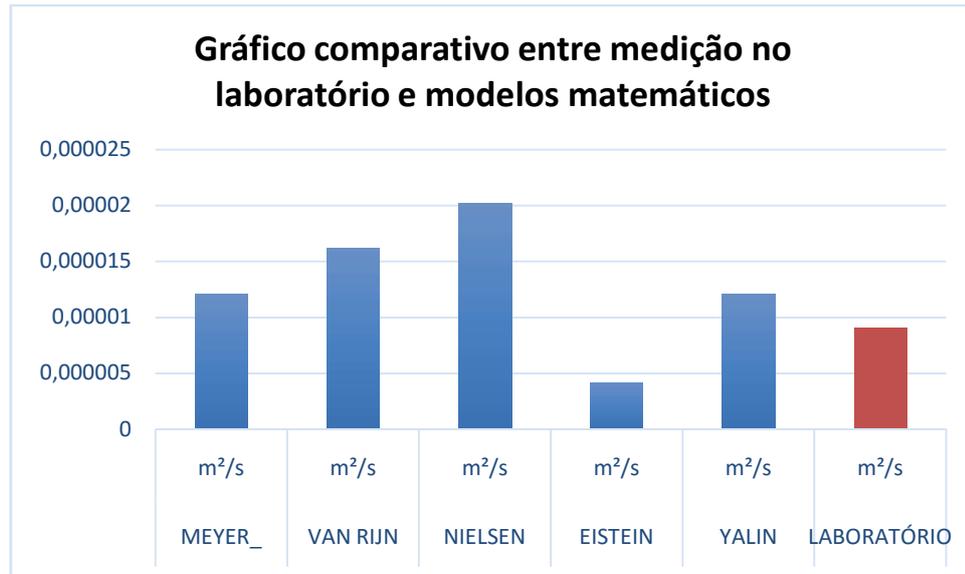
ENSAIO 1

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2269
Dens_água	kg/m ³	1000
H	m	0,0178
I	-	0,005
Vel_média	m/s	0,348
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	300

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	0,873
S	-	2,269
D*	-	9,945
σ^*	-	0,1753
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000121
VAN RIJN	m ² /s	0,0000162
NIELSEN	m ² /s	0,0000202
EISTEIN	m ² /s	0,0000042
YALIN	m ² /s	0,0000121

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000091



Os parâmetros de entrada dos ensaios foram obtidos através dos ensaios realizados nos canais hidráulicos ou dados que são sabidos, como gravidade e densidade da água. D_{50} e vazão são dados constantes para todos os ensaios. Velocidade média, tempo, inclinação do leito do canal, altura da lâmina de água e densidade do sedimento saturado são variáveis.

Para calcular σb é necessário gravidade, densidade da água, altura da lâmina de água e inclinação do leito do canal. S é obtido dividindo a densidade do material pela densidade da água. D^* utiliza D_{50} , S , gravidade e viscosidade. σ^* é obtido através do S , densidade da água, gravidade, S e o D_{50} . σ^*_{crit} utiliza o D^* para ser calculado.

Todos os modelos matemáticos utilizam os mesmos parâmetros de entrada e parâmetros calculados, porém cada um tem suas particularidades, por isso os resultados são diferentes.

$$\sigma b = g \cdot \rho \cdot h \cdot i \quad S = \frac{\rho_{\text{solo}}}{\rho_{\text{água}}} \quad D^* = D_{50} \cdot \left[\frac{(S-1) \cdot g}{v^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad \sigma^* = \frac{\sigma b}{\rho \cdot (S-1) \cdot g \cdot D_{50}}$$

$$\sigma^*_{crit} = \frac{0,30}{1 + 1,2 \cdot D^*} + 0,055 \cdot [1 - \exp(-0,020 \cdot D^*)]$$

O gráfico comparativo mostra a proximidade do qb medido no laboratório (transporte de sedimentos) com o qb calculado através dos modelos matemáticos. Quanto maior a declividade, maior a velocidade, com isso pode mudar o regime hidráulico de laminar para turbulento.

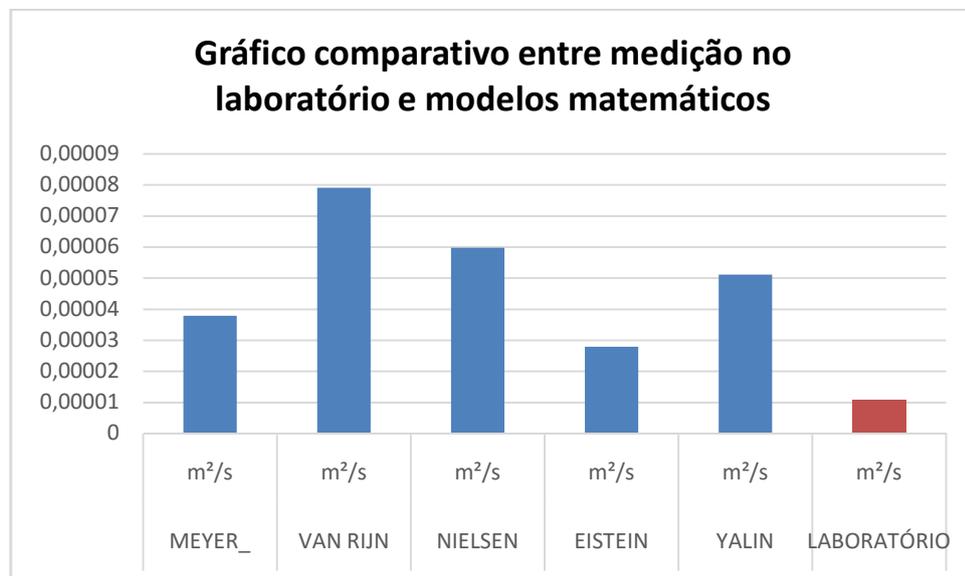
ENSAIO 2

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2278
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0172
i	-	0,01
Vel_média	m/s	0,36
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	300

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	1,687
S	-	2,278
D*	-	9,968
σ^*	-	0,336
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000379
VAN RIJN	m ² /s	0,0000791
NIELSEN	m ² /s	0,0000598
EISTEIN	m ² /s	0,0000279
YALIN	m ² /s	0,0000512

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000108



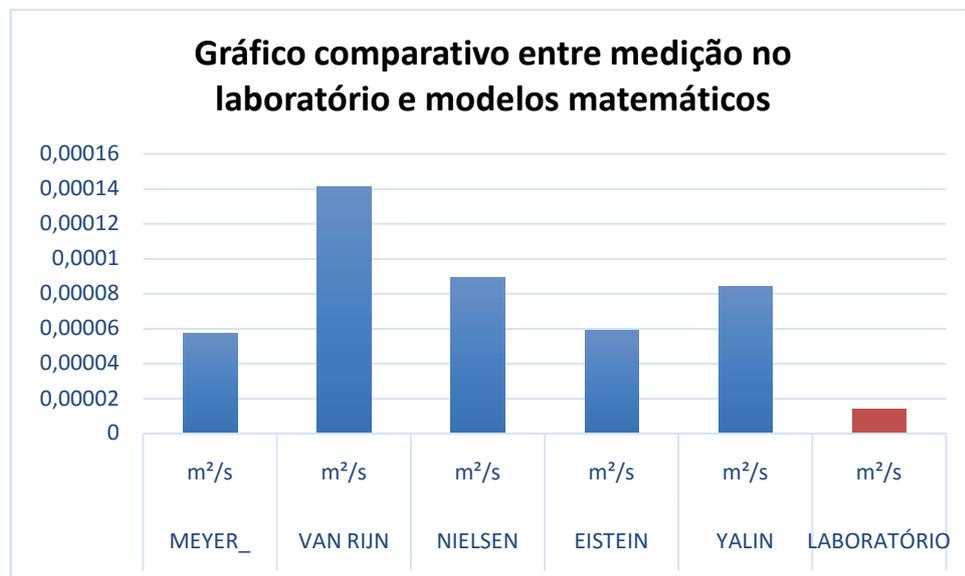
ENSAIO 3

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2309
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0151
i	-	0,005
Vel_média	m/s	0,383
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	300

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	2,207
S	-	2,309
D*	-	10,048
σ^*	-	0,429
σ^* crit	-	0,0329

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000571
VAN RIJN	m ² /s	0,0001411
NIELSEN	m ² /s	0,0000891
EISTEIN	m ² /s	0,0000587
YALIN	m ² /s	0,0000843

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000141



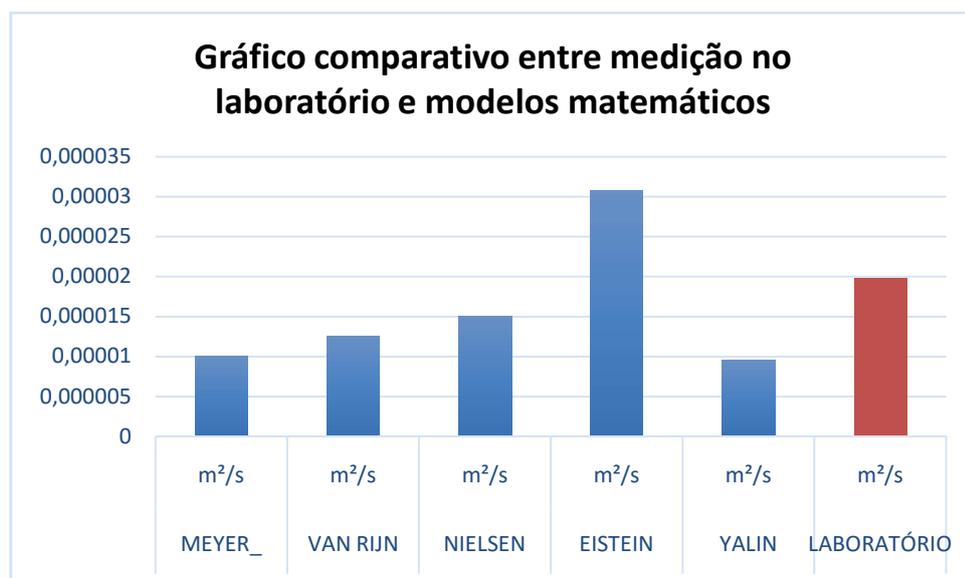
ENSAIO 4

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2279
Dens_água	kg/m ³	1000
H	m	0,0162
l	-	0,005
Vel_média	m/s	0,345
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	60

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	0,800
S	-	2,279
D*	-	9,970
σ^*	-	0,159
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000101
VAN RIJN	m ² /s	0,0000125
NIELSEN	m ² /s	0,0000151
EISTEIN	m ² /s	0,0000308
YALIN	m ² /s	0,0000096

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000198



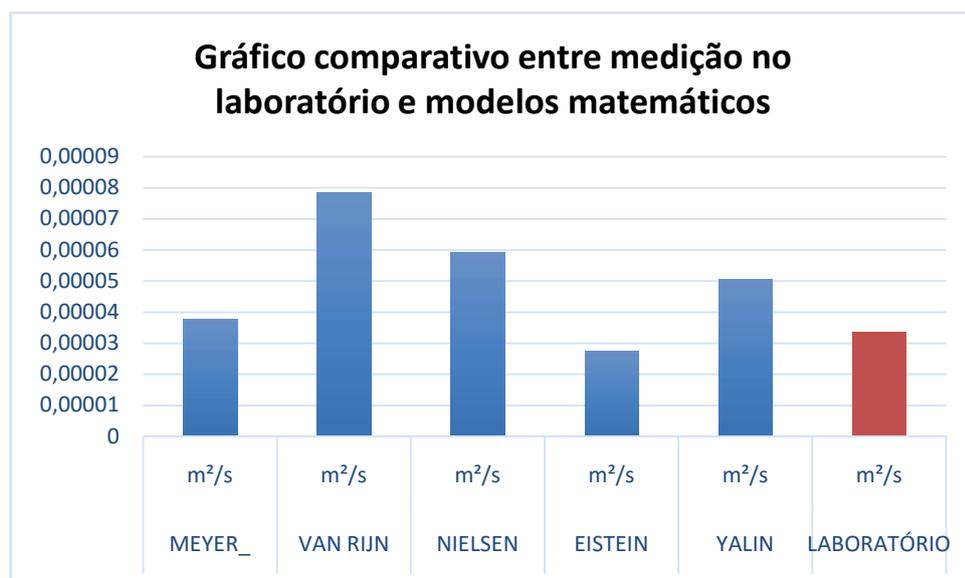
ENSAIO 5

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2271
Dens_água	kg/m ³	1000
H	m	0,0171
l	-	0,010
Vel_média	m/s	0,360
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	60

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	1,667
S	-	2,271
D*	-	9,950
σ^*	-	0,334
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000376
VAN RIJN	m ² /s	0,0000786
NIELSEN	m ² /s	0,0000594
EISTEIN	m ² /s	0,0000273
YALIN	m ² /s	0,0000506

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000336



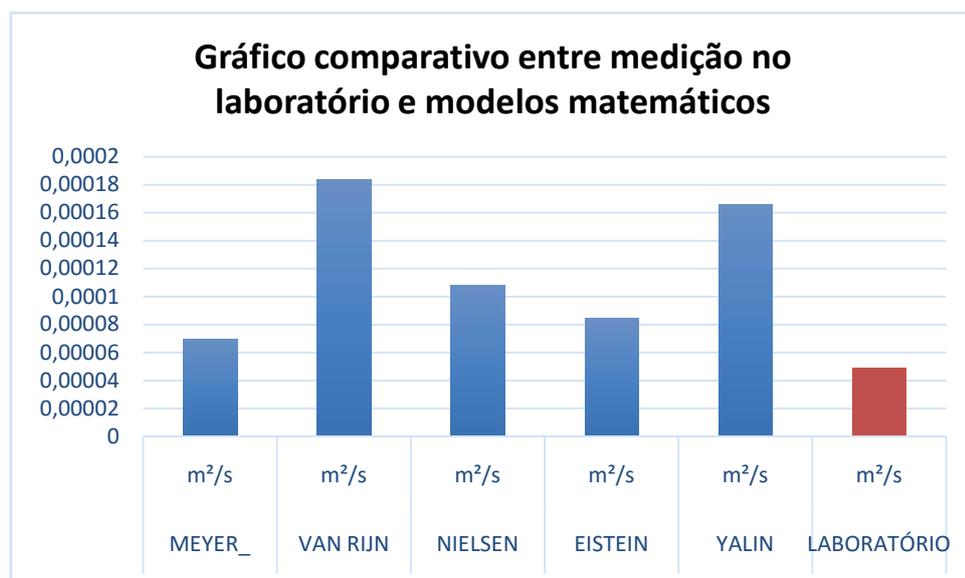
ENSAIO 6

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2317
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0171
i	-	0,015
Vel_média	m/s	0,38
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	60

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	2,500
S	-	2,317
D*	-	10,070
σ^*	-	0,483
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000694
VAN RIJN	m ² /s	0,000184
NIELSEN	m ² /s	0,0001079
EISTEIN	m ² /s	0,0000842
YALIN	m ² /s	0,0001662

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000091



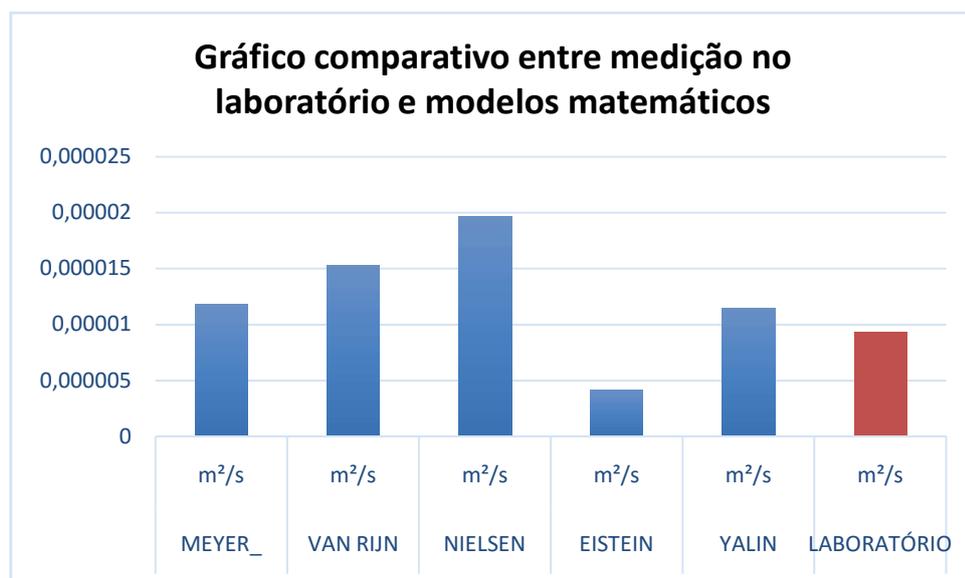
ENSAIO 7

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2329
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0178
i	-	0,005
Vel_média	m/s	0,342
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	600

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	0,890
S	-	2,329
D*	-	10,090
σ^*	-	0,171
σ^* crit	-	0,033

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000118
VAN RIJN	m ² /s	0,0000153
NIELSEN	m ² /s	0,0000197
EISTEIN	m ² /s	0,0000041
YALIN	m ² /s	0,0000115

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000093



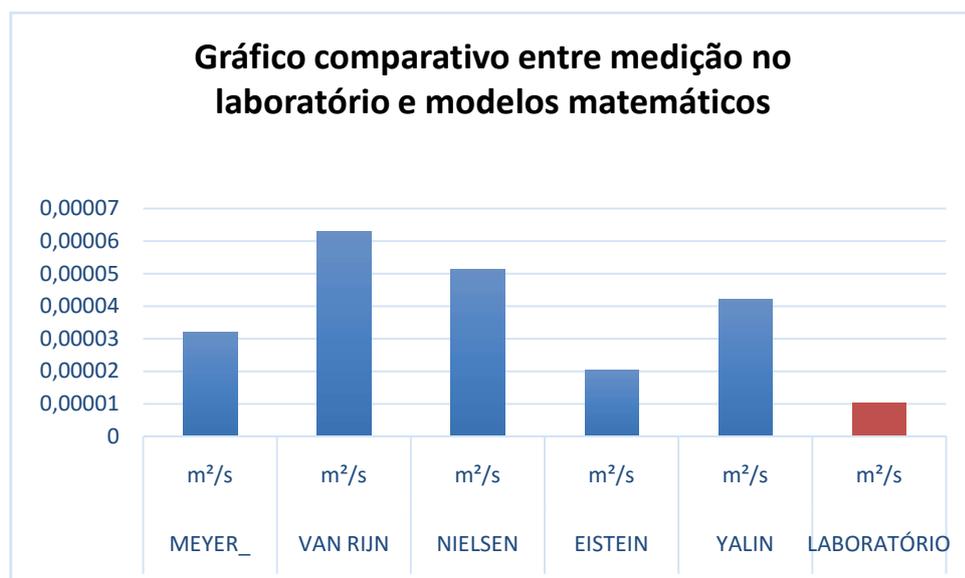
ENSAIO 8

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2362
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0165
i	-	0,010
Vel_média	m/s	0,361
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	600

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	1,610
S	-	2,362
D*	-	10,180
σ^*	-	0,300
σ^* crit	-	0,0328

Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000321
VAN RIJN	m ² /s	0,0000631
NIELSEN	m ² /s	0,0000512
EISTEIN	m ² /s	0,000205
YALIN	m ² /s	0,000421

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000103



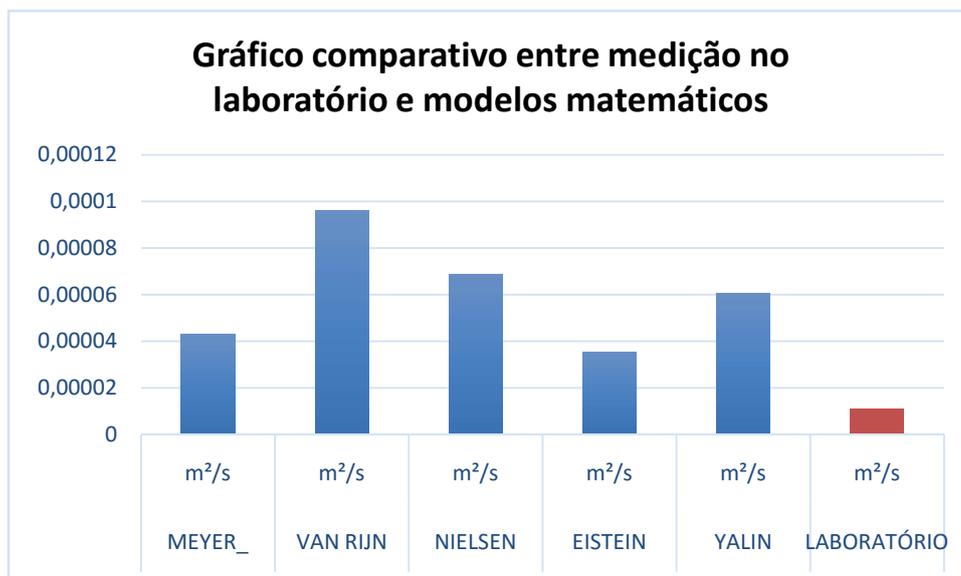
ENSAIO 9

Entrada		
Parâmetro	Unidade	Valor
Gravidade	m/s ²	9,81
D50	m	0,0004
Dens_sed	kg/m ³	2339
Dens_água	kg/m ³	1000
h	m	0,0145
i	-	0,015
Vel_média	m/s	0,386
Vazão	m ³ /h	1,0
Tempo	s	600

Calculado		
Parâmetro	Unidade	Valor
σ_b	m.kg/s ²	1,910
S	-	2,339
D*	-	10,120
σ^*	-	0,360
σ^* crit	-	0,0329

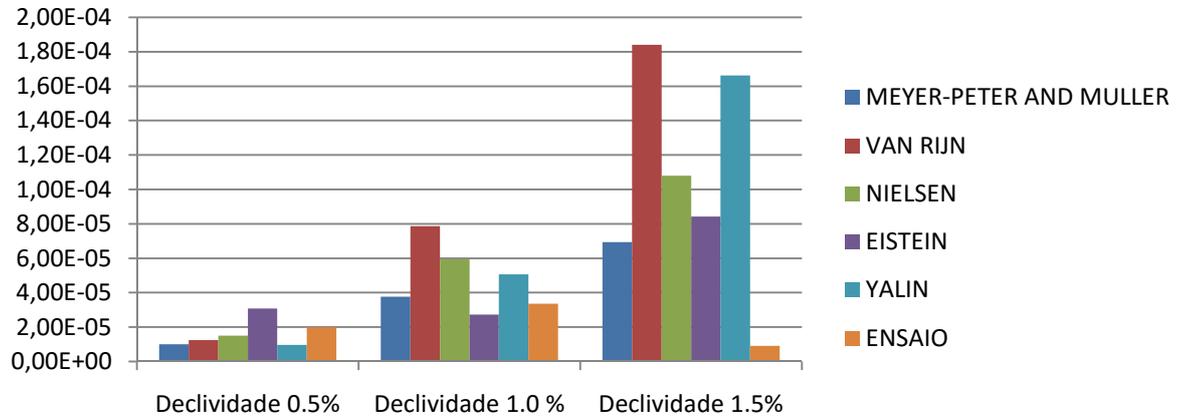
Resultado (qb)		
Modelo	Unidade	Valor
MEYER-PETER AND MULLER	m ² /s	0,0000431
VAN RIJN	m ² /s	0,0000961
NIELSEN	m ² /s	0,0000687
EISTEIN	m ² /s	0,0000354
YALIN	m ² /s	0,0000605

Resultado (qb) Medido	
Unidade	Valor
m ² /s	0,0000111

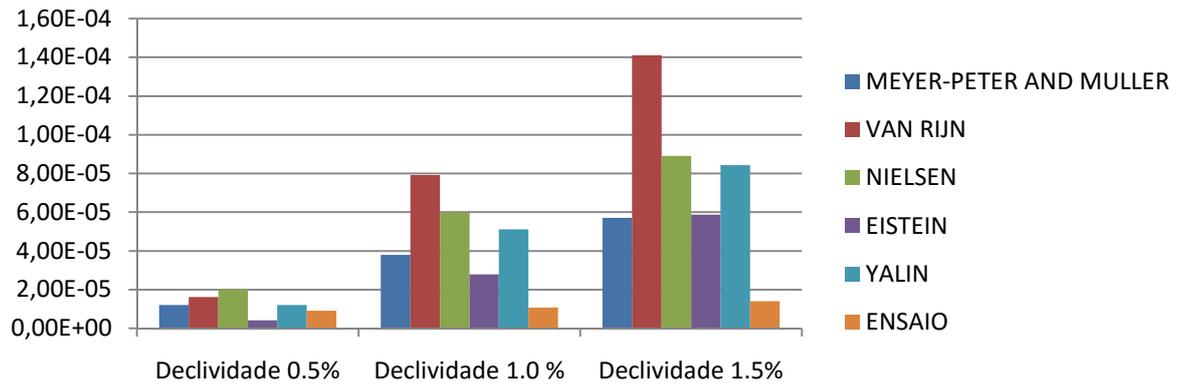


Os gráficos a seguir mostram um resumo dos cálculos realizados.

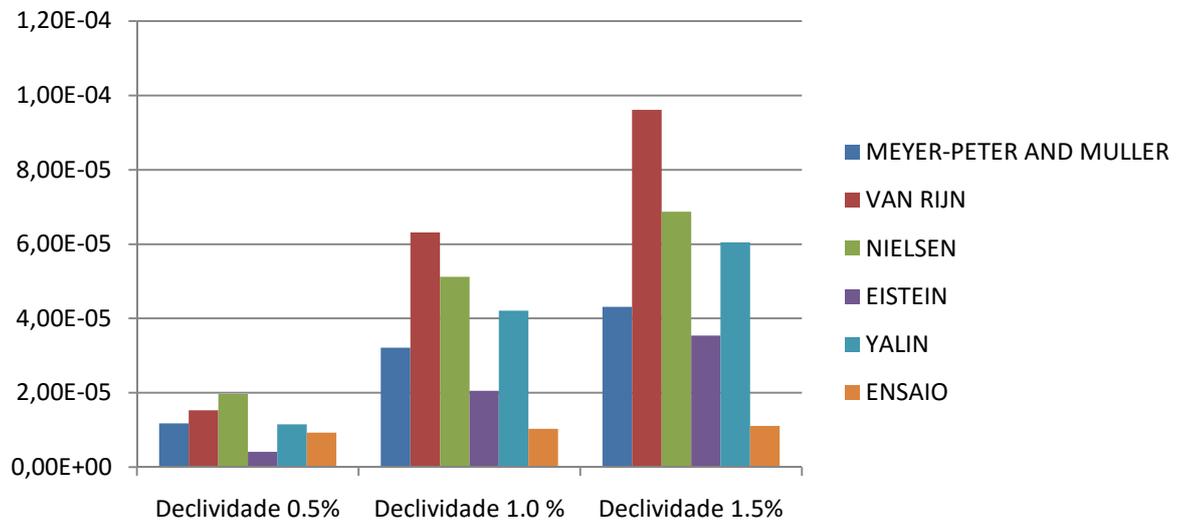
Tempo de ensaio 60 s



Tempo de ensaio 300 s



Tempo de ensaio 600 s



5 CONCLUSÕES

As medições e coletas no campo são de extrema importância para se obter dados reais da seção ou trecho do rio que se quer analisar. Os modelos matemáticos são uma ferramenta muito útil para a previsão de taxa de transporte de sedimentos em leitos fluviais, porém as equações são o resultado de estudos empíricos realizados sob condições limitadas. Por isso, é importante que os métodos de cálculo sejam aprimorados e adaptados para diferentes condições de campo. Durante a pesquisa bibliográfica pode-se perceber que as fontes mudam constantemente, algumas fórmulas são extensas e em outra fonte são resumidas, para o mesmo modelo de cálculo. É importante também desenvolver novos métodos aplicáveis às condições de campo, já que a maioria deles usa dados medidos em calhas de laboratório.

Nesta pesquisa foram anotadas observações no decorrer dos ensaios. Nos ensaios com maior duração, 600 segundos, maior quantidade de areia é transportada; o leito do canal fica mais deformado, com ondulações, principalmente da metade para o fim do canal. Quanto maior a inclinação, maior é a velocidade da água no canal e mais sedimento é transportado.

Os resultados obtidos nos nove ensaios realizados entre fevereiro de 2016 e abril de 2016 no laboratório de recursos hídricos do CEULP/ULBRA, em Palmas, TO, permitiram comparar os valores medidos da descarga de sedimentos com os valores calculados pelos métodos de Meyer-Peter & Muller (1948), Einstein (1950), Yalin (1963), Van Rijn (1984) e Nielsen (1992).

Os métodos de Meyer-Peter & Muller (1948) e Einstein (1950) forneceram os melhores resultados, que ficaram mais próximos dos resultados ensaiados no laboratório.

O pior desempenho dentre os métodos de estimativa da descarga de sedimentos, considerando os nove experimentos, foi o modelo de Van Rijn (1984), que ficou mais distante comparando os resultados calculados e medidos.

Observou-se que os modelos fornecem valores mais próximos ao medido no ensaio para a declividade de 0.5% e ficaram mais afastados para a declividade de 1.5%. Recomenda-se realizar um estudo da sensibilidade dos modelos ao parâmetro declividade.

8 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACKERS, P; WHITE, W.R. **Sediment transport: New approach and analysis.** Journal of the Hydraulics Division, American Society of Agricultural Engineers. v.99, 1973.

ALONSO, C.V; NEIBLING, W.H; FOSTER G.R. **Estimating sediment transport capacity in watershed modeling.** Transactionsofthe ASAE. v. 24, 1981.

ALVIM, A.M; CHAUDHRY, F.H. **Modelo matemático do assoreamento de reservatórios.** Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos; Simpósio Luso Brasileiro de Hidráulica e Recursos Hídricos. v. 3, 1987.

BARCELOS, A.A. **Geração de sulcos em meio coesivo e caracterização hidrossedimentométrica de sua evolução.** 2005, 217p. Universidade federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Rio grande do Sul, 2005.

Disponível em:

<<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/7652>> Acesso em: 11/11/2015.

BASTOS, C.A.B; MILIITSKY, J.; GEHLING, W.Y.Y. **Emprego do ensaio de inderbtizen e da metodologia MCT no estudo da erodibilidade de solos residuais da Grande Porto Alegre.** Congresso brasileiro de geologia de engenharia. São Pedro, São Paulo, 1999.

BASTOS, Cezar Augusto Burkert. **Estudo geotécnico sobre a erodibilidade de solos residuais não saturados.**2004. 239p. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2004.

Disponível em:

<http://www.lume.ufrgs.br/handle/10183/2978?locale=pt_BR> Acesso em: 23/09/2015

BROWN, C.B. **Sediment transport in engineering hydraulics.** New York, USA: John Wiley & Sons, 1950.

BRUNE, G.M; ALLEN, R.E. **A consideration of factor influencing reservoir sedimentation.** The Ohio Valley Region. American Geophysical Union. 1941.

CABRAL, João Batista Pereira. **Análise da sedimentação e aplicação de métodos de previsão para tomada de medidas mitigadoras quanto ao processo de assoreamento no reservatório de Cachoeira Dourada – GO/MG.** 2006, 194 p. Universidade Federal do Paraná. Curitiba, Paraná, 2006.

Disponível em:

<<http://dspace.c3sl.ufpr.br:8080/dspace/bitstream/handle/1884/25273/Tese%20Joao%20Batista%20Pereira%20Cabral.pdf?sequence=1>> Acesso em: 10/11/2015

CARDOSO, A. H. **Hidráulica Fluvial**. Lisboa, Portugal: Fundação CalouteGulbenkian, 1998.

CARLSTRON FILHO, C; GIMENEZ, A.F; PIRES NETO, A.G; PRADINI, L.F; MELO, M.S; FULFARO, V.J; PONÇANO, W.L. **Metodologia para estudo de assoreamento de reservatórios, Reservatório de Passo Real e Ernestina (RS)**. CBGE. Anais, São Paulo. ABGE. 1981.

CARVALHO, José Camapum; GUIMARÃES, E.M.; LIMA, M.C.; RIBEIRO, M.O. **Varição no comportamento térmico de caulinitas de uma cobertura superficial do Distrito Federal**. São Paulo, 2002.

CARVALHO, José Camapum; SALES, Maurício Martines; SOUZA, Newton Moreira; MELO, Maria Tereza da Silva. **Processos erosivos no Centro-Oeste brasileiro**. Brasília: FINATEC. 2006.

CARVALHO, Newton de Oliveira. **Hidrossedimentologia prática**. CPRM e Eletrobrás. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1994.

CARVALHO, Newton de Oliveira; JÚNIOR, Naziano Pantoja Filizola; SANTOS, Paulo Marcos Coutinho; LIMA, Jorge Enoch Furquim Werneck. **Guia de assoreamento de reservatórios**. 2000. 91p. Agência Nacional de Energia Elétrica, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas. Brasília, Distrito Federal, 2000.

Disponível em:

<http://www.aneel.gov.br/biblioteca/downloads/livros/Guia_ava_port.pdf> Acesso em: 15/09/2015

CARVALHO, N.O. **Hidrossedimentologia prática**. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais CPRM/ Centrais Elétricas Brasileiras – ELETROBRÁS. 2. ed. Rio de Janeiro. 2008.

CELTINS; THEMAG Engenharia. **Usina hidrelétrica de lajeado, estudo de impacto ambiental – EIA**. 1996. 168p. Companhia de Energia Elétrica do Estado do Tocantins. Palmas, Tocantins, 1996.

Disponível em:

<<http://www.edp.com.br/geracao-renovaveis/geracao/tocantins/investco/empresa/documentos-oficiais/eia->

rima/Documents/3vol_I_caracterizacao_empreendimento.pdf> Acesso em: 10/10/2015

CHANG, H. **Fluvial processes in river engineering**. Malabar/USA: Krieger Publishing Company, 1998.

CHOW, V.T. **Open Channel Hydraulics**. New York: McGraw Hill, 1959.

COIADO, E. M; PAIVA, L. E. D. **Análises sobre algumas fórmulas para o cálculo do transporte de sedimentos na camada do leito**. In: Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, 2005, João Pessoa, Paraíba. Porto Alegre: ABRH, 2005.

Disponível em:

<www.acquacon.com.br/ixsrhn/modelo.doc>. Acesso em: 9/11/2015.

COLEBROOK, C. F. **Experiments with Fluid-Friction in Roughened Pipes**." Proc. Roy. Soc. (A), vol. 161, pp. 367,351. 1939.

DOLVITSCH, Juliane Natália. **Simulação do transporte de sedimentos em rios e canais: estudo sobre softwares disponíveis**. 2013. 81p. Uninversidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Departamento de Engenharia Civil. Porto Alegre, Rio Grande do Sul, 2013.

Disponível em:

<<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/78217/000896798.pdf?sequence=1>> Acesso em: 08/09/2015

ENGELUND, F; HANSEN, E. **A monograph on sediment transport in alluvial streams**. TekniskVerlag, Copenhagen. 1967.

EINSTEIN, H.A. **The bed load function for sediment transportation in open channel flows**. U.S. Dept. Agric. 1950.

ESTEVES, F.A; BARBOSA, F.A R. **Rios e lagos, ciência hoje**.V5, 1986.

GLYMPH, L.M. **Sedimentation of Reservoirs**. Whashington DC. American Geophysical Union. 1973.

GUERRA, A.J.T; CUNHA, S.B. **Geomorfologia: Uma atualização de bases e conceitos**. Rio de Janeiro: Bertrand Brasil. 1995.

LAL, R; ELLIOT, W. **Erodibility and erosivity. soil erosion research methods**. 2. ed. Flórida: R. Lal. 1994.

LEEDER, M.R. **Sedimentology and sedimentary basins: from turbulence to tectonics**. 2. ed. West Sussex, UK: Wiley-Blackwell, 2011.

LIMA, M.C. **Degradação físico-química e mineralógica de maciços junto as voçorocas**. Brasília, FT, Unb. 1999.

MEYER-PETER, E; MULLER, R. **Formulas for bed load transport, proceedings, 3rd meeting of intern. Assoc. Hydraulic Res.**, Stockholm, 1948.

MORRIS, G.L; FAN, J. **Reservoir sedimentation handbook: design and management of dams, reservoir, and watersheds for sustainable use**. 1. Ed. New York: McGraw-Hill Professional. 1997.

PAIVA, J.B.D. **Avaliação dos Modelos Matemáticos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios**. 1988, 315p. Universidade de São Carlos, São Paulo, 1988.

PONÇANO, W.L; GIMENEZ, A.F; CARLSTRON FILHO. **Metodologia de estudo de assoreamento de reservatórios**. Reservatório de Capivari (PR). In: CBGE, 3, Itapema (SC). Anais – São Paulo. ABGE. 205-224p. 1981.

PORTUGUÊS, C.L.P.C. **Programação de modelos de transporte sedimentar comparação de soluções**. 2008, 88p. Universidade de Aveiro. Aveiro, Portugal, 2008.

Disponível em:

<<http://ria.ua.pt/bitstream/10773/2340/1/2008001829.pdf>> Acesso em: 12/11/2015.

PRESS; SIEVER; GROTZINGER; JORDAN; **Para entender a Terra**. 6. ed.

RAMOS, C.L. **Critérios indicativos para a caracterização da potencialidade do assoreamento em reservatórios urbanos**. Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos. Belo Horizonte, Minas Gerais, 1999.

RAUDKIVI, A.J. **Looseboundaryhydraulics**. Oxford/USA: Pergamonpress, 1990.

SCAPIN, J; PAIVA, J.B.D; BELING, F.A. **Avaliação de Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em um Pequeno Rio Urbano**. Revista Brasileira de Recursos Hídricos, Porto Alegre, Rio Grande do Sul. v. 12, 2007.

Disponível em:

<<http://jararaca.ufsm.br/websites/paiva/download/ScapinRBRH.pdf>>. Acessoem: 6/11/2015.

SCHEER, P. Van Der; RIBBERINK, J.S; BLOM, A. **Transport Formulas For Graded Sediment**. Enschede, Overijssel, 2002.

SIMONS, D. B; SENTURK, F. **Sediment transport technology**. Water Resources Publications. Fort Collins, Colorado, 1977.

SMERDON, E.T.; BEASLEY, R.P. **The tractive force theory applied to stability of open channels in cohesive soils**. Bulletin, 1959.

SOUSA, J.M. **Desafios da Medição Experimental da Descarga de Fundo no Estuário do Timbó Construção e Testes de um Amostrador**. 2011, 154p. Pernambuco, Recife, 2011.

SUGUIO, K. **Introdução a sedimentologia**. São Paulo: Universidade de São Paulo. 1973.

THOMAS A.W; COPELAND R.R; MCCOMAS, D. **SAM Hydraulic design package for channels user's manual**. US Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station. Vicksburg, U.S., 1998.

UNITED KINGDOM GEOLOGICAL SOCIETY, 2012.

VANONI, Vito A. **Sedimentation Engineering**. New York, ASCE. 1977.

VANONI, V. A. and Brooks N. H. **Laboratory studies of the roughness and suspended load of alluvial streams**. **Sedimentation**. California Institute of Technology, Pasadena, California. 1957.

VAN RIJN, L.C. **Sediment transport: Bed load transport**. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE. Vol. 110, 1984.

VENEZIANI, Paulo; SANTOS, Athos R.; CHEPANI, Edison; ANJOS, Célio E. A.; OKIDA, Rosana. **Mapa de classes de erodibilidade baseado em imagens TM-LANDSAT**. Brasília, 1998.

VILAR, O. M.; PRANDI, E. C. **Erosão dos solos – Solos do interior de São Paulo**. São Paulo, 1993.

VILLELA, S.M; MATTOS, A. **Hidrologia aplicada**. São Paulo: McGraw-Hill. 1975.

Yalin, Y.S. **An expression for bed-load transportation**. I. Hydraul. Div. ASCE 89(HY3):221-250. 1963.

ZACHAR, Dusan. **Soil Erosion**. Volume 10. Bratislava. 1982.

ZANKE, U. **Berechnung der sinkgeschwindigkeiten von sedimenten**. Mitt. Des Franzius-Instituts fuer Wasserbau, Heft 46, Seite 243, Technical University, Hannover, Germany. 1977.