



Kajian Laju Angkutan Sedimen Dasar Pada Sungai Pondo-Poboya

Sulfiati*¹, Triyanti Anasiru¹, Iryanto Umabaihi¹

¹Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Palu, Palu, Jalan Hangtuah No. 114

*Penulis korespondensi: tekniksulfiati@gmail.com

DISUBMIT 10 Desember 2024

DIREVISI 11 Desember 2024

DITERIMA 12 Desember 2024

ABSTRAK Sungai atau aliran sungai adalah jumlah air yang mengalir sepanjang lintasan dari darat menuju ke laut sehingga dapat dikatakan sungai merupakan suatu lintasan dimana air yang berasal dari hulu bergabung dan menuju ke arah hilir. Sungai merupakan sarana yang sangat penting bagi penghidupan dan kehidupan masyarakat dalam pemanfaatan untuk berbagai keperluan. Sedimentasi adalah proses pengendapan material yang terangkut oleh aliran dari bagian hulu akibat dari erosi. Sungai Pondo-Poboya merupakan salah satu sungai yang berada di Kota Palu yang memiliki panjang mencapai ±20 km dengan dasar sungai berupa material granuler yang pasti akan mengalami transportasi sedimen secara individu yang disebabkan oleh kecepatan aliran di dalam sungai. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui besarnya laju angkutan sedimen dasar pada Sungai Pondo-Poboya dan data yang digunakan adalah data primer yaitu data yang diperoleh langsung dari hasil penelitian dan data sekunder yaitu data yang diperoleh dari instansi terkait atau sumber terpercaya. Laju angkutan sedimen dasar pada Sungai Pondo-Poboya dihitung dengan menggunakan Metode Meyer-Peter dan Muller berdasarkan pada debit banjir rencana periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun. Dari hasil perhitungan laju angkutan sedimen dasar pada periode ulang 5, 10, 25, 50, 100 tahun pada segmen I sebesar 0,72219; 0,75041; 0,75128; 0,74010; 0,72527 m³/dtk, dan pada segmen II sebesar 0,95561; 0,99528; 0,99651; 0,98078; 0,95995 m³/dtk, serta pada segmen III sebesar 0,33855; 0,35150; 0,35190; 0,34677; 0,33997 m³/dtk. Faktor yang menyebabkan laju angkutan sedimen dasar yaitu; curah hujan, topografi DAS, ukuran butir sedimen, dan karakteristik hidrolika saluran (sungai). Hasil analisis memperlihatkan bahwa nilai laju angkutan sedimen dasar terbesar terjadi pada saat debit banjir periode ulang 25 tahun pada lokasi 2 yaitu sebesar 0,99651 m³/dtk dan laju angkutan sedimen dasar terkecil terjadi pada saat debit banjir periode ulang 25 tahun pada Lokasi 3 yaitu sebesar 0,35190 m³/dtk. Dari hasil tersebut dapat dilihat bahwa pada lokasi 3 akan terjadi aggradasi pada dasar sungai, hal ini dikarenakan jumlah angkutan sedimen yang masuk ke lokasi 3 lebih besar dari pada jumlah angkutan sedimen yang keluar.

KATA KUNCI Sungai Pondo-Poboya; Debit banjir rencana; Angkutan sedimen dasar; Metode Meyer Peter dan Muller

1 PENDAHULUAN

Latar Belakang. Sungai mempunyai fungsi mengumpulkan curah hujan dalam suatu daerah tertentu dan mengalirkannya ke laut. Sungai juga dapat digunakan dalam berbagai aspek kehidupan lainnya seperti pembangkit tenaga listrik, pelayaran, pariwisata, perikanan dan lain-lain. Dengan adanya aliran air di dalam sungai maka secara alami hal tersebut akan menimbulkan terjadinya gerusan pada penampang sungai. Gerusan tersebut akan menyebabkan material sungai terlepas dari tempat asalnya, kemudian material sungai tersebut akan terangkut oleh aliran air di sepanjang sungai sampai ke bagian hilir, hal tersebut akan menimbulkan sedimentasi di sepanjang alur sungai terutama di bagian hilir sungai. Selain itu sedimentasi juga merupakan dampak yang terjadi akibat dari

erosi di bagian hulu sungai. Erosi tersebut bisa terjadi dikarenakan pengelolaan DAS bagian hulu yang kurang baik.

Sungai Pondo-Poboya merupakan salah satu sungai yang berada di kota Palu dengan panjang sungai utama kira-kira mencapai ± 20 km dan tergolong sungai periodik yaitu sungai yang pada musim kemarau debit airnya kecil bahkan hampir kering sedangkan pada musim penghujan debit airnya besar.

Hal ini dapat kita lihat pada aliran air di Sungai Pondo-Poboya ketika debit air yang terjadi cukup besar dari biasanya yang diakibatkan karena terjadinya hujan, aliran air tersebut terlihat sangat keruh ini menandakan bahwa aliran air tersebut membawa material sedimen akibat erosi

pada bagian hulu sungai menuju ke bagian hilir sungai, dimana kecepatan aliran di hilir sungai yang rendah dikarenakan kemiringan dasar sungai yang landai sehingga berdampak pada terjadinya sedimentasi.

Tujuan dan Manfaat. Adapun tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui besarnya laju angkutan sedimen dasar pada Sungai Pondo-Poboya.

Adapun manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut: a) Memberikan informasi mengenai besarnya laju angkutan sedimen dasar pada Sungai Pondo-Poboya. b) Digunakan sebagai acuan dalam merencanakan besar volume tampungan bangunan pengendali sedimen. c) Dapat digunakan sebagai acuan dalam melakukan normalisasi sungai. d) Dapat mengetahui karakteristik butiran sedimen seperti gradasi butiran sedimen dan berat jenis sedimen. e) Sebagai tambahan referensi dalam menghitung laju angkutan sedimen dasar pada sungai.

Batasan Masalah. Agar memudahkan dalam proses analisis dan pembahasan masalah dalam penelitian ini maka penulis membatasi lingkup pembahasan yaitu sebagai berikut: a) Pengukuran di lapangan terbatas pada titik atau ruas yang terpilih dengan mempertimbangkan keadaan di lapangan dan tingkat kesulitannya. b) Pengambilan sampel sedimen dilakukan pada tiga lokasi, bagian hulu, tengah dan hilir. c) Tidak mengukur kecepatan aliran di lapangan. d) Laju angkutan sedimen dasar dihitung berdasarkan debit banjir rencana periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun. e) Laju angkutan sedimen dasar dihitung dengan menggunakan Metode Meyer-Peter dan Muller. f) Tidak menghitung besarnya erosi.

2 LANDASAN TEORI

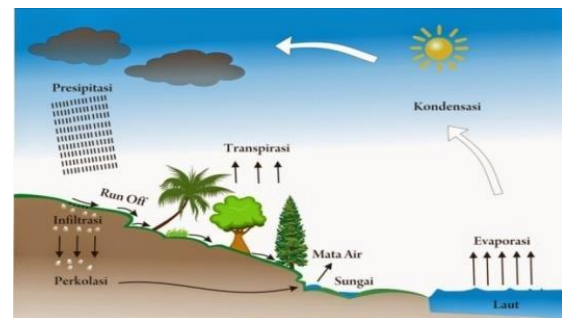
Daerah Aliran Sungai (DAS). Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah suatu wilayah daratan yang merupakan satu kesatuan dengan sungai dan anak-anak sungainya, yang berfungsi menampung, menyimpan, dan mengalirkan air yang berasal dari curah hujan ke danau atau ke laut secara alami,

yang batas di darat merupakan pemisah topografi dan batas di laut sampai dengan daerah perairan yang masih terpengaruh aktivitas daratan (SNI 2415-2016).

Berdasarkan kaitannya dengan wilayah daratan tempat berlangsungnya salah satu siklus hidrologi yaitu sebagai tempat berlangsungnya penampungan, pengaliran, dan pendistribusian air, maka wilayah DAS dapat dibedakan ke dalam beberapa bagian yaitu [1]: a) Daerah Aliran Sungai Bagian Hulu; b) Daerah Aliran Sungai Bagian Tengah; c) Daerah Aliran Sungai Bagian Hilir.

Analisis Hidrologi. Hidrologi adalah ilmu yang berkaitan dengan air bumi, terjadinya, peredaran dan agihannya, sifat-sifat kimia dan fisiknya, dan reaksi dengan lingkungannya, termasuk hubungannya dengan makhluk-makhluk hidup. Karena perkembangannya yang begitu cepat, hidrologi telah menjadi ilmu dasar dari pengelolaan sumber daya air yang merupakan pengembangan, agihan dan penggunaan sumber daya air secara terencana. [2]

Berdasarkan kaitannya dengan wilayah daratan tempat berlangsungnya salah satu siklus hidrologi yaitu sebagai tempat berlangsungnya penampungan, pengaliran, dan pendistribusian air. [1]



Gambar 1 Siklus hidrologi

Curah Hujan Wilayah. Curah hujan rencana (X_T) adalah hujan dengan periode ulang tertentu (T) yang diperkirakan akan terjadi di suatu daerah aliran sungai. Periode ulang (*return period*) adalah waktu hipotetik di mana suatu kejadian dengan nilai tertentu, hujan rencana misalnya akan disamai atau dilampaui 1 kali dalam jangka waktu hipotetik tersebut. Hal ini tidak berarti

bahwa hujan rencana akan berulang secara teratur setiap periode ulang tersebut. [3]

Distribusi Probabilitas. Dalam distribusi probabilitas data hujan atau data debit guna memperoleh nilai hujan rencana atau debit rencana, dikenal beberapa distribusi probabilitas kontinu yang sering digunakan, yaitu: Gumbel, Normal, Log Normal, dan Log Pearson Tipe III. Penentuan jenis distribusi probabilitas yang sesuai dengan data dilakukan dengan mencocokkan parameter data tersebut dengan syarat masing-masing jenis distribusi seperti pada Tabel 1.

Tabel 1 Persyaratan parameter statistik suatu distribusi

No.	Distribusi	Persyaratan
1	Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
2	Normal	$C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$
3	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$ $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
4	Log Pearson Type III	Selain dari nilai yang di atas

Pemilihan agihan frekuensi. Adapun langkah-langkah yang harus ditempuh dalam pemilihan agihan frekuensi yaitu menghitung rerata curah hujan maksimum, perhitungan simpangan baku atau deviasi standar dan parameter-parameter statistik seperti Koefisien Skewness (C_s), Koefisien Variance (C_v), dan Koefisien Kurtosis (C_k). Langkah-langkah yang harus ditempuh dalam pemilihan agihan frekuensi yaitu:

$$X_{i_{rt}} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n X_i$$

$$S_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - X_{i_{rt}})^2}{n - 1}}$$

$$C_s = \frac{n \sum (X_i - X_{i_{rt}})^3}{(n - 1)(n - 2)S_x^3}$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum (X_i - X_{i_{rt}})^4}{(n - 1)(n - 2)(n - 3)S_x^4}$$

$$C_v = \frac{S_x}{X_{i_{rt}}}$$

Keterangan: X_i , Curah hujan maksimum (mm), $X_{i_{rt}}$, Curah hujan maksimum rata-rata

(mm), n , Jumlah data, S_x , Standar Deviasi, C_s , Koefisien Skewnes, C_v , Koefisien Varians, C_k , Koefisien Kurtosis.

Distribusi Probabilitas Log Pearson Tipe III.

Perhitungan hujan rencana rencana berdasarkan distribusi probabilitas Log Pearson Tipe III, jika data yang dipergunakan adalah berupa sampel maka akan dianalisis dengan persamaan $\log X_T = \log X_{i_{rt}} + K_{Tr} \times S_x \log X_i$. Keterangan: X_T , Curah hujan rancangan dengan periode ulang T tahun (mm), $\log X_{i_{rt}}$, Log curah hujan maksimum tahunan rata-rata (mm), K_{Tr} , Faktor frekuensi yang tergantung dari periode ulang dan nilai Koefisien Skewnes, $S_x \log X_i$, Standar Deviasi.

Tabel 2 Nilai K_{Tr} untuk setiap nilai C_s

C_s	Periode Ulang (Tahun)					
	2	5	10	25	50	100
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,1	0,180	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,3	0,210	0,838	1,064	1,240	1,324	1,383
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,5	0,240	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256

Pengujian Kecocokan Fungsi Distribusi (Goodness of fit).

Uji distribusi probabilitas dimaksudkan untuk mengetahui apakah persamaan distribusi probabilitas yang dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Untuk itu sebelumnya dilakukan perhitungan peluang dengan menggunakan Metode Weibull dengan $P_e = 100 \times m / (n + 1)$, Keterangan: P_e , Peluang (%), m , Nomor urut data, n , Banyaknya data.

Uji Chi-Square. Metode ini menganggap pengamatan membentuk variabel acak dan dilakukan secara statistik dengan mengikuti kurva distribusi *chi square*. (SNI 2415-2016). Uji kecocokan ini dapat dilihat pada persamaan berikut:

$$K = 1 + 3,322 \log n$$

$$DK = K - (h + 1)$$

$$E_f = n/K$$

$$X_h^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(E_f - O_f)^2}{E_f}$$

Keterangan: X_h^2 , Nilai *Chi Square* hitung, E_f , Frekuensi yang diharapkan, O_f , Frekuensi yang diamati.

Tabel 3 Nilai kritis (X^2C) untuk uji *Chi Square*

(DK)	Tarf Signifikan (α)				
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307

Uji Smirnov-Kolmogorov. Uji kecocokan ini adalah uji kecocokan “non parametric” karena tidak mengikuti distribusi tertentu. (SNI 2415-2016). Perbedaan jarak maksimum untuk Uji Smirnov-Kolmogorov tertera pada persamaan, $\Delta_{maks} = |P_e - P_t|$, Keterangan: Δ_{maks} , Selisih terbesar antara peluang empiris dengan teoritis, P_e , Peluang empiris dengan menggunakan Persamaan dari Weibull (%), P_t , Peluang teoritis dari hasil penggambaran data pada kertas distribusi (Persamaan distribusinya) secara grafis (%).

Tabel 4 Nilai kritis (ΔC_r) untuk uji Smirnov-Kormogolov

Jumlah Data (n)	Tarf Signifikan (α)			
	20 %	10 %	5 %	1 %
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
n > 50	$\frac{1,07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1,63}{\sqrt{n}}$

Analisis Debit Banjir Rencana. Penetapan masing-masing metode dalam perhitungan debit rencana, secara umum bergantung pada ketersediaan data hujan, karakteristik daerah aliran, dan data debit. Adapun metode yang dipergunakan apabila data curah hujan dan karakteristik daerah aliran tersedia adalah metode empiris. Adapun beberapa metode yang termasuk dalam kelompok metode empiris adalah sebagai berikut: Metode Rasional \rightarrow (Luas DAS \leq 50 km²), Metode Weduwen \rightarrow (Luas DAS \leq 50 km²), Metode Haspers \rightarrow (Luas DAS 50 – 100 km²), Metode Melchior \rightarrow (Luas DAS \geq 100 km²), Metode Hidrograf Satuan.

Adapun metode empiris yang biasa dipakai dalam analisis debit banjir rencana adalah Metode Haspers. Berikut adalah langkah-langkah perhitungan dengan menggunakan Metode Haspers [4].

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times A^{0,7}}{1 + 0,075 \times A^{0,7}}$$

$$T_c = 0,10 \times L^{0,8} \times S^{-0,3}$$

$$r = \frac{T_c \times X_T}{T_c + 1}$$

$$R_T = \frac{3,6 \times T_c}{r}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{T_c + 3,7 \times 10^{-0,4T_c}}{T_c^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$Q_n = \alpha \times R_T \times \beta \times A$$

Keterangan: Q_n , Debit banjir rencana dengan periode ulang T tahun (m³/det), A , Luas daerah pengaliran sungai (km²), α , Koefisien pengaliran, T_c , Waktu tiba banjir (jam), β , Koefisien reduksi, X_T , Curah hujan rencana dengan kala ulang T tahun (mm), R_T , Intensitas hujan maksimum per km² dengan periode ulang T tahun (m³/det/km²), L , Panjang sungai (km), S , Kemiringan dasar sungai.

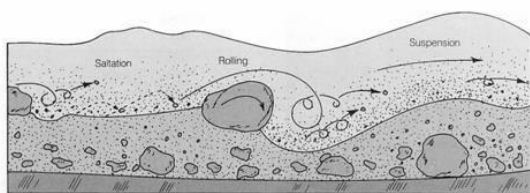
Sedimentasi. Sedimentasi adalah proses pengendapan material yang terangkut oleh aliran dari bagian hulu akibat dari erosi. Sungai-sungai membawa sedimen dalam setiap alirannya. Sedimen dapat berada di berbagai lokasi dalam aliran, tergantung pada keseimbangan antara kecepatan ke atas pada partikel (gaya tarik dan gaya angkat) dan kecepatan pengendapan

partikel. Proses sedimentasi meliputi proses erosi, transportasi (angkutan), pengendapan (*deposition*) dan pemadatan (*compaction*) dari sedimentasi itu sendiri.

Proses sedimentasi berjalan sangat kompleks, dimulai dari jatuhnya hujan yang menghasilkan energi kinetik yang merupakan permulaan dari proses erosi.

Permulaan Gerak Butiran Sedimen. Akibat adanya aliran air, timbul gaya-gaya yang bekerja pada material sedimen. Gaya-gaya tersebut mempunyai kecenderungan untuk menggerakkan atau menyeret butiran material sedimen. Pada waktu gaya-gaya yang bekerja pada butiran sedimen mencapai suatu harga tertentu, sehingga apabila sedikit gaya ditambahkan akan menyebabkan butiran sedimen bergerak, maka kondisi tersebut dinamakan kondisi kritis. Parameter-parameter aliran pada kondisi tersebut, seperti tegangan geser dasar (τ_0), kecepatan aliran (U^*) juga mencapai kondisi kritis. [5]

Tegangan geser dasar adalah gaya akibat geseran pada dasar yang merupakan gaya penghambat terhadap gaya pendorong (gaya hidrostatis, gaya tekanan atmosfer, dan berat massa air) pada aliran. Untuk suatu kondisi aliran tertentu pada suatu saluran atau sungai dimana komposisi material dasarnya dapat bergerak (*movable bed*), kondisi kritis angkutan sedimen dapat terlampaui, dan pada tahap ini gerakan partikel sedimen akan terjadi.



Gambar 2 Mekanisme pergerakan sedimen dasar

Partikel sedimen akan mulai bergerak pada kondisi apa bila tegangan geser dasar aliran (τ_0) lebih besar dari tegangan geser kritis butiran sedimen (τ_c) dan kecepatan geser aliran (U^*) lebih besar dari kecepatan geser kritis butiran sedimen (U^*_c). Berikut adalah persamaannya:

$$\tau_0 = \rho \times g \times h \times S$$

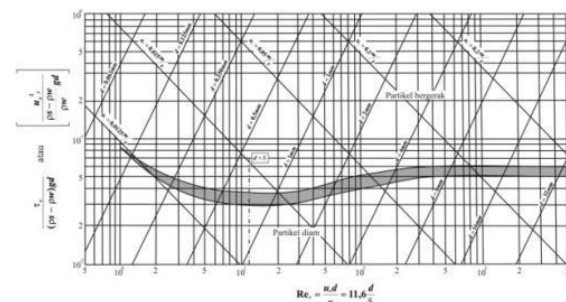
$$U^* = \sqrt{g \times h \times S}$$

$$\tau_c = \theta_c \times (\rho_s - \rho) \times g \times d$$

$$U^*_c = \sqrt{\theta_c \times \left(\frac{\rho_s - \rho}{\rho}\right) \times g \times d}$$

$$R_e = \frac{U^* \times d_{50}}{\nu}$$

Keterangan: U^*_c , Kecepatan geser kritis butiran sedimen (m/det), τ_0 , Tegangan geser dasar aliran (N/m²), τ_c , Tegangan geser kritis butiran sedimen (N/m²), g , Percepatan gravitasi bumi (m/det²), S , Kemiringan dasar sungai, d , Diameter signifikan butir sedimen atau d_{50} (mm), h , Kedalaman aliran (m), θ_c , Parameter *Shield* dapat dilihat pada grafik berdasarkan nilai bilangan *Reynold*, ν , Viskositas kinematik (m²/det), R_e , Bilangan *Reynold*.



Gambar 3 Grafik *Shield* hubungan antara θ_c dan R_e

Faktor-faktor yang Mempengaruhi Laju Angkutan Sedimen. Faktor-faktor yang Mempengaruhi Laju Angkutan Sedimen: Ukuran Butiran Sedimen, Viskositas Kinematik (ν), Berat Jenis Sedimen (G_s), Debit Aliran (Q), Kemiringan Dasar Sungai (*Slope*), Koefisien *Manning*.

Tabel 5 Tipikal harga koefisien *Manning* untuk saluran alam [6]

Tipe saluran	Harga Koefisien <i>Manning</i> (n)		
	Min.	Normal	Maks.
Bersih lurus	0,025	0,030	0,033
Bersih, berkelok-kelok	0,033	0,040	0,045
Banyak tanaman	0,050	0,070	0,080
pengganggu			
Dataran banjir berumput	0,025	0,030	0,035
pendek-tinggi			
Saluran di belukar	0,035	0,050	0,070

Tabel 6 Viskositas air berdasarkan suhu

Suhu (⁰ C)	Viskositas	Viskositas
	Kinematik (ν) (m ² /det)	Dinamis (μ) (N.det/m ²)
0	1,79 x 10 ⁻⁶	1,79 x 10 ⁻³
5	1,51 x 10 ⁻⁶	1,51 x 10 ⁻³
10	1,31 x 10 ⁻⁶	1,31 x 10 ⁻³
15	1,14 x 10 ⁻⁶	1,14 x 10 ⁻³
20	1,00 x 10 ⁻⁶	1,00 x 10 ⁻³
25	8,91 x 10 ⁻⁷	8,91 x 10 ⁻⁴
30	7,96 x 10 ⁻⁷	7,96 x 10 ⁻⁴
35	7,20 x 10 ⁻⁷	7,20 x 10 ⁻⁴
40	6,53 x 10 ⁻⁷	6,53 x 10 ⁻⁴
50	5,47 x 10 ⁻⁷	5,47 x 10 ⁻⁴
60	4,66 x 10 ⁻⁷	4,66 x 10 ⁻⁴
70	4,04 x 10 ⁻⁷	4,04 x 10 ⁻⁴
80	3,54 x 10 ⁻⁷	3,54 x 10 ⁻⁴
90	3,15 x 10 ⁻⁷	3,15 x 10 ⁻⁴
100	2,82 x 10 ⁻⁷	2,82 x 10 ⁻⁴

Persamaan Laju Angkutan Sedimen Dasar. Persamaan ini dikembangkan di Zurich (Swiss) pada tahun 1948 untuk material sedimen tidak seragam Meyer-Peter dan Muller menyatakan bahwa gesekan (kehilangan energi) yang terjadi pada dasar bergelombang (*ripple* atau *dunes*) disebabkan oleh bentuk gelombang (*form roughnes*) dan ukuran butiran (*grain roughness*). Dengan memperhitungkan faktor gesekan tersebut dan dengan didukung oleh data pengukuran dengan *range* data yang cukup besar, maka diperoleh persamaan sebagai berikut:

$$q_B = \sqrt{\left(\frac{\gamma_w R \left(\frac{K_s}{K_s'} \right)^{\frac{3}{2}} S - 0,047(\gamma_s - \gamma_w) d_{50}}{0,25 \left(\frac{\gamma_w}{g} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)^3}$$

$$Q_s = q_B \times b$$

Keterangan: *R*, Jari-jari hidrolis sungai (m), *K_s*, Koefisien *Strickler* (m^{1/3}/det), *K_s'*, Koefisien kekasaran akibat butiran (m^{-1/6}), *S*, Kemiringan dasar sungai, γ_s , Berat isi sedimen dasar (gr/cm³ atau ton/m³), γ_w , Berat isi air (gr/cm³ atau ton/m³), *g*, Percepatan gravitasi bumi (m/det²), *b*, Lebar dasar sungai (m), *d₅₀*, Diameter butiran yang bersesuaian dengan 50 % lolos saringan (m), *d₉₀*, Diameter butiran yang bersesuaian dengan 90 % lolos saringan (m), *q_B*, Laju angkutan sedimen dasar per meter lebar

sungai (m³/det.m), *Q_s*, Laju angkutan sedimen dasar untuk keseluruhan lebar sungai (m³/det).

Dari Persamaan di atas dapat dilihat beberapa parameter utama yang digunakan yaitu antara lain nilai *d₅₀* yang merupakan diameter signifikan (representatif) atau biasa disebut diameter median butiran kemudian nilai *R* atau jari-jari hidrolis, dimana untuk sungai sangat lebar nilainya sama dengan kedalaman aliran (pengaruh gesekan tebing dapat diabaikan), dan nilai *q_B* adalah volume angkutan sedimen dasar di dalam air per satuan waktu per satuan lebar sungai.

3 METODE PENELITIAN

Penelitian ini tergolong pada jenis penelitian eksperimental karena dalam penelitian ini akan dilakukan pengujian dengan instrumen di lapangan atau di laboratorium kemudian melakukan analisa dan menginterpretasikan hasilnya. Berikut adalah beberapa tahapan dalam penelitian ini: Studi pendahuluan mengenai masalah yang akan diteliti, Identifikasi dan perumusan masalah, Melakukan kajian pustaka berhubungan dengan masalah yang akan diteliti, Pengambilan data primer dan data sekunder, Pengelolaan data primer dan data sekunder, Perhitungan laju angkutan sedimen dasar, Pembahasan hasil perhitungan, Kesimpulan dan Saran.

4 ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Analisis. Perhitungan Debit Banjir Rencana. Dalam penelitian ini, akan dihitung debit banjir rencana untuk berbagai periode ulang, yaitu 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun, dan 100 tahun. Data curah hujan yang menjadi dasar perhitungan tersebut merupakan curah hujan harian maksimum dari tahun 2013 hingga 2022, yang diperoleh dari Stasiun Meteorologi Mutiara Palu.

Perhitungan curah hujan rencana. Untuk mengetahui besarnya nilai curah hujan rencana maka dalam penelitian ini akan digunakan analisis frekuensi dengan Metode Log Pearson Tipe III. Pemilihan ini didasarkan karena metode tersebut

memiliki syarat harga parameter statistik (C_s, C_k, C_v) bebas.

Tabel 7 Penentuan curah hujan harian maksimum

Bulan	Tahun									
	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019	2020	2021	2022
Januari	51	137	55,9	27,4	12,2	110	87	126	16,2	38,8
Februari	28	34,8	58	8,8	47,5	23,6	56	35,9	45,7	63,9
Maret	35	33,4	64,6	25,8	11,2	46,4	35	24,7	129,5	82
April	58,5	42,2	69,6	87,1	12,9	98,8	74,6	54,1	83	19,3
Mei	49,8	68,8	32,4	27,8	15,3	15,9	121,5	110,7	36,3	87
Juni	97	25,6	112,5	66,4	54,9	52,8	87,7	24,8	77,4	92,4
Juli	130	41,9	21,2	61,9	6	166	43,6	43,3	125,8	103,2
Agustus	79,8	119	4,5	47,5	13,7	83	34,4	67,5	122	112,3
September	98,4	30,8	20	63,5	50,3	15	54,9	36,8	93,2	121,3
Oktober	57,2	29,5	11,5	187,3	19,5	32	43,7	57,6	154	120,2
November	152	37,1	42,5	21,1	19,4	28	176,2	67,5	57,4	9,6
Desember	69	105	0	33,5	23,1	79	45,6	46,9	55,8	21,3
Maksimum	152	137	112,5	187,3	54,9	166	176	126	154	121,3

Tabel 8 Parameter perhitungan curah hujan rencana metode Log Pearson tipe III

(Xi)	Log Xi	Log Xi - Log Xi _i	(Log Xi - Log Xi _i) ²	(Log Xi - Log Xi _i) ³
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
152	2,18184	0,05987	0,00358	0,00021
137	2,13672	0,01475	0,00022	0,00000
115,2	2,05115	-0,07082	0,00502	-0,00036
187,3	2,27254	0,15057	0,02267	0,00341
54,9	1,73957	-0,38240	0,14623	-0,05592
166,0	2,22011	0,09814	0,00963	0,00095
176	2,24601	0,12404	0,01539	0,00191
126	2,10037	-0,02160	0,00047	-0,00001
154	2,18752	0,06555	0,00430	0,00028
121,3	2,08386	-0,03811	0,00145	-0,00006
Σ	21,21969	0,00000	0,20895	-0,04957

$$\log X_{i_{rt}} = \frac{\sum \log Xi}{n} = \frac{21,21969}{10} = 2,12197 \text{ mm}$$

$$S_x \log Xi = \sqrt{\frac{\sum (\log Xi - \log x_{i_{rt}})^2}{n - 1}} = \sqrt{\frac{0,20895}{10 - 1}} = 0,15237$$

$$C_s = \frac{n \times \sum (\log Xi - \log X_{i_{rt}})^3}{(n - 1) \times (n - 2) \times (S_x \log Xi)^3} = \frac{10(-0,04957)}{(10 - 1)(10 - 2)(0,15237)^3} = -0,94626$$

Uji kecocokan distribusi frekuensi Metode Chi-Square. Langkah pertama sebelum memulai uji kecocokan distribusi frekuensi Metode *Chi-Square* adalah melakukan perhitungan peluang empiris dengan menerapkan Metode *Weibull*. Tahap awal ini melibatkan pengurutan data curah hujan dari nilai terkecil hingga terbesar, sehingga data siap untuk digunakan dalam analisis uji kecocokan distribusi frekuensi yang lebih lanjut.

Tabel 9 Perhitungan peluang dengan menggunakan metode *Weibull*

Nomor Urut Data (m)	Curah Hujan (Xi) (mm)	Peluang Empiris (P _e) P _e = 100 x (m / (n + 1)) (%)
1	54,9	9,091
2	112,5	18,182
3	121,3	27,273
4	126	36,364
5	137	45,455
6	152	54,545
7	154	63,636
8	166	72,727
9	176,2	81,818
10	187,3	90,909

Jumlah data (n) = 10, Taraf signifikan (α) = 5%. Jumlah kelas (K) = $1 + 3,322 \log n = 1 + 3,322 \log 10 = 4,322$. Derajat kebebasan (DK) = $K - (h + 1) = 4 - (2 + 1) = 1$. *Expected Frequency (E_i)* = $n/K = 10/4 = 2,5$. Dari diperoleh nilai kritis untuk Uji *Chi-Square* ($X^2_{C_r}$) adalah sebesar 3,841.

Tabel 10 Perhitungan nilai uji *Chi-Square* hitung (X^2_h) berdasarkan data curah hujan maksimum

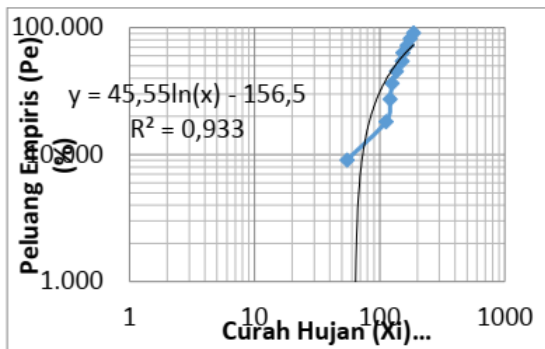
Kelas (K)	Probabilitas (%)				
	E _f	O _f	(E _f - O _f) ²	X ² _h = (E _f - O _f) ² / E _f	
1	0 ≤ P _e ≤ 25	2,5	2	0,25	0,10
2	25 < P _e ≤ 50	2,5	3	0,25	0,10
3	50 < P _e ≤ 75	2,5	3	0,25	0,10
4	75 < P _e ≤ 100	2,5	2	0,25	0,10
Σ		10	10	1	0,40

Dengan demikian dapat diketahui bahwa: $X^2h = 0,40 < X^2C_r = 3,481$ maka Metode Log Pearson Tipe III dapat digunakan.

Uji kecocokan distribusi frekuensi Metode Smirnov-Kolmogorov.

Dilakukan pembuatan grafik logaritma untuk menggambarkan hubungan antara curah hujan dan peluang empiris. Tujuan dari pembuatan grafik ini adalah untuk mendapatkan persamaan yang dapat digunakan dalam menghitung peluang teoritis.

Jumlah data (n) = 10. Taraf signifikan (α) = 5%. Dari Tabel 4 diperoleh nilai kritis untuk Uji Smirnov-Kolmogorov (ΔC_r) adalah sebesar 0,41.



Gambar 4 Grafik hubungan antara curah hujan (X_i) dan peluang empiris (P_e)

Tabel 11 Perhitungan uji Smirnov-Kormogolov

No (m)	Curah Hujan (X_i) (mm)	Peluang Empiris (P_e) $P_e = 100 \times m / (n + 1)$ (%)	Peluang Teoritis (P_t) $y = 45,55 \ln(x) - 156,5$ (%)	$\Delta = \left \frac{P_e - P_t}{100} \right $
1	54,9	9,091	25,951	-0,169
2	112,5	18,182	58,631	0,404
3	121,3	27,273	62,061	-0,348
4	126	36,364	63,793	-0,274
5	137	45,455	67,605	0,222
6	152	54,545	72,338	0,178
7	154	63,636	72,933	0,093
8	166	72,727	76,351	-0,036
9	176,2	81,818	79,067	0,028
10	187,3	90,909	81,850	0,091
Nilai Uji Smirnov-Kolmogorov Maksimum (Δ_{maks})				0,404

Dengan demikian dapat diketahui bahwa: $\Delta_{maks} = 0,404 < \Delta C_r = 0,41$. Berdasarkan hasil tersebut berarti bahwa analisis frekuensi

dengan Metode Log Pearson Tipe III dapat digunakan.

Perhitungan curah hujan rencana dengan analisis frekuensi Metode Log Pearson Tipe III.

Curah hujan rencana periode ulang 5 tahun. *Diketahui:* $\log X_{i_r} = 2,12197$ mm, $S_x \log X_i = 0,15237$, $C_s = -1,94626$, $K_{T_r} = 0,87046$. *Penyelesaian:* $\log X_T = \log X_{i_r} + K_{T_r} \times S_x \log X_i$, $\log X_T = 2,12197 + 0,87046 \times 0,15237$, $\log X_T = 2,12197 + 0,13263$, $\log X_T = 2,25460$ mm, $X_T = 102,25460$, $X_T = 179,722$ mm.

Tabel 12 Curah hujan rencana (X_T) dengan analisis frekuensi Metode Log Pearson Tipe III

Periode Ulang (Tahun)	Standar Deviasi (S, Log Xi)	Log X_{i_r} (mm)	Koefisien Skewnes (C _s)	Faktor Frekuensi (K _{T_r})	Curah Hujan Rencana (X _T) (mm)
5	0,15237	2,12197	-1,94626	0,87046	179,722
10	0,15237	2,12197	-1,94626	0,99906	188,016
25	0,15237	2,12197	-1,94626	1,00296	188,274
50	0,15237	2,12197	-1,94626	0,95263	184,978
100	0,15237	2,12197	-1,94626	0,88477	180,626

Perhitungan debit banjir rencana Metode Haspers.

Lokasi 1 (00052'25,9" LS - 119055'44,5" BT). *Diketahui:* Luas Daerah Aliran Sungai (A) = 41,84 km², Panjang Sungai (L) = 14,20 km, Kemiringan dasar sungai (S) = 0,02009. Curah hujan rencana (X_{T5}) = 179,722 mm. *Penyelesaian:* Menghitung besarnya koefisien pengaliran:

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 \times A^{0,7}}{1 + 0,075 \times A^{0,7}} = \frac{1 + 0,012 \times 41,84^{0,7}}{1 + 0,075 \times 41,84^{0,7}} = 0,575$$

Menghitung waktu tiba banjir : $T_c = 0,10 \times L^{0,8} \times S^{-0,3} = 0,10 \times 14,20^{0,8} \times 0,02009^{-0,3} = 2,697$ jam.

Menghitung distribusi hujan per hari.

$$r = \frac{T_c \times X_T}{T_c + 1} = \frac{2,697 \times 179,722}{2,697 + 1} = 131,115 \text{ mm/hari}$$

Menghitung Intensitas hujan maksimum per km².

$$R_T = \frac{r}{3,6 \times T_c} = \frac{131,115}{3,6 \times 2,697} = 13,502 \text{ m}^3/\text{det}/\text{km}^2$$

Menghitung besarnya koefisien reduksi.

Tabel 13 Rekapitulasi hasil perhitungan hidrolika sungai

Periode Ulang (Tahun)	Parameter									Q _n (m ³ /det)
	A (km ²)	L (km)	S	X _T (mm)	A	T _c (jam)	R (mm/hr)	R _T (m ³ /det/km ²)	β	
Lokasi 1 (00°52'25,9" LS - 119°55'44,5" BT)										
5	41,84	14,20	0,02009	179,722	0,575	2,697	131,115	13,502	0,844	274,157
10	41,84	14,20	0,02009	188,016	0,575	2,697	137,166	14,125	0,844	286,810
25	41,84	14,20	0,02009	188,274	0,575	2,697	137,354	14,144	0,844	287,202
50	41,84	14,20	0,02009	184,978	0,575	2,697	134,950	13,897	0,844	282,176
100	41,84	14,20	0,02009	180,626	0,575	2,697	131,775	13,570	0,844	275,536
Lokasi 2 (00°53'30,2" LS - 119°54'29,0" BT)										
5	50,49	16,7	0,02009	179,722	0,548	3,071	135,577	12,263	0,825	279,572
10	50,49	16,7	0,02009	188,016	0,548	3,071	141,833	12,829	0,825	292,474
25	50,49	16,7	0,02009	188,274	0,548	3,071	142,028	12,846	0,825	292,876
50	50,49	16,7	0,02009	184,978	0,548	3,071	139,541	12,621	0,825	287,749
100	50,49	16,7	0,02009	180,626	0,548	3,071	136,258	12,324	0,825	280,979
Lokasi 3 (00°52'46,5" LS - 119°52'14,5" BT)										
5	64,65	20,6	0,02009	179,722	0,512	3,633	140,927	10,776	0,798	284,400
10	64,65	20,6	0,02009	188,016	0,512	3,633	147,431	11,274	0,798	297,525
25	64,65	20,6	0,02009	188,274	0,512	3,633	147,633	11,289	0,798	297,933
50	64,65	20,6	0,02009	184,978	0,512	3,633	145,048	11,092	0,798	292,717
100	64,65	20,6	0,02009	180,626	0,512	3,633	141,636	10,831	0,798	285,831

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{T_c + 3,7 \times 10^{-0,4T_c}}{T_c^2 + 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$= 1 + \frac{2,697 + 3,7 \times 10^{(-0,4 \times 2,697)}}{2,697^2 + 15} \times \frac{41,84^{0,75}}{12} = 1,185$$

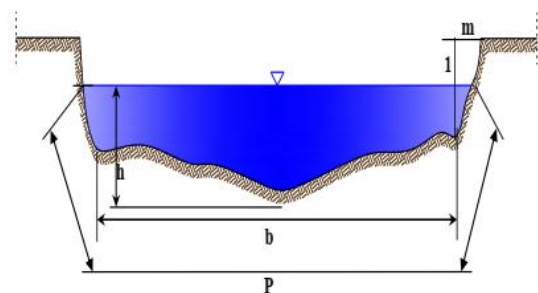
$$\beta = \frac{1}{1,185} = 0,844$$

Menghitung debit banjir rencana berdasarkan persamaan *Haspers*: $Q_5 = \alpha \times R_T \times \beta \times A = 0,575 \times 13,502 \times 0,844 \times 41,84 = 274,157 \text{ m}^3/\text{det}$.

Perhitungan Hidrolika Sungai. Adapun langkah-langkah perhitungan hidrolika sungai adalah sebagai berikut. Penentuan parameter awal perhitungan: Kemiringan dasar sungai 0,02009, Lebar dasar sungai 24,80 m, Kemiringan talud (m) 0,50, Koefisien *Manning* (*n*) 0,033, Debit banjir rencana (Q_5) 274,157 m³/det.

Menghitung luas penampang basah sungai: $A = (b + m \times h) \times h = (24,80 + 0,5 \times h) \times h = 24,80h + 0,5h^2$

Menghitung keliling basah sungai: $P = b + 2 \times h \times \sqrt{1 + m^2} = 24,80 + 2 \times h \times \sqrt{(1 + 0,5^2)} = 24,80 + 2,236h$



Gambar 5 Sketsa potongan melintang sungai

Menghitung jari-jari hidrolis sungai:

$$R = \frac{A}{P} = \frac{24,80h + 0,5h^2}{24,80 + 2,236h}$$

Menghitung kecepatan aliran sungai:

$$V = \frac{1}{n} \times R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{0,033} \times \left(\frac{24,80h + 0,5h^2}{24,80 + 2,236h} \right)^{\frac{2}{3}} \times 0,02009^{\frac{1}{2}}$$

$$= 4,295 \times \left(\frac{24,80h + 0,5h^2}{24,80 + 2,236h} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Tabel 14 Rekapitulasi hasil perhitungan debit banjir rencana metode *Haspers*

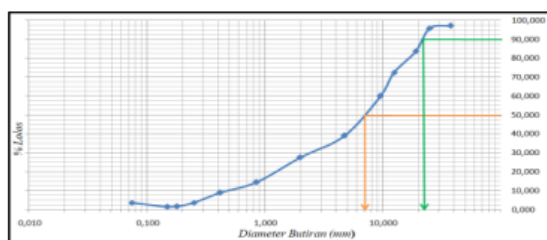
Periode Ulang (Tahun)	Debit Banjir Rencana (Q_n) (m^3/det)	S	b (m)	H (m)	m	A (m^2)	P (m)	R (m)	n	V (m/det)
Lokasi 1 ($00^{\circ}52'25,9''$ LS - $119^{\circ}55'44,5''$ BT)										
5	274,157	0,02009	24,80	1,807	0,50	46,456	28,841	1,611	0,033	5,901
10	286,810	0,02009	24,80	1,858	0,50	47,805	28,955	1,651	0,033	6,000
25	287,202	0,02009	24,80	1,860	0,50	47,847	28,958	1,652	0,033	6,003
50	282,176	0,02009	24,80	1,840	0,50	47,313	28,913	1,636	0,033	5,964
100	275,536	0,02009	24,80	1,813	0,50	46,604	28,854	1,615	0,033	5,912
Lokasi 2 ($00^{\circ}53'30,2''$ LS - $119^{\circ}54'29,0''$ BT)										
5	279,572	0,02009	46,6	1,234	0,50	58,292	49,396	1,180	0,033	4,796
10	292,474	0,02009	46,6	1,268	0,50	59,928	49,473	1,211	0,033	4,880
25	292,876	0,02009	46,6	1,269	0,50	59,979	49,475	1,212	0,033	4,883
50	287,749	0,02009	46,6	1,255	0,50	59,332	49,445	1,200	0,033	4,850
100	280,976	0,02009	46,6	1,237	0,50	58,472	49,405	1,184	0,033	4,805
Lokasi 3 ($00^{\circ}52'46,5''$ LS - $119^{\circ}52'14,5''$ BT)										
5	284,400	0,02009	26,4	1,777	0,50	48,482	30,373	1,596	0,033	5,866
10	297,525	0,02009	26,4	1,826	0,50	49,886	30,484	1,636	0,033	5,964
25	297,933	0,02009	26,4	1,828	0,50	49,929	30,487	1,838	0,033	5,967
50	292,717	0,02009	26,4	1,808	0,50	49,374	30,443	1,622	0,033	5,929
100	285,831	0,02009	26,4	1,782	0,50	48,637	30,385	1,601	0,033	5,877

Menghitung debit aliran: $Q_5 = A \times V$

Melalui cara *trial and error* berdasarkan nilai debit banjir rencana, maka diperoleh nilai kedalaman aliran sungai (h) adalah sebesar 1,641 m.

Substitusi nilai $h = 1,614$ m ke dalam persamaan hidrolika sebelumnya: $A = 46,453 \text{ m}^2$, $P = 28,841$ m, $R = 1,610$ m, $V = 5,901 \text{ m/det}$.

Perhitungan Analisa Saringan Sedimen Dasar. Pengujian analisa saringan bertujuan untuk mendapatkan ukuran diameter sedimen dasar (d_{50} dan d_{90}). Sampel sedimen dasar yang akan diuji diambil dari tiga lokasi berbeda. Perhitungan pada Tabel 15.

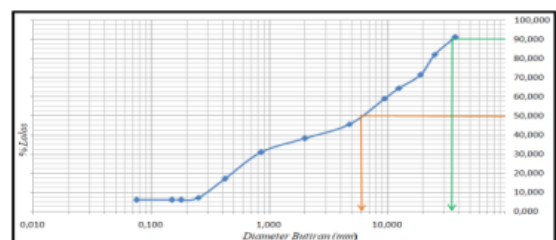


Gambar 6 Grafik gradasi butiran sedimen dasar pada lokasi 1

Tabel 15 Perhitungan analisa saringan untuk sampel sedimen dasar pada Lokasi 1

Berat kering sampel sebelum disaring : 2002,09 gr Tgl Pengujian : 09/06/2023					
Saringan No.	Bukaan (mm)	Berat Tertahan (gr)	Kumulatif Tertahan (gr)	Tertahan (%)	Lolos (%)
1 1/2"	37,500	53,680	53,680	2,782	97,218
1"	25,000	25,340	79,020	4,095	95,905
3/4"	19,000	234,840	313,860	16,263	83,737
1/2"	12,500	216,450	530,310	27,479	72,521
3/8"	9,520	240,730	771,040	39,953	60,047
#4	4,750	403,070	1174,110	60,838	39,162
#10	2,000	222,210	1396,320	72,352	27,648
#20	0,850	252,110	1648,430	85,416	14,584
#40	0,420	108,660	1757,090	91,046	8,954
#60	0,250	103,190	1860,280	96,393	3,607
#80	0,180	37,720	1898,000	98,348	1,652
#100	0,150	2,610	1900,610	98,483	1,517
#200	0,075	29,280	1929,890	96,394	3,606
Pan		72,200	2002,090	100,000	0,000

Dari hasil plot dari grafik pada Gambar 6 diperoleh ukuran butiran sedimen dasar: $d_{50} = 7 \text{ mm}$; $d_{90} = 20,4 \text{ mm}$.



Gambar 7 Grafik gradasi butiran sedimen dasar pada lokasi 2

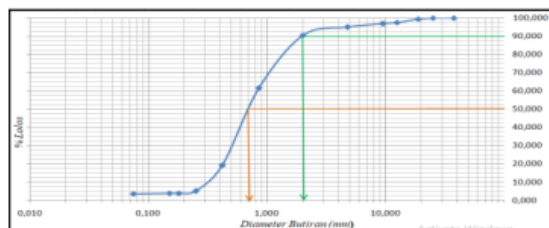
Tabel 16 Perhitungan analisa saringan untuk sampel sedimen dasar pada Lokasi 2

Berat kering sampel sebelum disaring : 2002,69 gr Tgl Pengujian : 09/06/2023					
Saringan	Bukaan	Berat Tertahan	Kumulatif Tertahan	Tertahan (%)	Lolos (%)
No.	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)
1 1/2"	37,500	179,510	179,510	8,963	91,037
1"	25,000	179,710	359,220	17,937	82,063
3/4"	19,000	214,940	574,160	28,667	71,331
1/2"	12,500	136,620	710,780	35,491	64,509
3/8"	9,520	108,090	818,870	40,889	59,111
#4	4,750	270,860	1089,730	54,413	45,587
#10	2,000	147,890	1237,620	61,798	38,202
#20	0,850	145,670	1383,290	69,072	30,928
#40	0,420	276,190	1659,480	82,863	17,137
#60	0,250	197,860	1857,340	92,742	7,258
#80	0,180	22,870	1880,210	93,884	6,116
#100	0,150	0,090	1880,300	93,889	6,111
#200	0,075	0,380	1880,680	93,908	6,029
Pan		122,010	2002,690	100,000	0,000

Dari hasil plot dari grafik pada Gambar 7 diperoleh ukuran butiran sedimen dasar: $d_{50} = 6 \text{ mm}$; $d_{90} = 30,5 \text{ mm}$.

Tabel 17 Perhitungan analisa saringan untuk sampel sedimen dasar pada Lokasi 3

Berat kering sampel sebelum disaring : 2001,63 gr Tgl Pengujian : 09/06/2023					
Saringan	Bukaan	Berat Tertahan	Kumulatif Tertahan	Tertahan (%)	Lolos (%)
No.	(mm)	(gr)	(gr)	(%)	(%)
1 1/2"	37,500	0,000	0,000	0,000	100,000
1"	25,000	0,000	0,000	0,000	100,000
3/4"	19,000	12,350	12,350	0,617	99,383
1/2"	12,500	36,150	48,500	2,423	97,577
3/8"	9,520	14,200	62,700	3,132	96,868
#4	4,750	38,340	101,040	5,048	94,952
#10	2,000	89,260	190,300	9,509	90,493
#20	0,850	581,900	772,200	38,579	61,421
#40	0,420	845,370	1617,570	80,813	19,187
#60	0,250	282,250	1899,820	94,914	5,086
#80	0,180	24,480	1924,300	96,137	3,863
#100	0,150	1,000	1925,300	96,187	3,813
#200	0,075	4,060	1929,360	96,389	3,611
Pan		72,270	2002,630	100,000	0,000



Gambar 8 Grafik gradasi butiran sedimen dasar pada lokasi 3

Dari hasil plot dari grafik pada Gambar 8 diperoleh ukuran butiran sedimen dasar: $d_{50} = 0,7 \text{ mm}$; $d_{90} = 2 \text{ mm}$.

Perhitungan Berat Jenis Sedimen Dasar.

Setelah dilakukan pengujian analisa saringan terhadap sampel sedimen dasar, maka selanjutnya dilakukan pengujian untuk mengetahui nilai dari berat jenis sedimen dasar. Sebagaimana pada Tabel 18.

Tabel 18 Hasil pengujian dan perhitungan berat jenis sedimen dasar

Tgl Pengujian : 10/06/2023		Sampel Sedimen Dasar					
Parameter	Satuan	Lokasi 1		Lokasi 2		Lokasi 3	
W ₁	(gr)	70,72	69,45	69,52	70,73	70,68	69,56
W ₂	(gr)	120,66	123,58	117,04	117,25	116,03	114,86
W ₃	(gr)	206,54	206,52	204,53	203,68	202,04	203,02
W ₄	(gr)	174,16	176,16	174,16	176,16	174,16	176,16
Suhu	°C	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00	28,00
W _s	(gr)	49,94	54,13	47,52	46,52	45,35	45,30
W _t	(gr)	224,10	230,29	221,68	222,68	219,51	221,46
W _w	(gr)	17,56	23,77	17,15	19,00	17,47	18,44
G _s	-	2,84	2,28	2,77	2,45	2,60	2,64
G _{rat}	-	2,56	2,61	2,53			

- Keterangan:**
- ✓ W₁ : Berat piknometer
 - ✓ W₂ : Berat piknometer + Berat contoh
 - ✓ W₃ : Berat piknometer + Berat contoh + Berat air
 - ✓ W₄ : Berat piknometer + Berat air pada t*
 - ✓ W_s : Berat contoh → (W_s = W₂ - W₁)
 - ✓ W_t : Berat contoh + Berat piknometer + Berat air pada t* → (W_t = W₄ + W₄)
 - ✓ W_w : Berat air suling → (W_w = W₃ - W₂)
 - ✓ G_s : Berat jenis sedimen dasar → (G_s = W_s / W_w)
 - ✓ G_{rat} : Berat jenis sedimen dasar rata-rata → (G_{rat} = (G_{s1} + G_{s2}) / 2)

Perhitungan Laju Angkutan Sedimen Dasar.

Dalam penelitian ini laju angkutan sedimen dasar dihitung menggunakan Metode Meyer-Peter and Muller dan berdasarkan debit banjir rencana periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun pada tiga lokasi yang berbeda. Adapun langkah-langkah perhitungannya adalah berikut:

Lokasi 1 (00052'25,9" LS - 119055'44,5" BT).
Diketahui: Debit banjir rencana (Q₅) = 274,157 m³/det, Kemiringan dasar sungai (S) = 0,02009, Lebar dasar sungai (b) = 24,80 m, Jari-jari hidrolis sungai (R) = 1,611 m, Kecepatan aliran sungai (V) = 5,901 m/det, Berat jenis air (γ_w) = 1 gr/cm³, Berat jenis sedimen dasar (γ_s) = 2,56 gr/cm³, Percepatan gravitasi bumi (g) = 9,81 m/det², Diameter butiran sedimen (d₅₀) = 0,00700 m, Diameter butiran sedimen (d₉₀) = 0,02040 m.

Penyelesaian: Menghitung nilai koefisien kekasaran butiran (K_s)

$$K'_s = \frac{26}{\frac{1}{d_{90}^6}} = \frac{26}{\frac{1}{0,02040^6}} = 49,740 \text{ m}^{-\frac{1}{6}}$$

Menghitung nilai Koefisien Strickler (K_s)

$$K_s = \frac{V}{R^{\frac{2}{3}} \times S^{\frac{1}{2}}} = \frac{5,901}{1,611^{\frac{2}{3}} \times 0,02009^{\frac{1}{2}}} = 30,30 \text{ m}^{\frac{1}{3}}/\text{det}$$

Tabel 19 Rekapitulasi hasil perhitungan laju angkutan sedimen dasar metode Meyer-Peter dan Muller

Periode Ulang (Tahun)	Q _n (m ³ /det)	S	b (m)	R (m)	V (m/det)	γ _s (gr/cm ³)	g (m/det ²)	d ₅₀ (m)	d ₉₀ (m)	K _s ' (m ^{-1/6})	K _s (m ^{1/3} /det)	q _B (m ³ /m.det)	Q _s (m ³ /det)
Lokasi 1 (00°52'25,9" LS - 119°55'44,5" BT)													
5	274,157	0,02009	24,80	1,611	5,901	2,56	9,81	0,00700	0,02040	49,740	30,30	0,02912	0,72219
10	286,810	0,02009	24,80	1,651	6,000	2,56	9,81	0,00700	0,02040	49,740	30,30	0,03026	0,75041
25	287,202	0,02009	24,80	1,652	6,003	2,56	9,81	0,00700	0,02040	49,740	30,30	0,03029	0,75128
50	282,176	0,02009	24,80	1,636	5,964	2,56	9,81	0,00700	0,02040	49,740	30,30	0,02984	0,74010
100	275,536	0,02009	24,80	1,615	5,912	2,56	9,81	0,00700	0,02040	49,740	30,30	0,02924	0,72527
Lokasi 2 (00°53'30,2" LS - 119°54'29,0" BT)													
5	279,572	0,02009	46,6	1,180	4,796	2,61	9,81	0,00600	0,03050	46,515	30,30	0,02049	0,95561
10	292,474	0,02009	46,6	1,211	4,880	2,61	9,81	0,00600	0,03050	46,515	30,30	0,02134	0,99528
25	279,876	0,02009	46,6	1,212	4,883	2,61	9,81	0,00600	0,03050	46,515	30,30	0,02137	0,99651
50	287,749	0,02009	46,6	1,200	4,850	2,61	9,81	0,00600	0,03050	46,515	30,30	0,02103	0,98078
100	280,979	0,02009	46,6	1,184	4,805	2,61	9,81	0,00600	0,03050	46,515	30,30	0,02058	0,95995
Lokasi 3 (00°52'46,5" LS - 119°52'14,5" BT)													
5	284,400	0,02009	26,4	1,596	5,866	2,53	9,81	0,00070	0,00200	73,249	30,30	0,01282	0,33855
10	297,525	0,02009	26,4	1,636	5,964	2,53	9,81	0,00070	0,00200	73,249	30,30	0,01331	0,35150
25	297,933	0,02009	26,4	1,638	5,967	2,53	9,81	0,00070	0,00200	73,249	30,30	0,01333	0,35190
50	292,717	0,02009	26,4	1,622	5,929	2,53	9,81	0,00070	0,00200	73,249	30,30	0,01314	0,34677
100	285,831	0,02009	26,4	1,601	5,877	2,53	9,81	0,00070	0,00200	73,249	30,30	0,01288	0,33997

Menghitung laju angkutan sedimen dasar per meter lebar sungai (q_B)

$$q_B = \sqrt{\left(\frac{\gamma_w R \left(\frac{K_s'}{K_s'} \right)^{\frac{3}{2}} S - 0,047(\gamma_s - \gamma_w)d_{50}}{0,25 \left(\frac{\gamma_w}{g} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)^3}$$

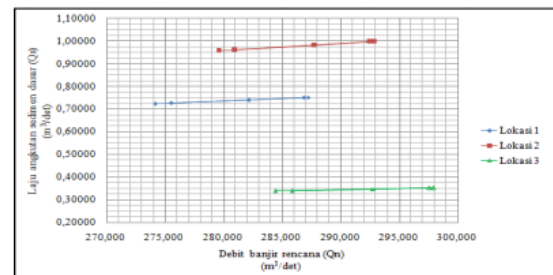
$$= \sqrt{\left(\frac{1(1,1476) \left(\frac{30,3}{49,74} \right)^{\frac{3}{2}} - 0,047(2,56 - 1)0,007}{0,25 \left(\frac{1}{9,81} \right)^{\frac{1}{3}}} \right)^3}$$

$$= \frac{0,04545}{2,56 - 1} = 0,02912 \text{ m}^3/\text{det.m}$$

Menghitung laju angkutan sedimen dasar untuk keseluruhan lebar sungai (Q_s), Q_s = q_B x b = 0,02912 x 24,80 = 0,72219 m³/det.

Pembahasan. Berdasarkan Gambar 6, Gambar 7, dan Gambar 8 pengujian hasil analisa saringan di atas maka dapat diperoleh gradasi butiran sedimen pada tiap-tiap lokasi pengambilan sampel. Sehingga dapat diketahui bahwa karakteristik butiran sedimen pada Lokasi 1 memiliki ukuran butiran yang lebih besar (d₅₀ = 7,00 mm) dibandingkan dengan butiran sedimen pada Lokasi 2 (d₅₀ = 6,00 mm) dan Lokasi 3 (d₅₀ =

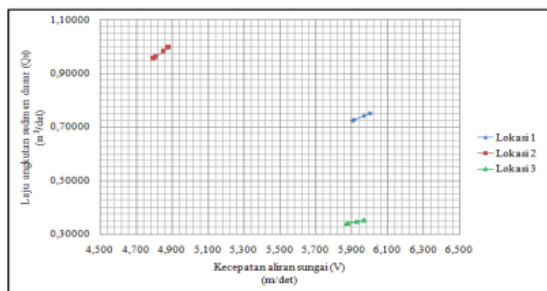
0,70 mm), sehingga menyebabkan perbedaan besar laju angkutan sedimen dasar (Q_s) di Sungai Pondo-Poboya.



Gambar 9 Grafik hubungan antara debit banjir rencana (Q_n) dengan laju angkutan sedimen dasar (Q_s)

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai debit banjir rencana (Q_n) dengan menggunakan Metode Haspers yaitu sebagai berikut: **Lokasi 1 (00°52'25,9" LS - 119°55'44,5" BT).** Periode ulang 5 tahun sebesar 274,157 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 286,810 m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 287,202 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 282,176 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 275,536 m³/det. **Lokasi 2 (00°53'30,2" LS - 119°54'29,0" BT).**

BT). Periode ulang 5 tahun sebesar 279,572 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 292,474 m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 279,876 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 287,749 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 280,979 m³/det. **Lokasi 3 (00052'46,5" LS - 119052'14,5" BT).** Periode ulang 5 tahun sebesar 284,400 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 297,525 m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 297,933 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 292,717 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 285,831 m³/det.



Gambar 10 Grafik hubungan antara kecepatan aliran sungai (V) dengan laju angkutan sedimen dasar (Q_s)

Hasil perhitungan debit banjir rencana di atas dapat dilihat bahwa besarnya nilai debit banjir rencana sangat dipengaruhi oleh luas DAS dan curah hujan.

Dari hasil perhitungan diperoleh nilai laju angkutan sedimen dasar (Q_s) dengan menggunakan Metode Meyer-Peter and Muller yaitu sebagai berikut: **Lokasi 1 (00052'25,9" LS - 119055'44,5" BT).** Periode ulang 5 tahun sebesar 0,72219 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 0,75041 m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 0,75128 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 0,74010 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 0,72527 m³/det. **Lokasi 2 (00053'30,2" LS - 119054'29,0" BT).** Periode ulang 5 tahun sebesar 0,95561 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 0,99528 m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 0,99651 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 0,98078 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 0,95995 m³/det. **Lokasi 3 (00052'46,5" LS - 119052'14,5" BT).** Periode ulang 5 tahun sebesar 0,33855 m³/det. Periode ulang 10 tahun sebesar 0,35150

m³/det. Periode ulang 25 tahun sebesar 0,35190 m³/det. Periode ulang 50 tahun sebesar 0,34677 m³/det. Periode ulang 100 tahun sebesar 0,33997 m³/det.

Berdasarkan hasil perhitungan laju angkutan sedimen dasar (Q_s) dengan menggunakan Metode Meyer-Peter and Muller pada tiga lokasi pengambilan sampel maka dapat diperoleh laju angkutan sedimen dasar terbesar rata-rata terjadi pada Lokasi 2 dan laju angkutan sedimen dasar terkecil rata-rata terjadi pada Lokasi 3. Distribusi angkutan sedimen yang berbeda-beda pada setiap lokasi sungai tersebut secara tidak langsung menunjukkan bahwa kondisi sungai dalam keadaan tidak stabil.

Hasil perhitungan laju angkutan sedimen dasar (Q_s) tersebut dapat dilihat bahwa pada Lokasi 3 akan terjadi aggradasi (pengendapan material sedimen), hal ini dikarenakan jumlah angkutan sedimen yang masuk ke Lokasi 3 lebih besar dari pada jumlah angkutan sedimen yang keluar.

Perbedaan besar laju angkutan sedimen dasar (Q_s) di Sungai Pondo-Poboya pada tiap-tiap lokasi bukan hanya dipengaruhi oleh debit aliran sungai (Q) dan kecepatan aliran sungai (V) melainkan juga ada beberapa faktor penting lainnya yang mempengaruhi yaitu seperti berat jenis sedimen dasar (G_s), diameter butiran sedimen (d_{50} dan d_{90}), Koefisien Strickler (K_s), Koefisien kekasaran akibat butiran (K_s') dan jari-jari hidrolis sungai (R).

Berdasarkan hubungan antara debit banjir rancangan (Q_n) dengan laju angkutan sedimen dasar (Q_s) dapat diketahui bahwa semakin besar debit aliran sungai yang terjadi maka semakin besar pula laju angkutan sedimen yang terjadi.

Berdasarkan grafik pada Gambar 9 dan Gambar 10 dapat dilihat bahwa besarnya angkutan sedimen sangat dipengaruhi oleh debit aliran sungai (Q) dan kecepatan aliran sungai (V).

Berdasarkan grafik pada Gambar 10 hubungan antara kecepatan aliran sungai (V) dengan laju angkutan sedimen dasar (Q_s)

dapat diketahui bahwa semakin besar kecepatan aliran sungai yang terjadi maka semakin besar pula laju angkutan sedimen yang terjadi.

5 KESIMPULAN

Dari hasil perhitungan dengan menggunakan Metode Meyer-Peter and Muller maka diperoleh laju angkutan sedimen dasar terbesar dan terkecil pada periode ulang dan tiap-tiap lokasi pada Sungai Pondo-Poboya adalah sebagai berikut: a) Periode ulang 5 tahun, Q_s terbesar berada pada lokasi 2 = $0,95561 \text{ m}^3/\text{det}$, Q_s terkecil berada pada lokasi 3 = $0,33855 \text{ m}^3/\text{det}$. b) Periode ulang 10 tahun, Q_s terbesar berada pada lokasi 2 = $0,99528 \text{ m}^3/\text{det}$, Q_s terkecil berada pada lokasi 3 = $0,33855 \text{ m}^3/\text{det}$. c) Periode ulang 25 tahun, Q_s terbesar berada pada lokasi 2 = $0,99651 \text{ m}^3/\text{det}$, Q_s terkecil berada pada lokasi 3 = $0,35190 \text{ m}^3/\text{det}$. d) Periode ulang 50 tahun, Q_s terbesar berada pada lokasi 2 = $0,98078 \text{ m}^3/\text{det}$, Q_s terkecil berada pada lokasi 3 = $0,34677 \text{ m}^3/\text{det}$. e) Periode ulang 100 tahun, Q_s terbesar berada pada lokasi 2 = $0,95995 \text{ m}^3/\text{det}$, Q_s terkecil berada pada lokasi 3 = $0,33997 \text{ m}^3/\text{det}$.

Berdasarkan hasil perhitungan laju angkutan sedimen dasar (Q_s) menggunakan Metode Meyer-Peter and Muller pada periode ulang 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun di atas, dapat dilihat bahwa laju angkutan sedimen dasar terbesar rata-rata terjadi pada lokasi 2 Sementara itu, laju angkutan sedimen dasar terkecil rata-rata terjadi pada lokasi 3.

Dari hasil perhitungan, dapat disimpulkan bahwa angkutan sedimen (Q_s) yang keluar dari lokasi 2 lebih besar dari pada lokasi 3, sehingga lokasi 3 akan terjadi agradasi, yaitu proses pengendapan material sedimen.

6 SARAN

Bagian hilir Sungai Pondo-Poboya sebaiknya dilakukan pengerukan dasar sungai secara berkala dengan tujuan agar daya tampung sungai tidak berkurang dan fungsi sungai tetap terjaga.

Bagian hulu Sungai Pondo-Poboya sebaiknya dibuat bangunan pengendali sedimen (*check dam*) yang bertujuan untuk mengurangi jumlah angkutan sedimen dasar yang terbawa ke muara.

Perlu adanya perbaikan atau penataan kembali terutama pada kawasan DAS bagian hulu seperti dengan melakukan penanaman kembali pada kawasan lahan yang kritis.

Penelitian selanjutnya untuk mendapatkan hasil yang lebih akurat maka dalam melakukan pengukuran sungai detail pengukuran lebih diperbanyak sehingga keseluruhan bagian sungai dapat terwakili dengan baik.

Penelitian lebih lanjut disarankan menggunakan metode lain dalam menghitung laju angkutan sedimen sehingga dengan menggunakan metode lain akan dapat dilihat perbandingan dari hasil perhitungan.

Penelitian lebih lanjut disarankan untuk menghitung besarnya laju erosi di bagian hulu sungai karena hal ini akan sangat berpengaruh terhadap besarnya angkutan sedimen.

DAFTAR PUSTAKA

- [1] A. Rauf, K. S. Lubis and Jamilah, Dasar-dasar pengelolaan daerah aliran sungai, Medan: USU Press, 2011.
- [2] S. Sosrodarsono and T. Kensaku, Hidrologi untuk pengairang, Jakarta: Pradnya Paramita, 1987.
- [3] I. M. Kamiana, Teknik perhitungan debit rencana bangunan air, Yogyakarta: Graha Ilmu, 2011.
- [4] BSN, SNI 2415:2016 Tata cara perhitungan debit banjir rencana, BSN, 2016.
- [5] B. A. Kironoto, "Sediment Delivery Ratio pada Daerah Tangkapan Waduk Sermo," Fakultas Teknik UGM, Yogyakarta, 1997.
- [6] V. T. Chow, Open Channel Hydraulics, New York: McGraw-Hill, 1959.

