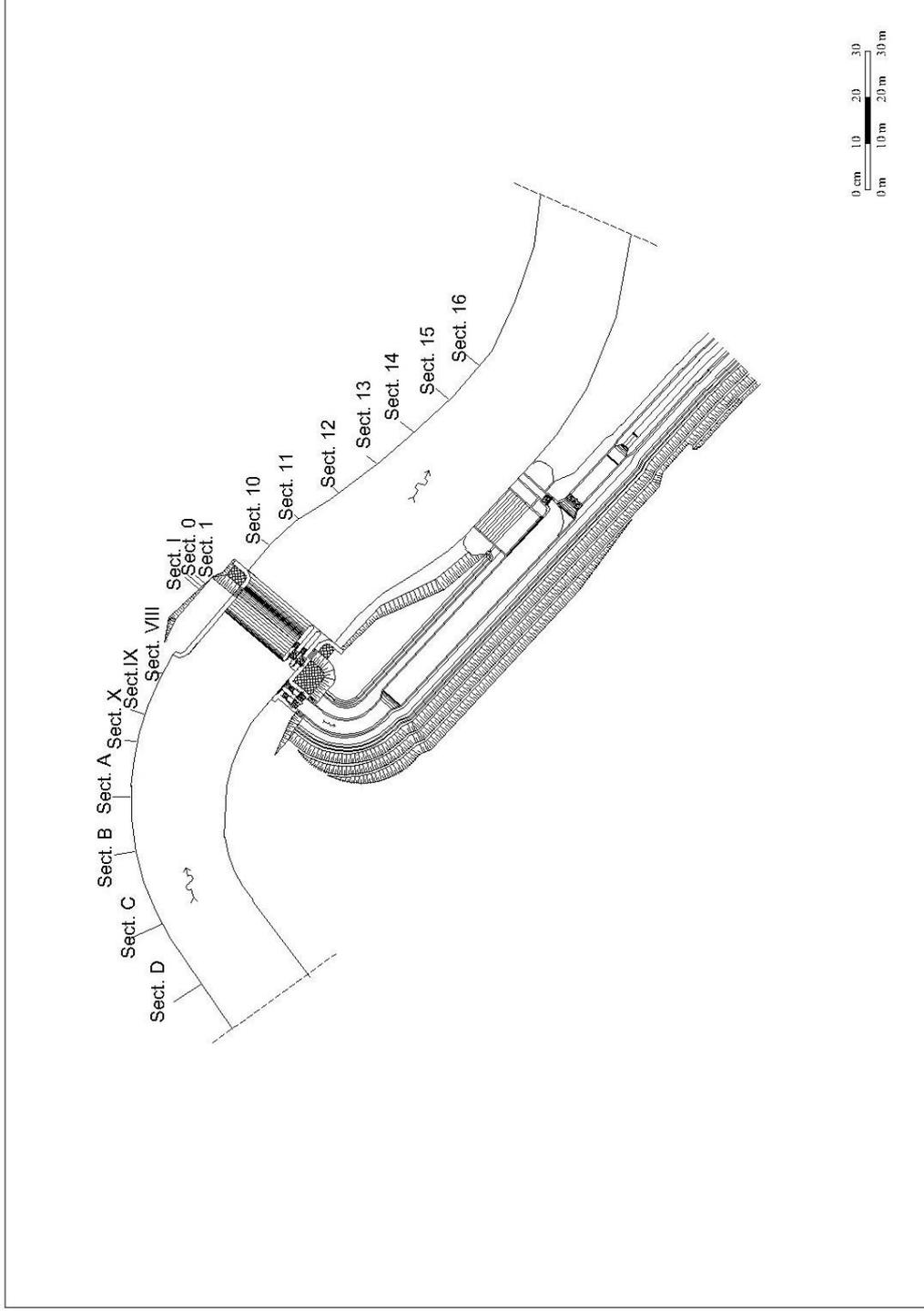


BAB IV HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Kualitatif Data Perencanaan Bendung PLTM Bantaeng-1

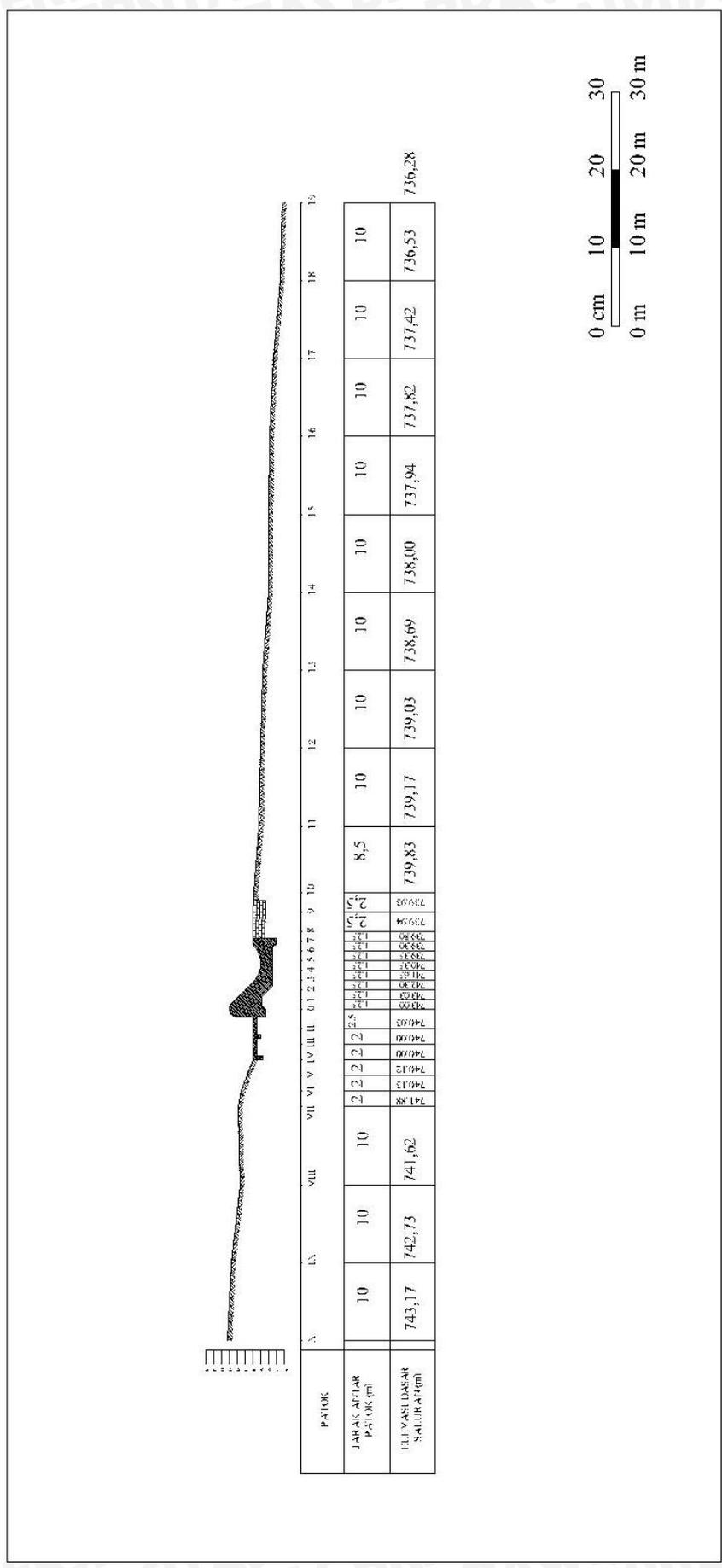
Beberapa dapat dikaji beberapa aspek secara kualitatif dari data perencanaan (Gambar 4.1), antara lain:

- Perletakan as bendung yang terlalu dekat dengan tikungan sungai. Pada kondisi ini aliran akan tidak sejajar dan berpotensi terjadi *cross flow* akibat alur yang tidak merata. Kondisi hidraulik aliran di dekat tikungan ini dapat menyebabkan terjadinya erosi atau sedimentasi di tikungan dalam sehingga menyebabkan perbedaan distribusi kecepatan yang melewati tubuh bendung. Hal ini berdampak pada stabilitas dan tekanan tubuh bendung yang direncanakan
- Peletakan pintu intake pada tikungan dalam sungai sebelum bendung. Fungsi intake akan kurang maksimal karena adanya potensi sedimentasi pada tikungan dalam yang dapat menyebabkan terhalangnya air yang masuk menuju intake oleh sedimentasi. Lebih bahayanya lagi, endapan sedimen dapat masuk melalui intake dan mengakibatkan sedimen masuk menuju penstock yang dapat merusak sarana pembangkitan listrik (generator dan turbin).
- Dari makna potongan memanjang (long section), peletakan dasar saluran di hilir menggunakan batu dengan bronjong. Dengan kemiringan ke arah hilir dapat berakibat kurang efektif untuk melindungi dasar saluran sungai pada hilir bendung, karena aliran dari bendung yang masih dalam kondisi superkritis.
- Secara detail gambar perencanaan oleh konsultan dapat dilihat pada denah dan potongan memanjang Gambar 4.1. dan 4.2.



Gambar 4.1. Denah Model Fisik Bending PLTM Bantaeng-1
(Sumber: Anonim, 2014)





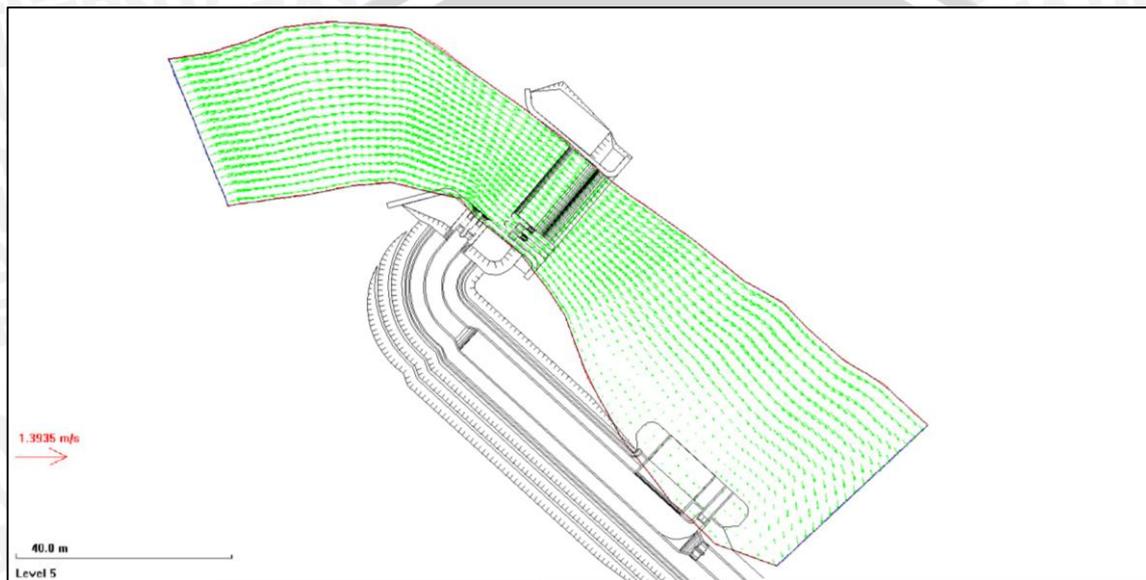
Gambar 4.2. Potongan Memanjang Model Fisik Bending PLTM Bantaeng-1
(Sumber: Anonim, 2014)

4.2. Kalibrasi Model

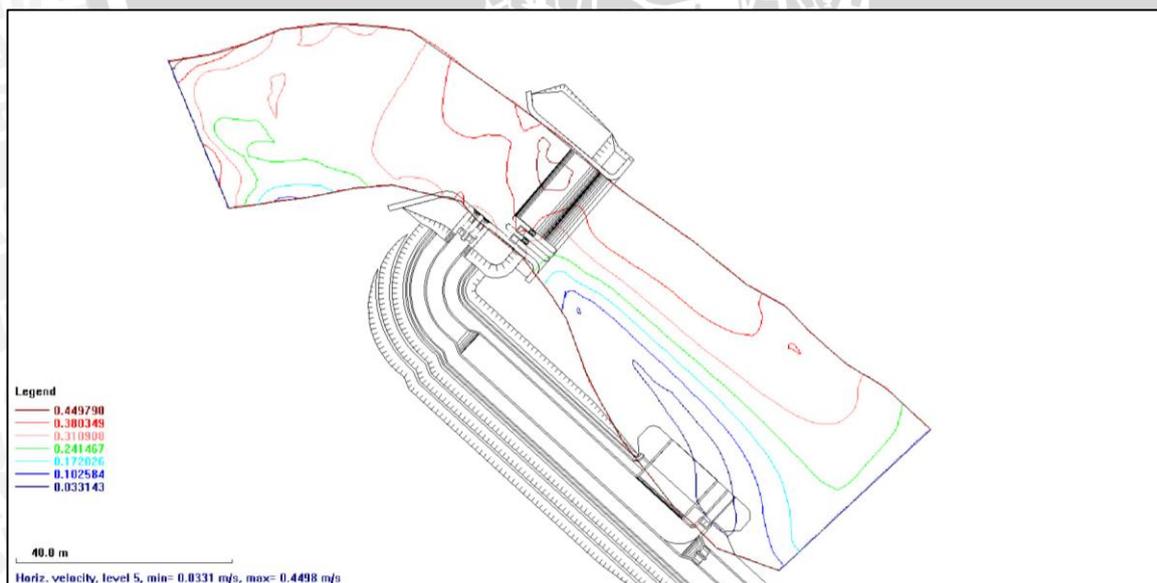
Untuk kalibrasi model SSIIM digunakan hasil uji model fisik untuk Q25 tahun dengan alasan debit banjir rancangan tersebut menghasilkan hasil gerusan yang cukup mewakili dan tidak terlalu besar sehingga diharapkan dapat menghasilkan angka kesalahan absolut (*absolute error*) yang dapat di verifikasi.

Berikut disajikan hasil pemodelan numerik dengan Q 25 tahun:

Waterflow Computation

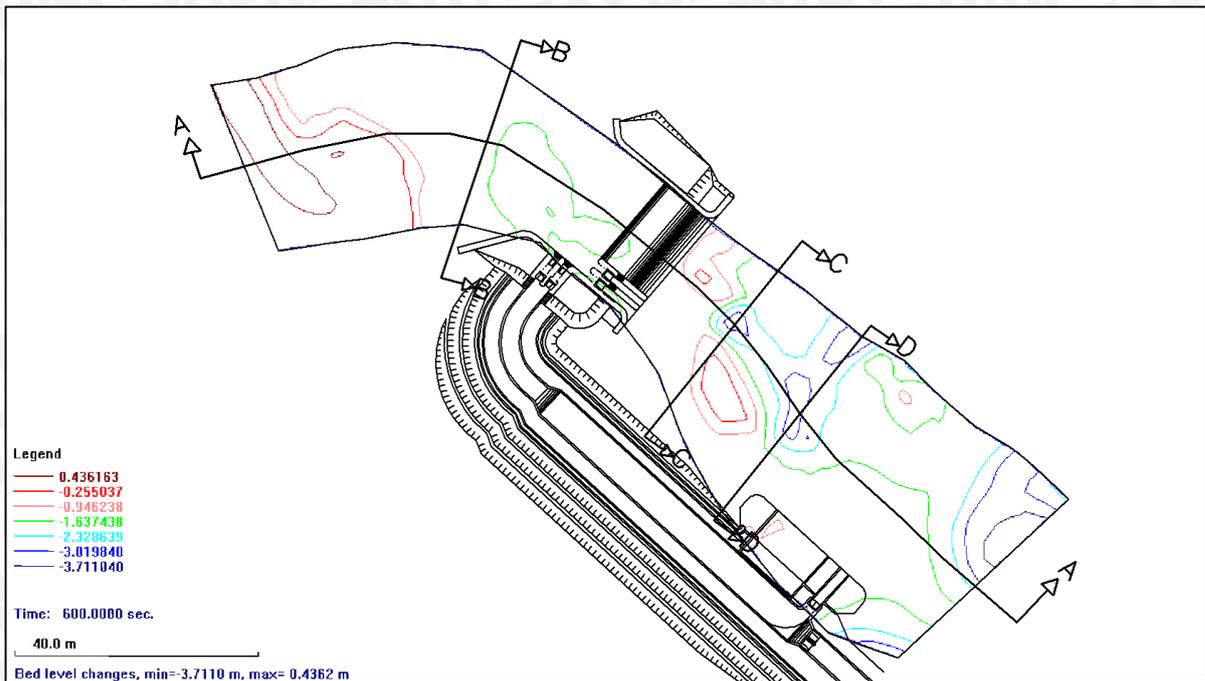


Gambar 4.3. *Velocity Vector* Menggunakan SSIIM

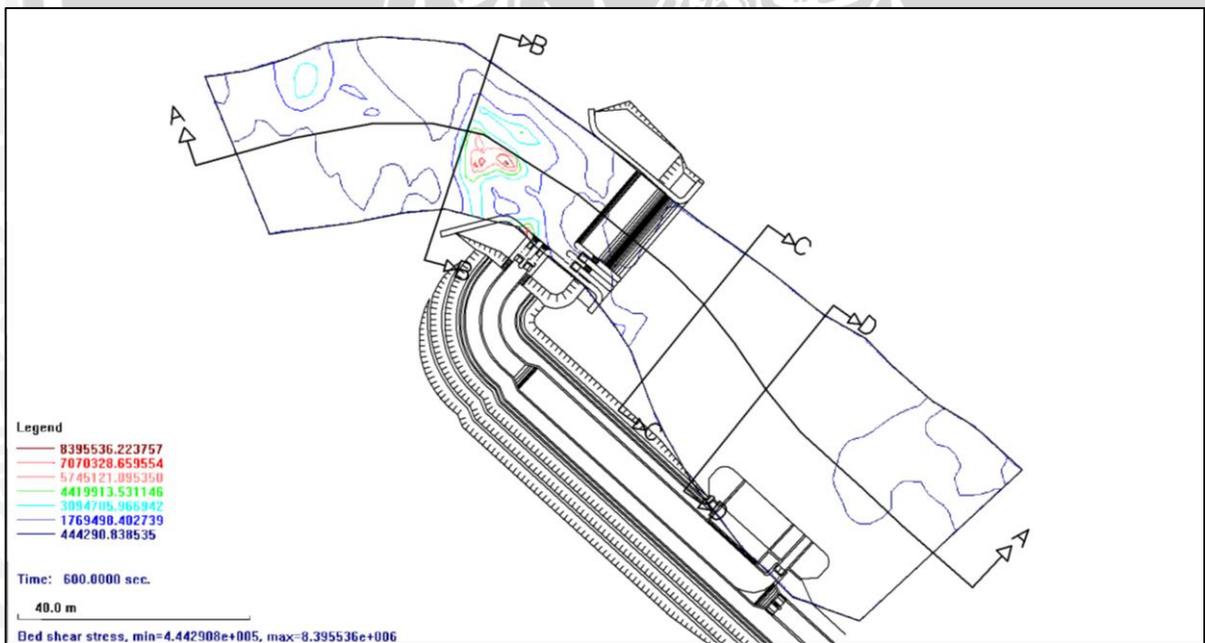


Gambar 4.4. *Horizontal Velocity* Menggunakan SSIIM

Sediments Computation



Gambar 4.5. *Bed Changes* Menggunakan SSIIM

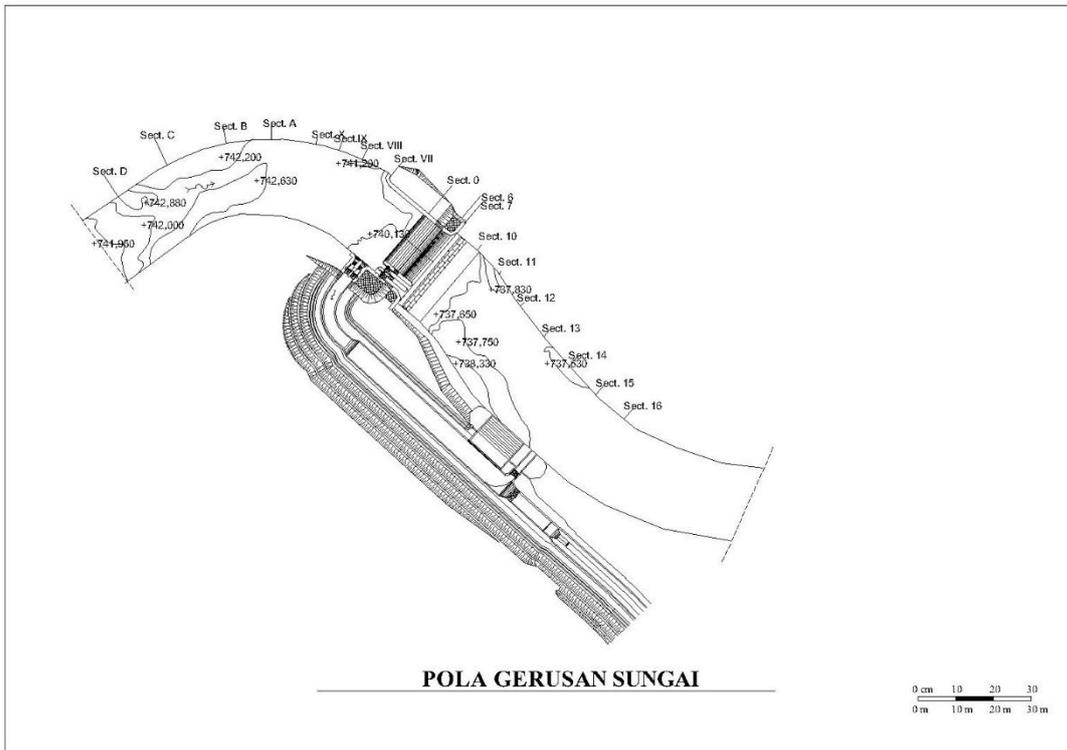


Gambar 4.6. *Bed shear stress* Menggunakan SSIIM

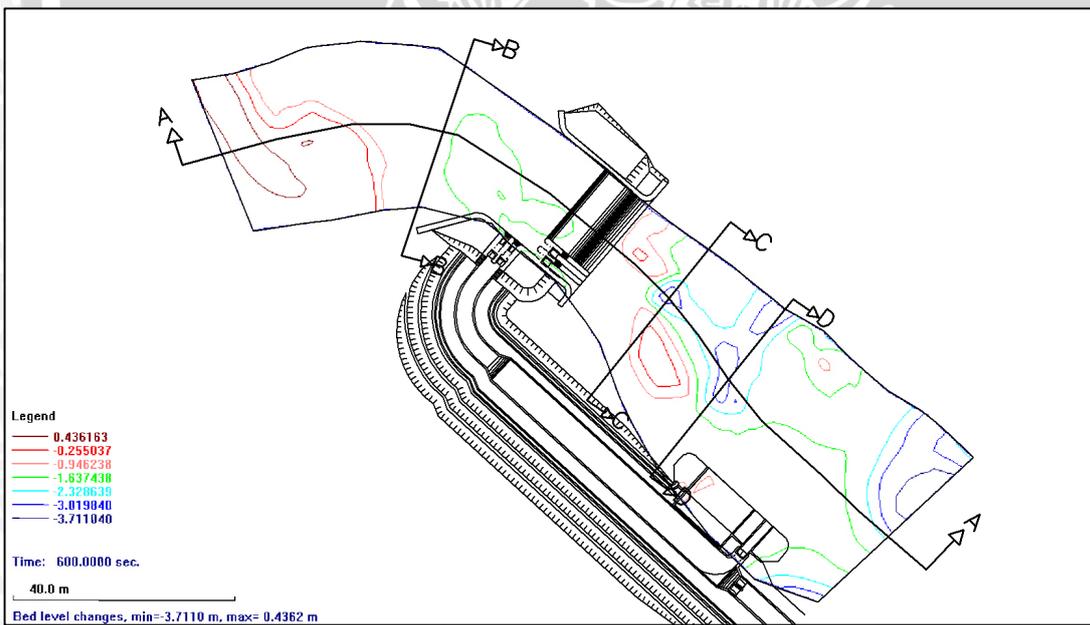
Hasil pemodelan numerik dan pemodelan fisik dengan debit banjir rancangan Q 25 th adalah sebagai berikut:



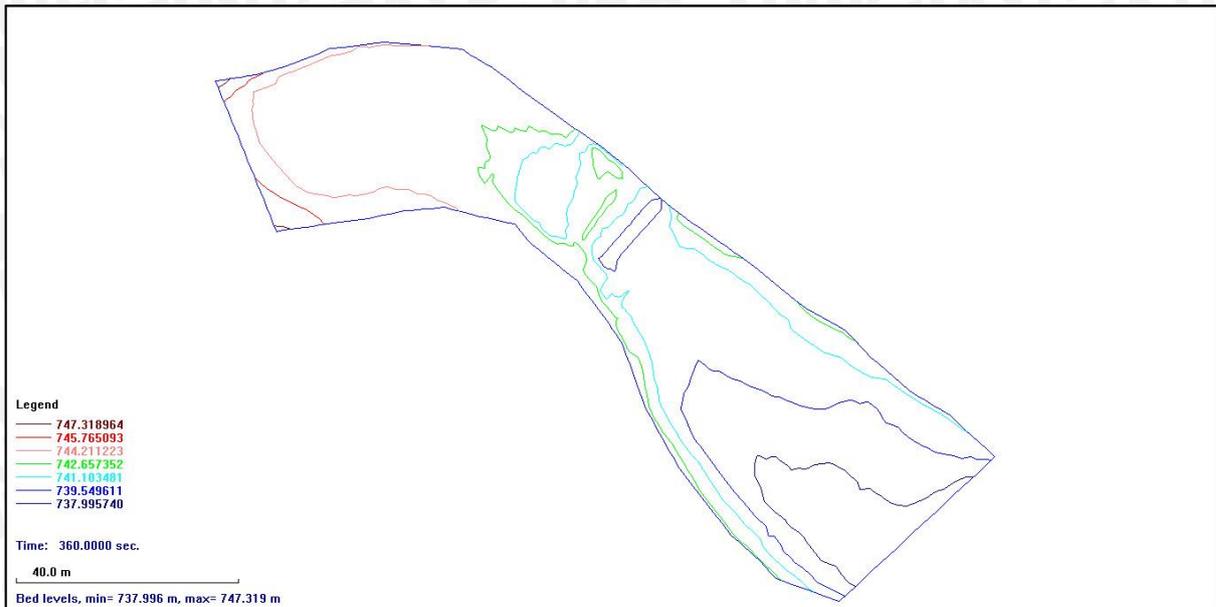
Pola Gerusan



Gambar 4.7. Hasil pemodelan fisik *local scour*



Gambar 4.8. Hasil pemodelan numerik untuk Perubahan Dasar Saluran (*bed changes*)



Gambar 4.9. Hasil Pemodelan Numerik Elevasi Dasar Sungai

Dari dua hasil diatas terdapat hasil gerusan yang identik yaitu pada bagian kanan hilir bendung, tepatnya setelah pilar. Gerusan terdalam pada pemodelan fisik di hilir bendung terbaca pada elevasi +737.650 sedangkan pada pemodelan numerik terbaca pada elevasi +740,86. Terjadinya perbedaan pada pemodelan fisik dan numerik dapat diakibatkan oleh beberapa hal, antara lain waktu pengaliran pemodelan, jenis butiran sedimen dan juga diameter sedimen yang tidak seragam pada model fisik.

Volume Gerusan

Perhitungan volume pada pemodelan numerik dilakukan dengan cara memasukkan hasil running kedalam program bantuan *ArcMap*. Dari perhitungan didapat hasil volume gerusan sebagai berikut:

Tabel 4.1. Hasil Perhitungan Volume Gerusan

Perhitungan Volume Gerusan	
Model Fisik	Model Numerik
Prototype (m3)	Prototype (m3)
753.837	604.3625

Sumber: Perhitungan

Perhitungan Absolute Error

Untuk menghitung kesalahan absolut dapat digunakan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Absolute error} = \left| \frac{X_{\text{Numerik}} - X_{\text{Fisik}}}{X_{\text{Fisik}}} \right| \times 100\%$$

Dimana:

X_{Numerik} = Variabel hasil pemodelan numerik (volume gerusan *prototype*)

X_{Fisik} = Variabel hasil pemodelan fisik (Volume gerusan *prototype*)

Maka hasil perhitungan *absolute error* adalah sebagai berikut:

$$\text{Absolute error} = \left| \frac{604,3625 - 753,837}{753,837} \right| \times 100\%$$

$$\text{Absolute error} = 13,0166 \%$$

Terjadi perbedaan dari kedua pemodelan disebabkan oleh beberapa faktor yang mungkin terjadi yaitu:

- Ketelitian perhitungan pengamatan pada model fisik. Dengan metode mengambil pasir tergerus pada hilir model, tidak memungkinkan untuk menghitung volume yang terjadi ketika sedimen tergerus berhasil tertangkap atau terendap. Sedangkan pada pemodelan numerik hanya menghitung volume tergerus saja
- Pada pemodelan numerik faktor kekasaran terinput 0,02 dan 0,03. Berbeda dengan model fisik yang tidak memungkinkan untuk menyeragamkan seluruh angka kekasaran dasar sungai

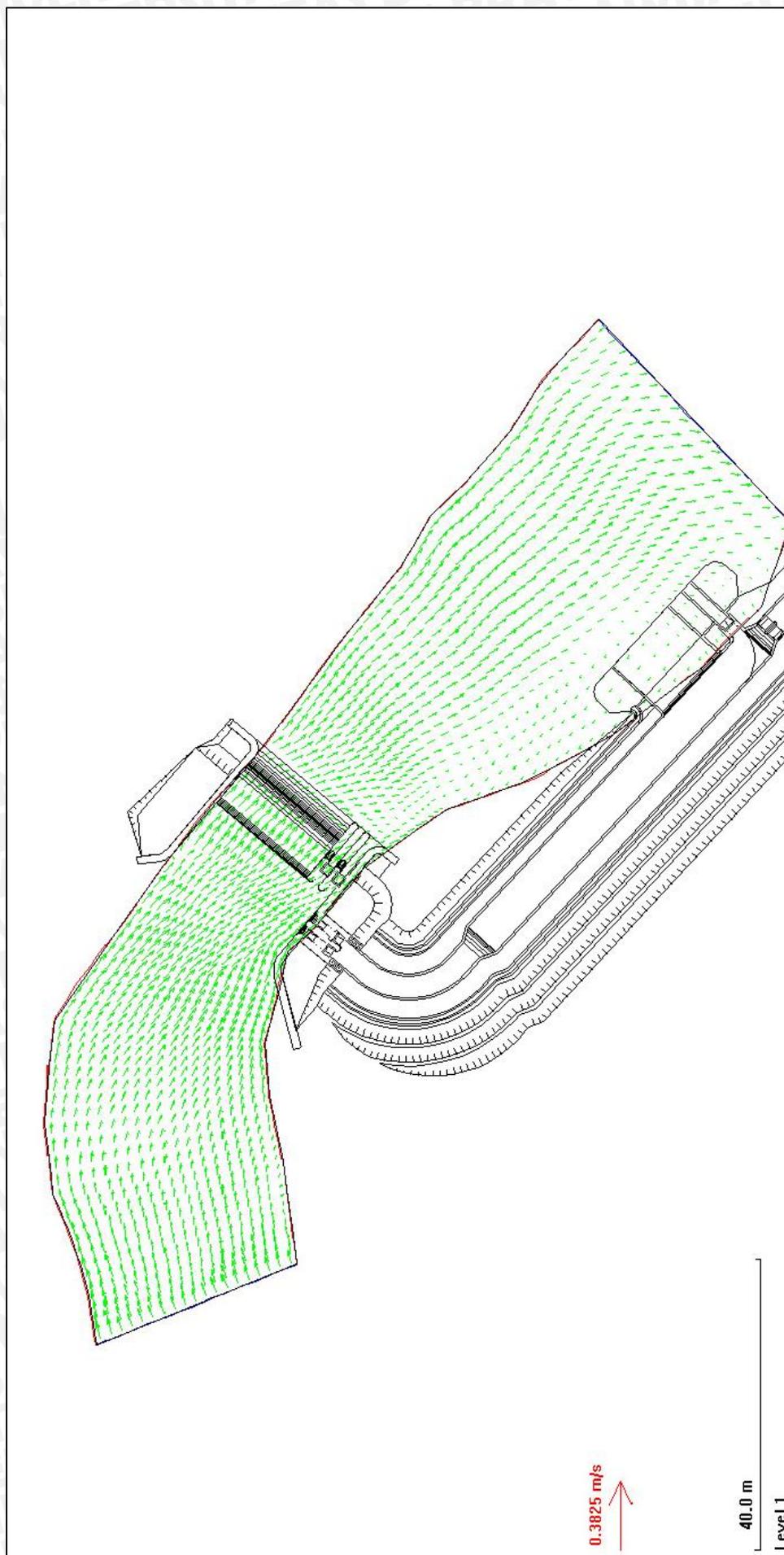
4.3. Pemodelan Numerik

Pemodelan numerik menggunakan program SSIIM 2 for windows 64-bit dilakukan dengan mengatur *control file* dan *timei file*. Untuk masing-masing komputasi pada debit banjir rancangan menggunakan ukuran sedimen yang sama, begitu juga dengan angka kekasaran (*roughness*).

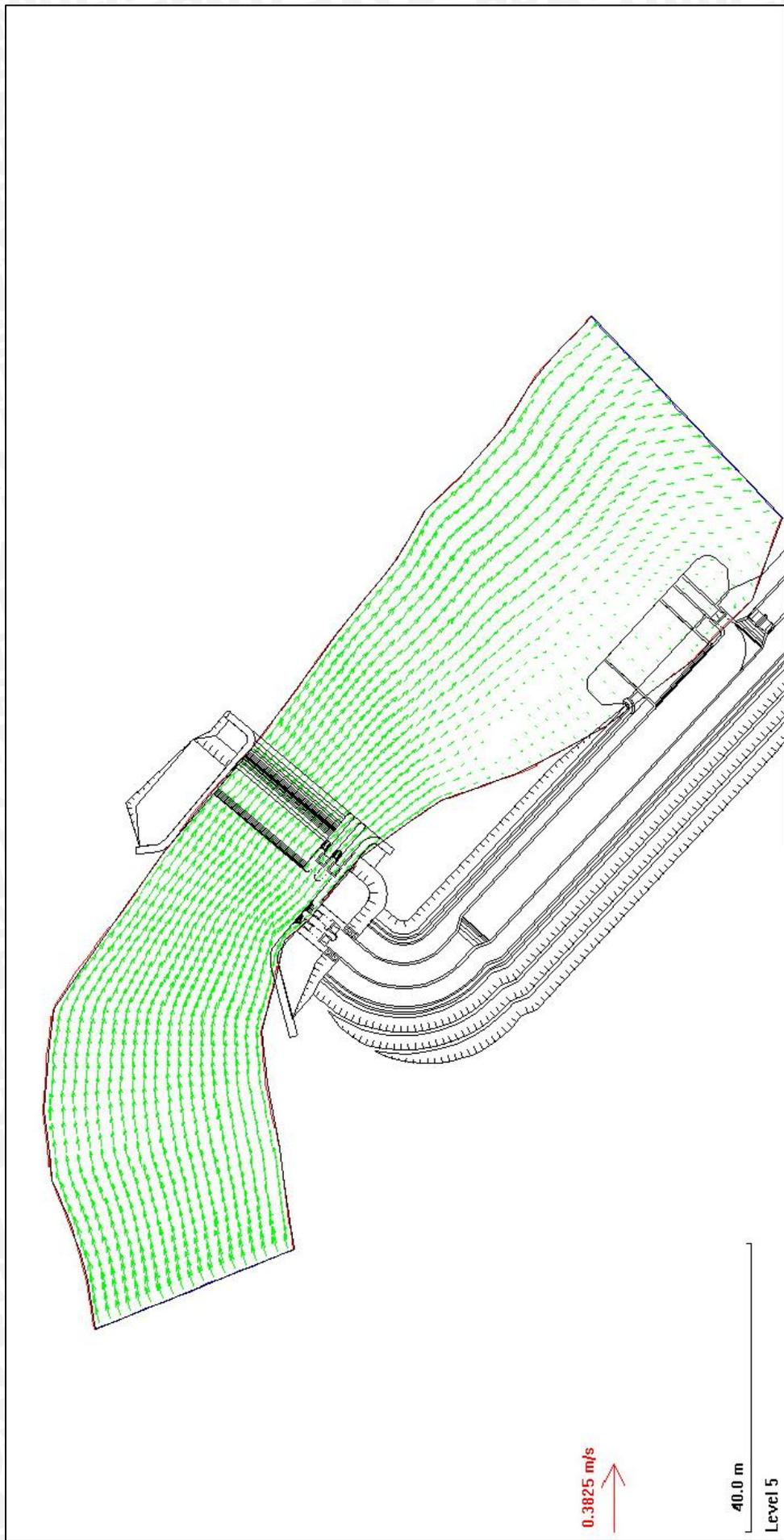
4.3.1. Komputasi Waterflow dan Sediments Q 1 tahun

Komputasi *waterflow* dan *sediments* pada Q 1 tahun berhasil dengan rentang kecepatan 0,001-0,11 m/dt. Gerusan tidak terjadi pada sekitar bendung, tetapi terbaca endapan pada hulu sungai sebesar 0,001-0,16 m (tertinggi). Pengaliran pada pemodelan numerik dilakukan dengan total waktu selama 24 jam, sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konvergensi solusi adalah 360 detik.

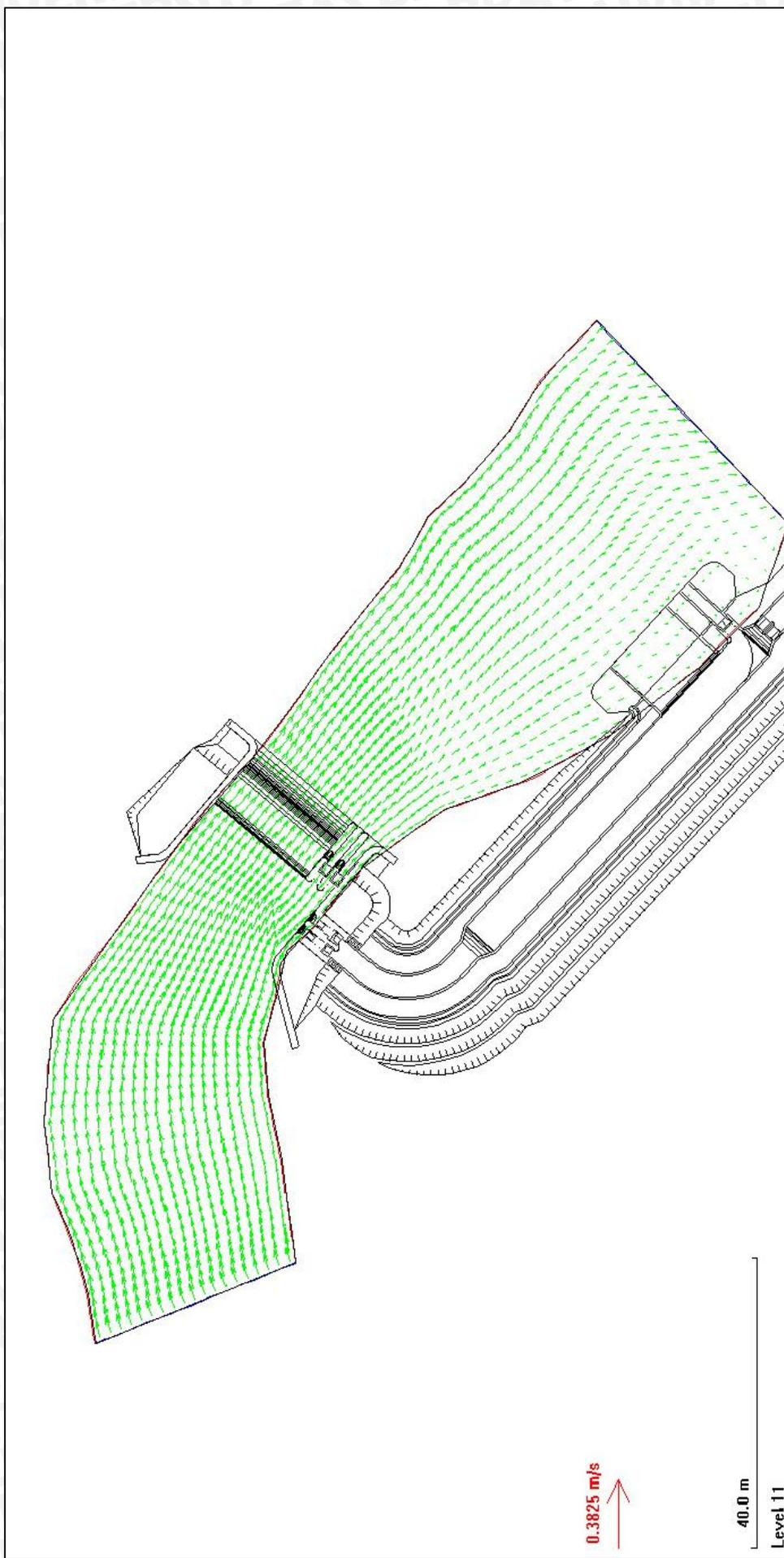
Berikut adalah hasil komputasi untuk debit Q 1 th (23,97 m³/det):



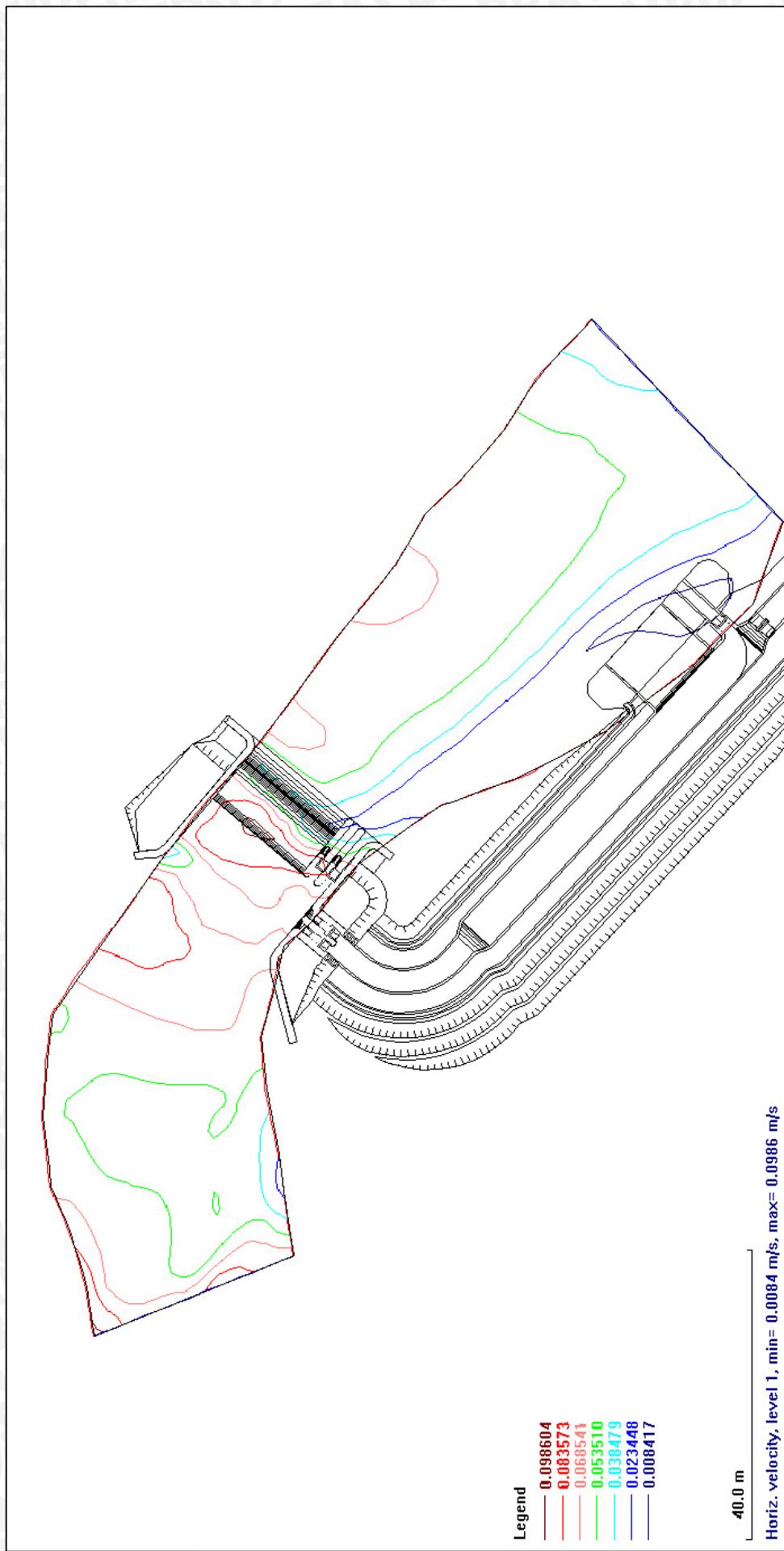
Gambar 4.10. Velocity Vector Level 1 pada O 1 th (dasar sungai)



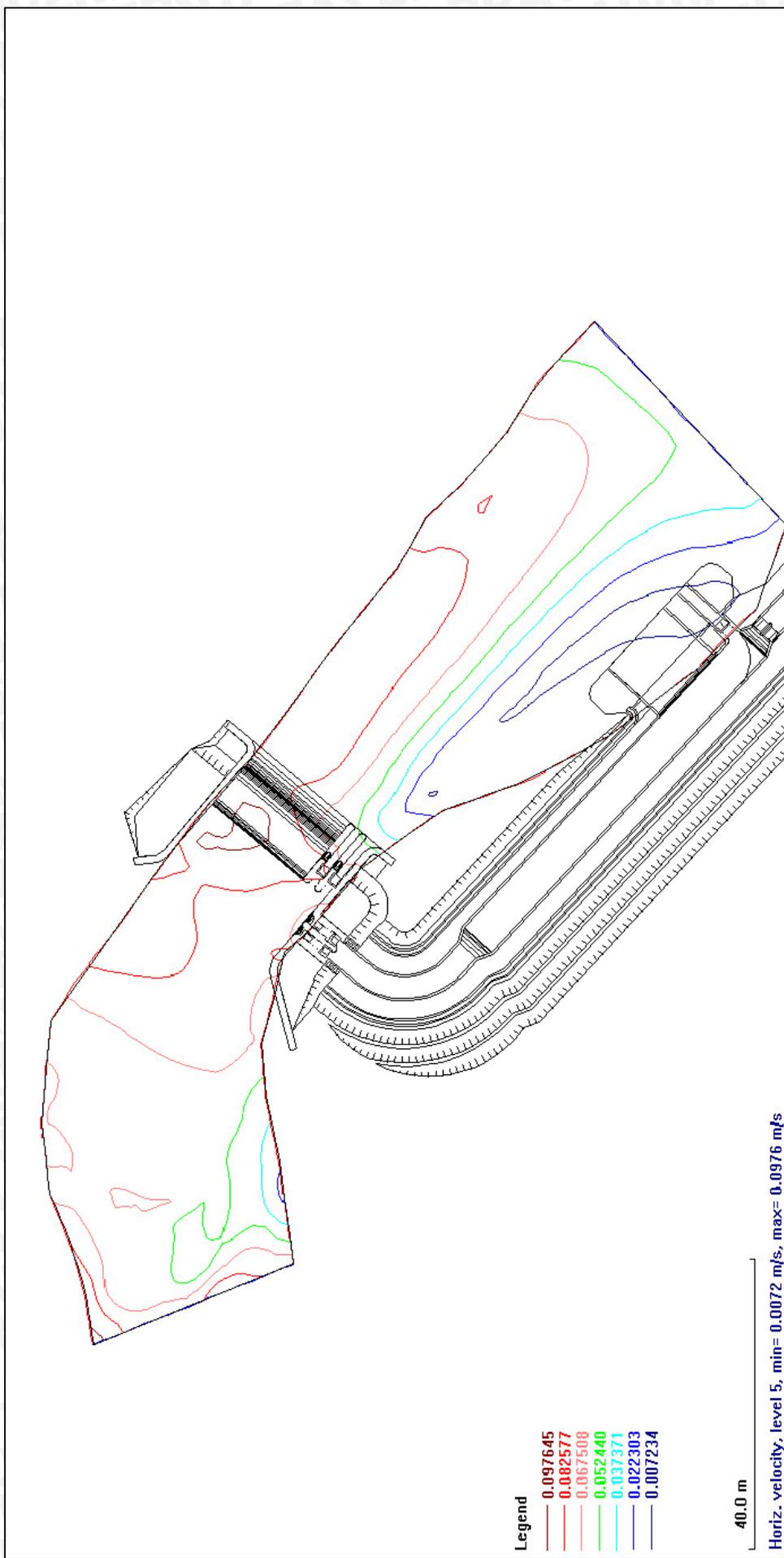
Gambar 4.1.1. Velocity Vector Level 5 pada Q 1 th (tengah)



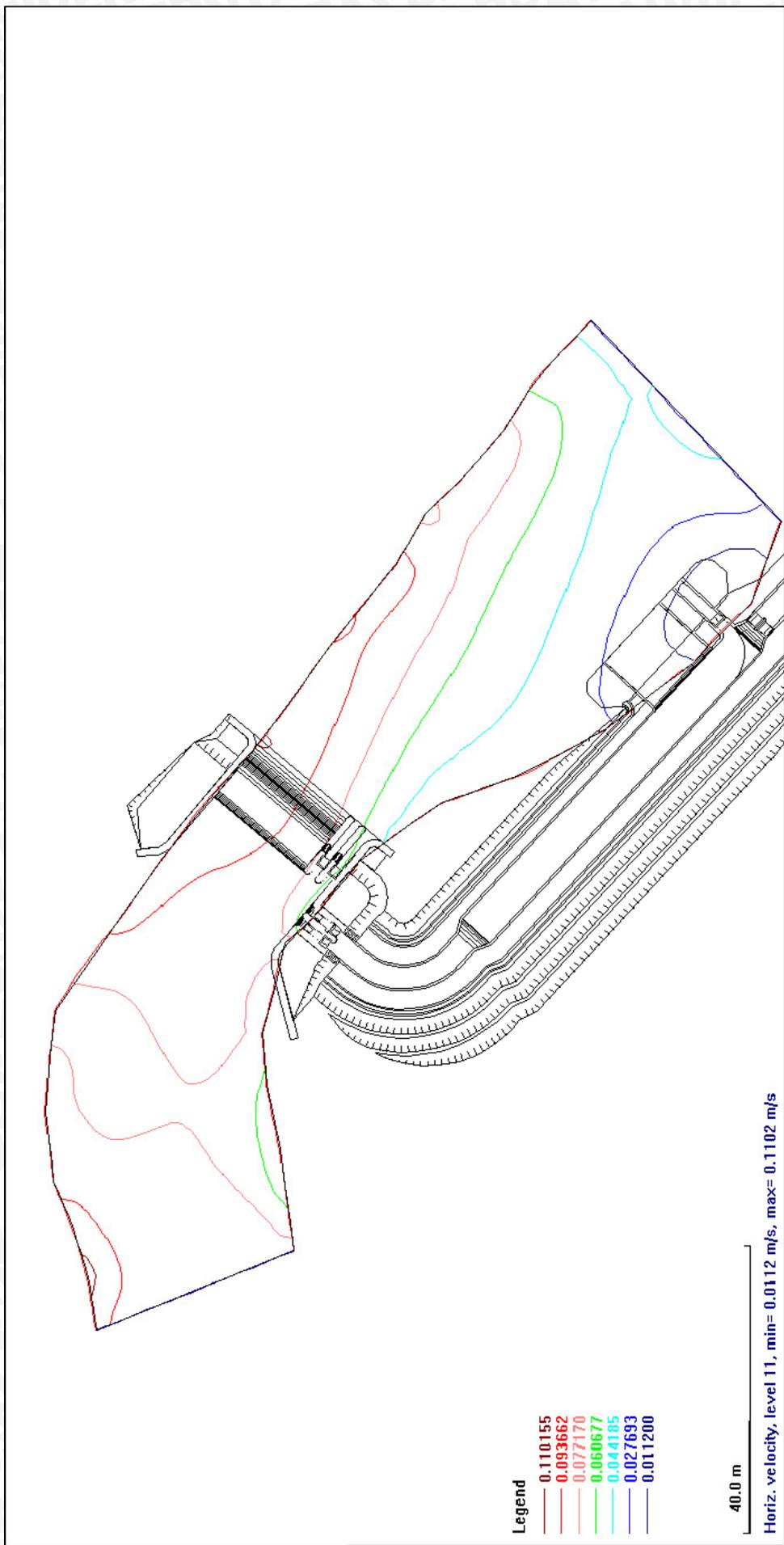
Gambar 4.12. Velocity vector level 11 pada Q 1 th (atas/permukaan)



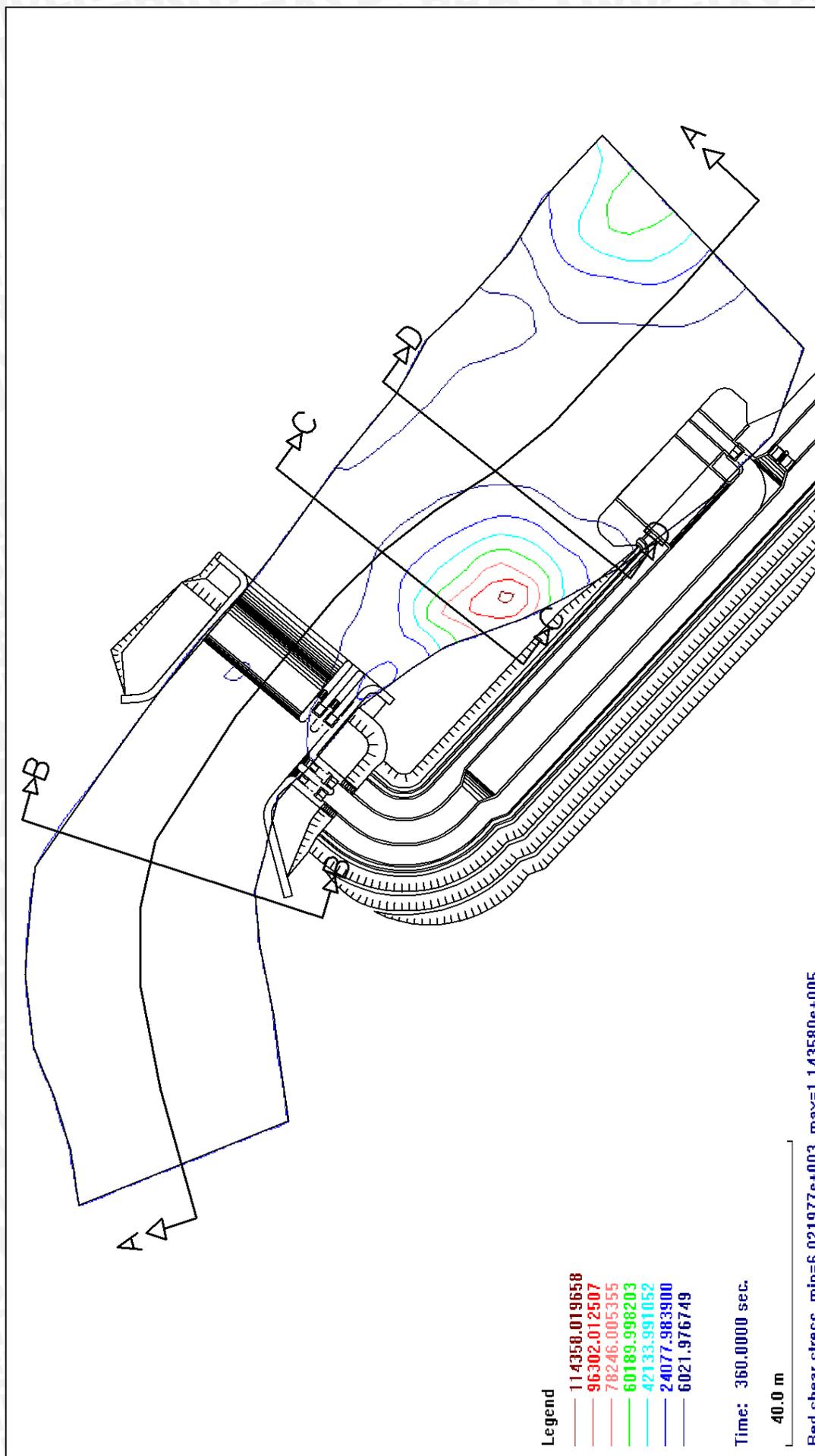
Gambar 4.13. Horizontal velocity level 1 pada Q 1 th (dasar)



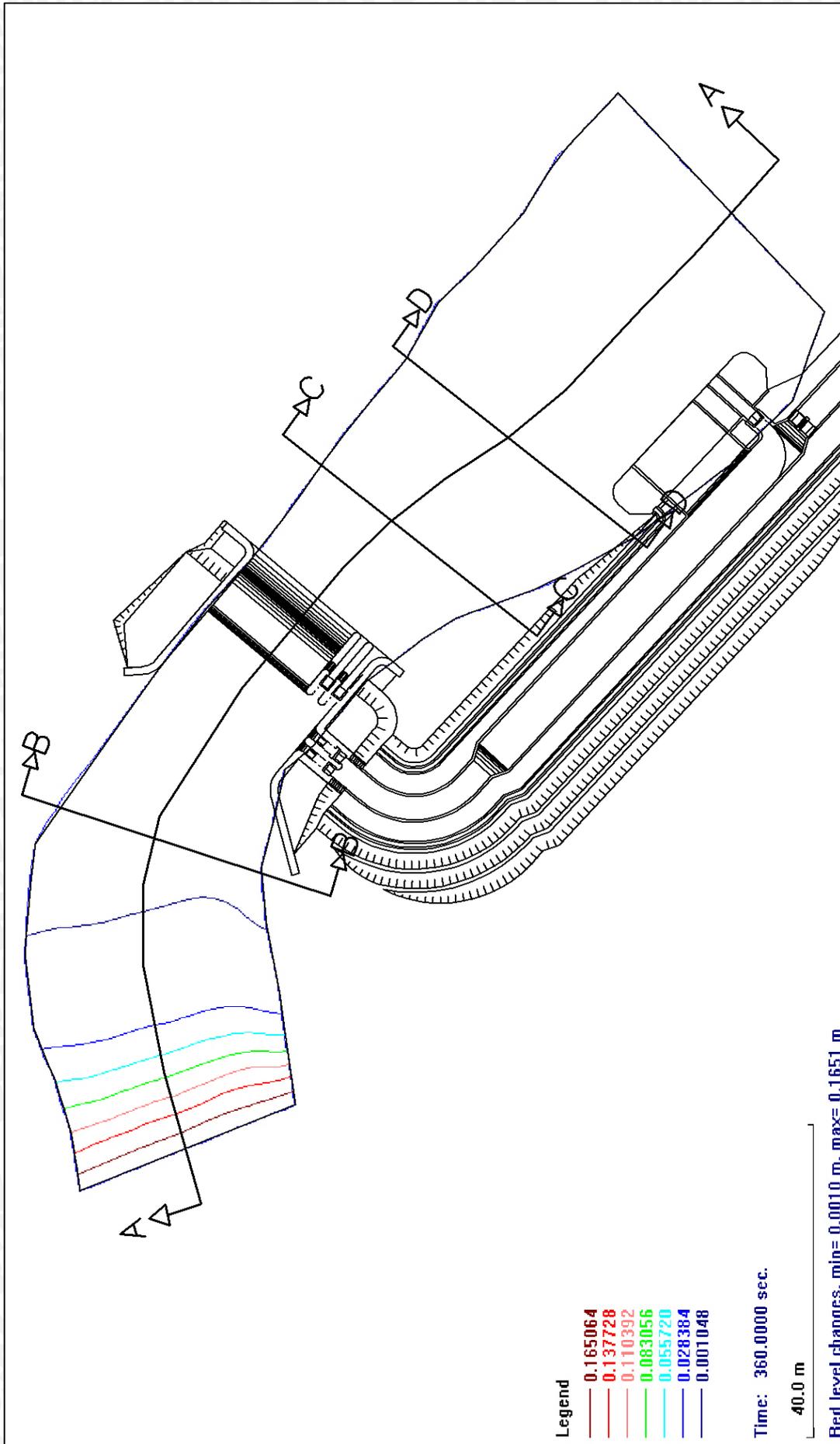
Gambar 4.14. Horizontal velocity level 5 pada Q 1 th



Gambar 4.15. Horizontal velocity level 11 pada Q 1 th (atas/permukaan)



Gambar 4.17. Bed shear stress pada Q 1 th



Gambar 4.17. Bed Changes pada Q 1 th



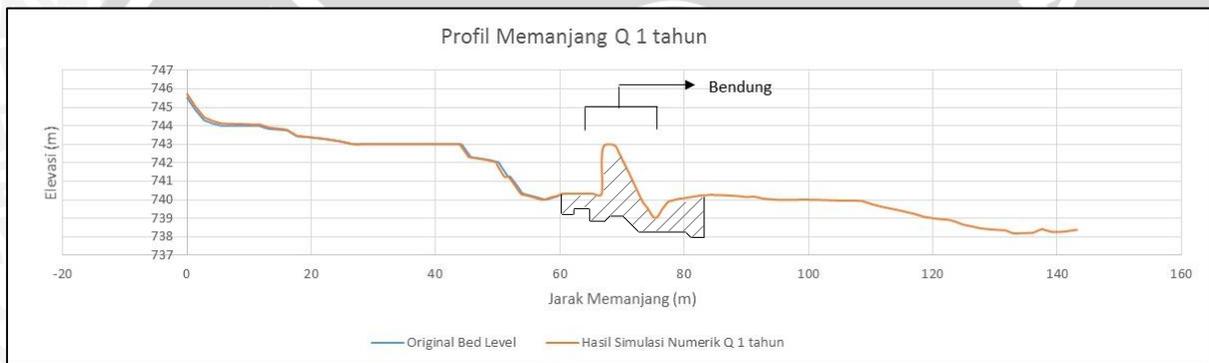
Gambar 4.18. Profil melintang Potongan B-B gerusan pada hulu sungai debit Q 1 tahun



Gambar 4.19. Profil melintang potongan C-C gerusan pada hilir bendung debit Q 1 tahun



Gambar 4.20. Profil melintang potongan D-D gerusan pada hilir sungai debit Q 1 tahun

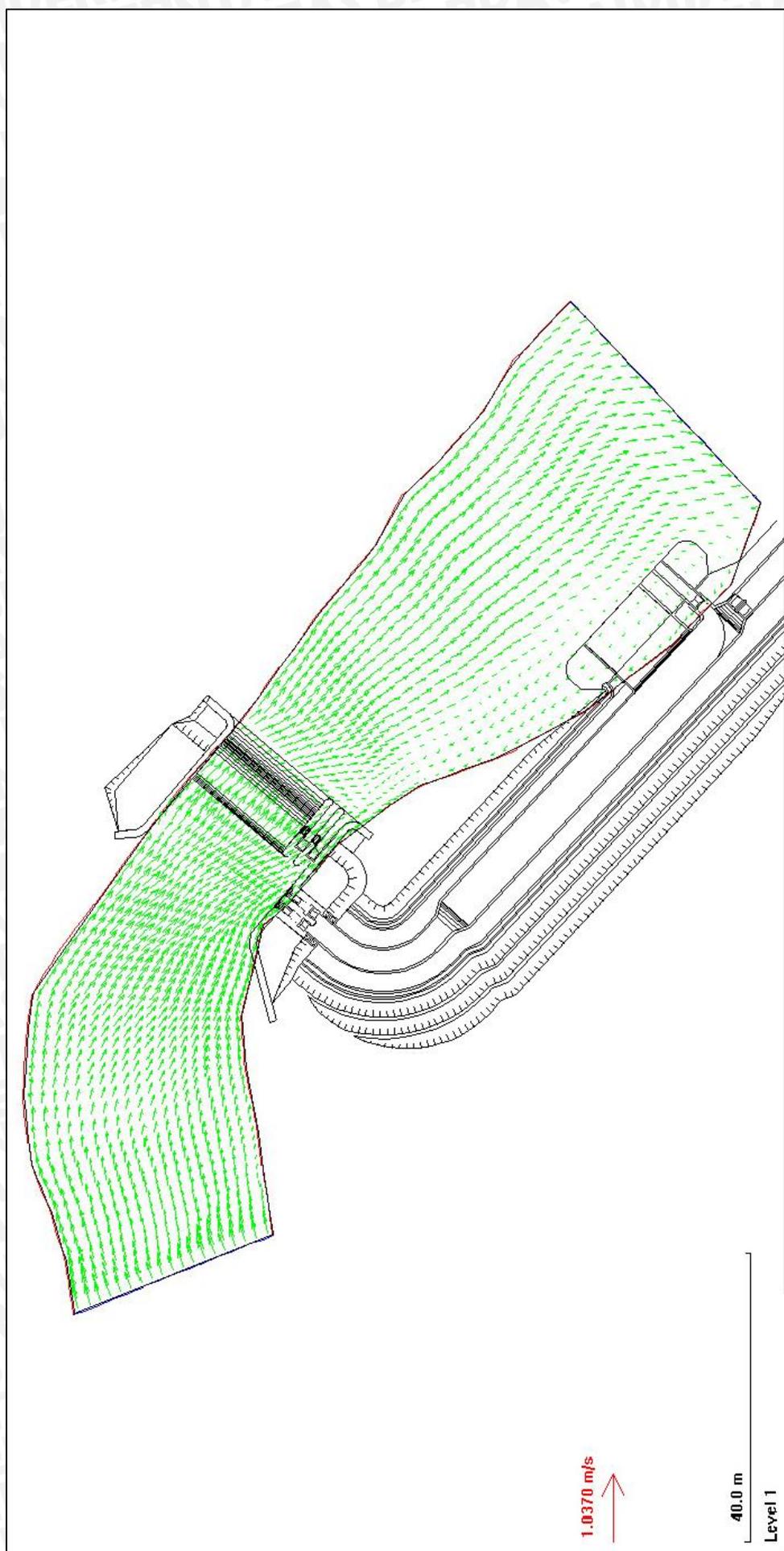


Gambar 4.21. Profil memanjang potongan A-A ebit Q 1 tahun

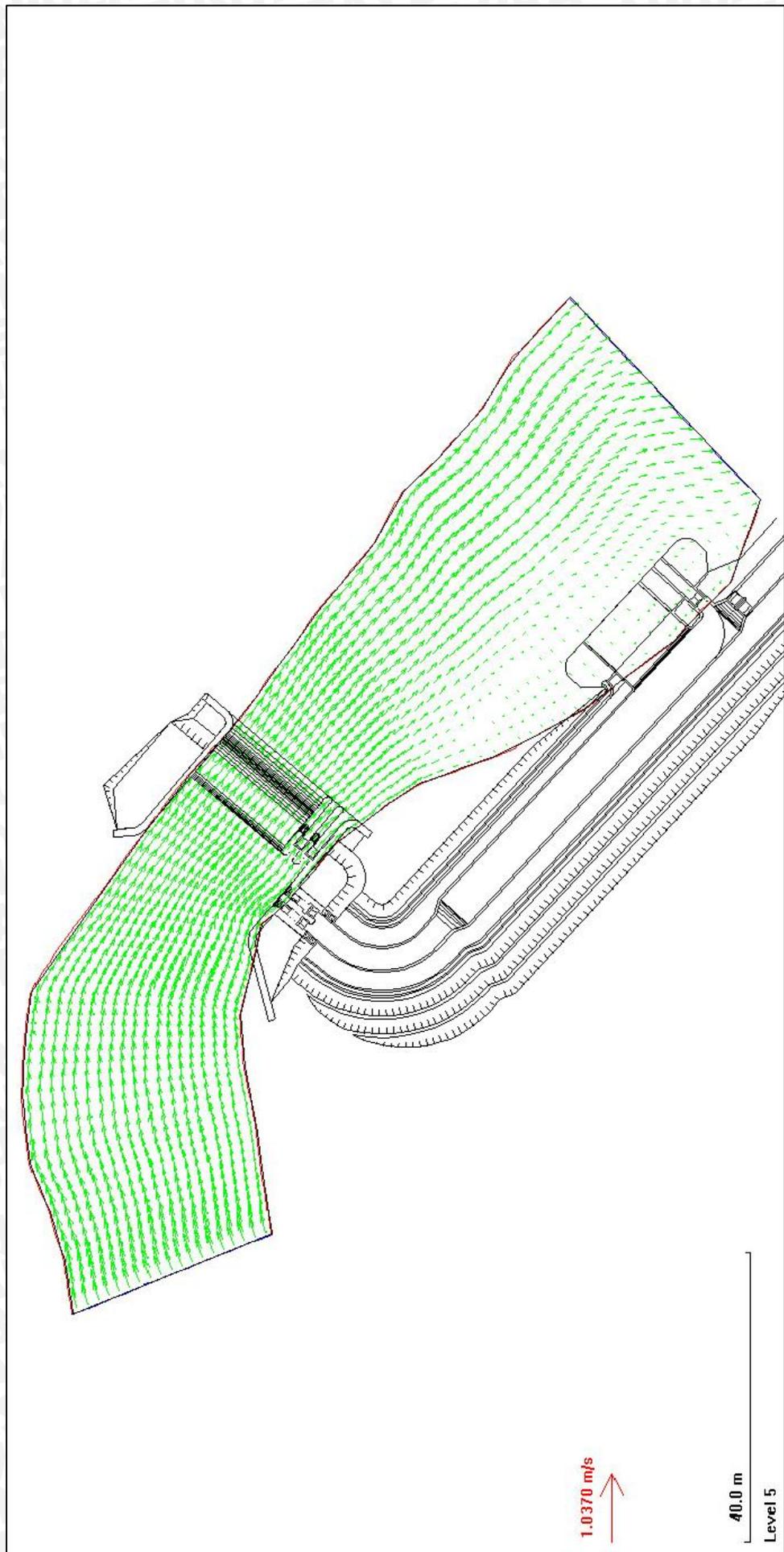
4.3.2. Komputasi Waterflow dan Sediments Q 5 tahun

Secara umum hasil pemodelan numerik untuk Q 5 tahun berhasil, dengan rentang kecepatan antara 0,02-0,37 m/dt. Sedangkan gerusan terbaca pada hulu dan hilir bendung sedalam 0,45-3,2 m. Terjadi pengendapan pada hulu bendung dengan ketebalan 0,107 m dari elevasi dasar asli. Pengaliran pada pemodelan numerik dilakukan dengan total waktu selama 24 jam, sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konvergensi solusi adalah 480 detik.

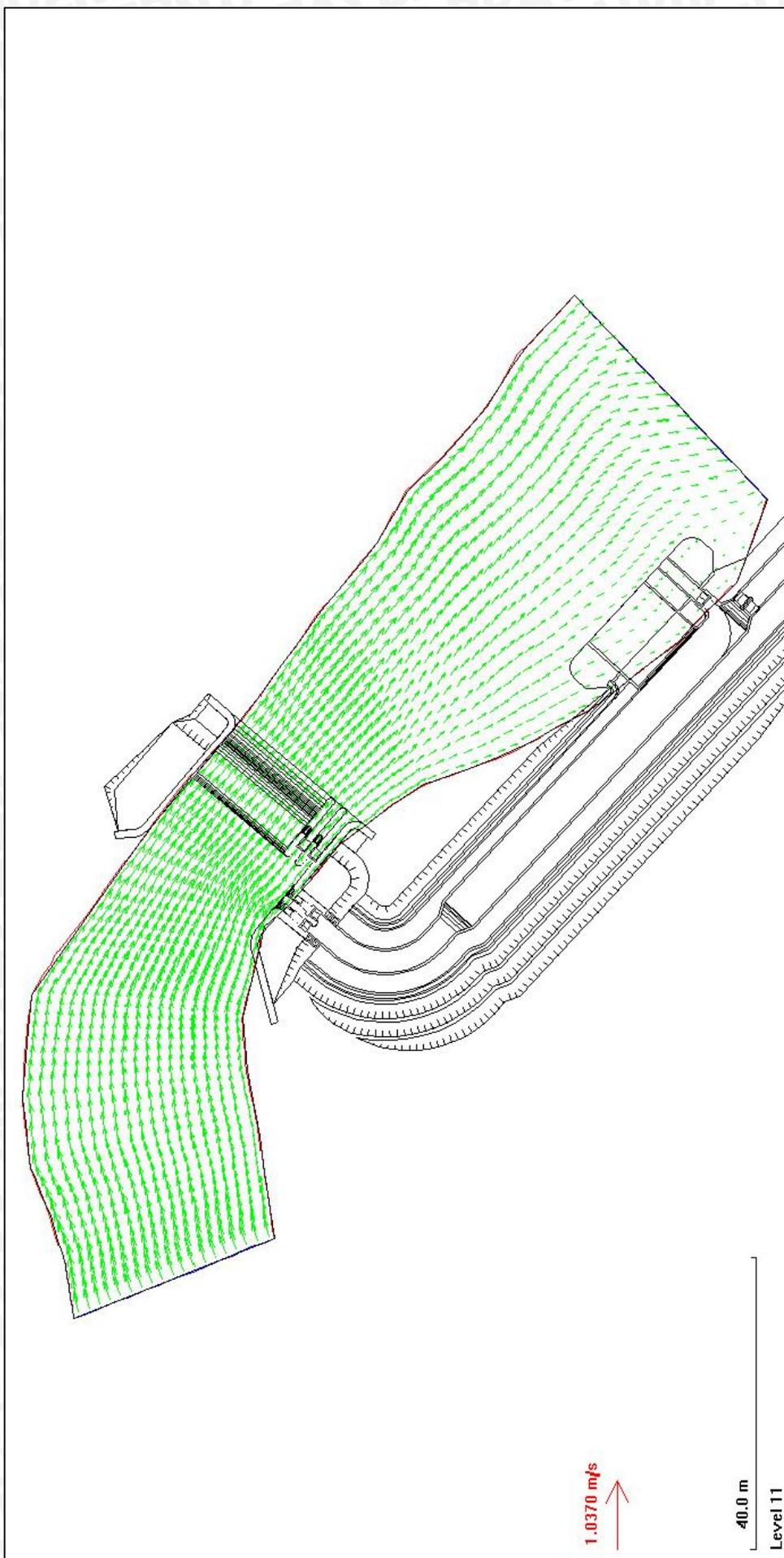
Berikut adalah hasil komputasi untuk debit Q 5 tahun ($82,17 \text{ m}^3/\text{det}$):



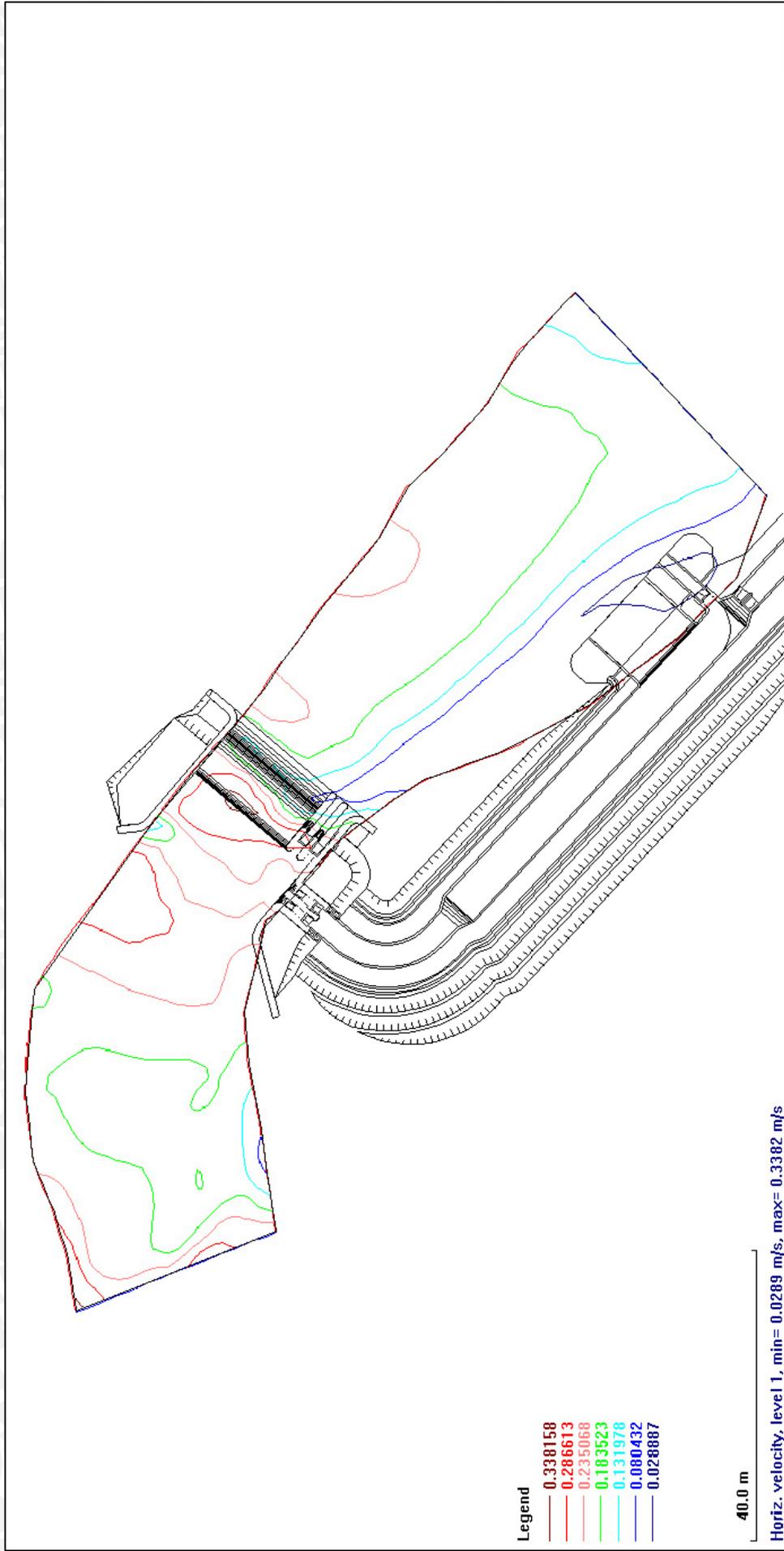
Gambar 4.22. Velocity vector level 1 pada Q 5 th (dasar sungai)



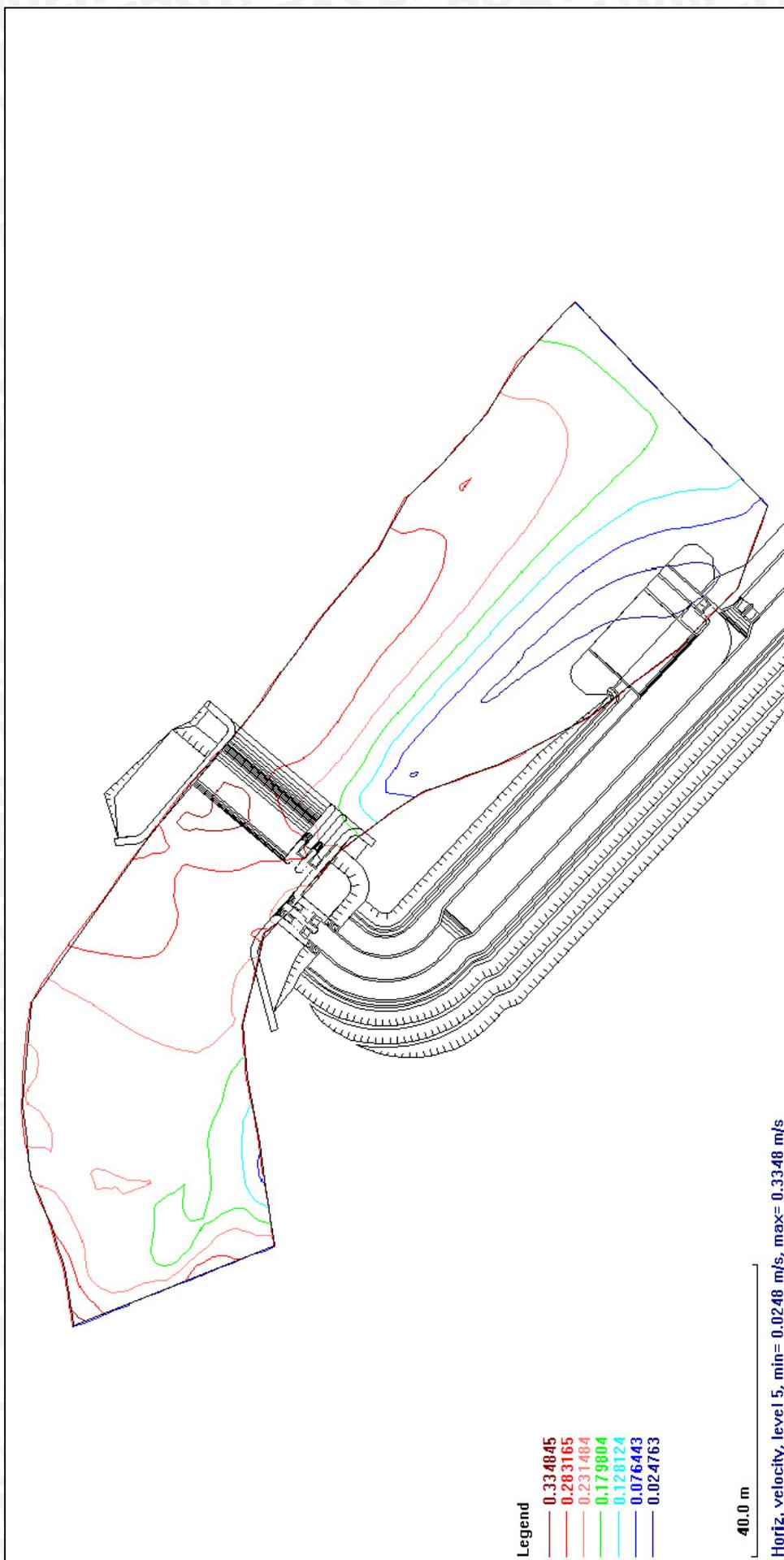
Gambar 4.23. Velocity vector level 5 pada Q 5 th (tengah)



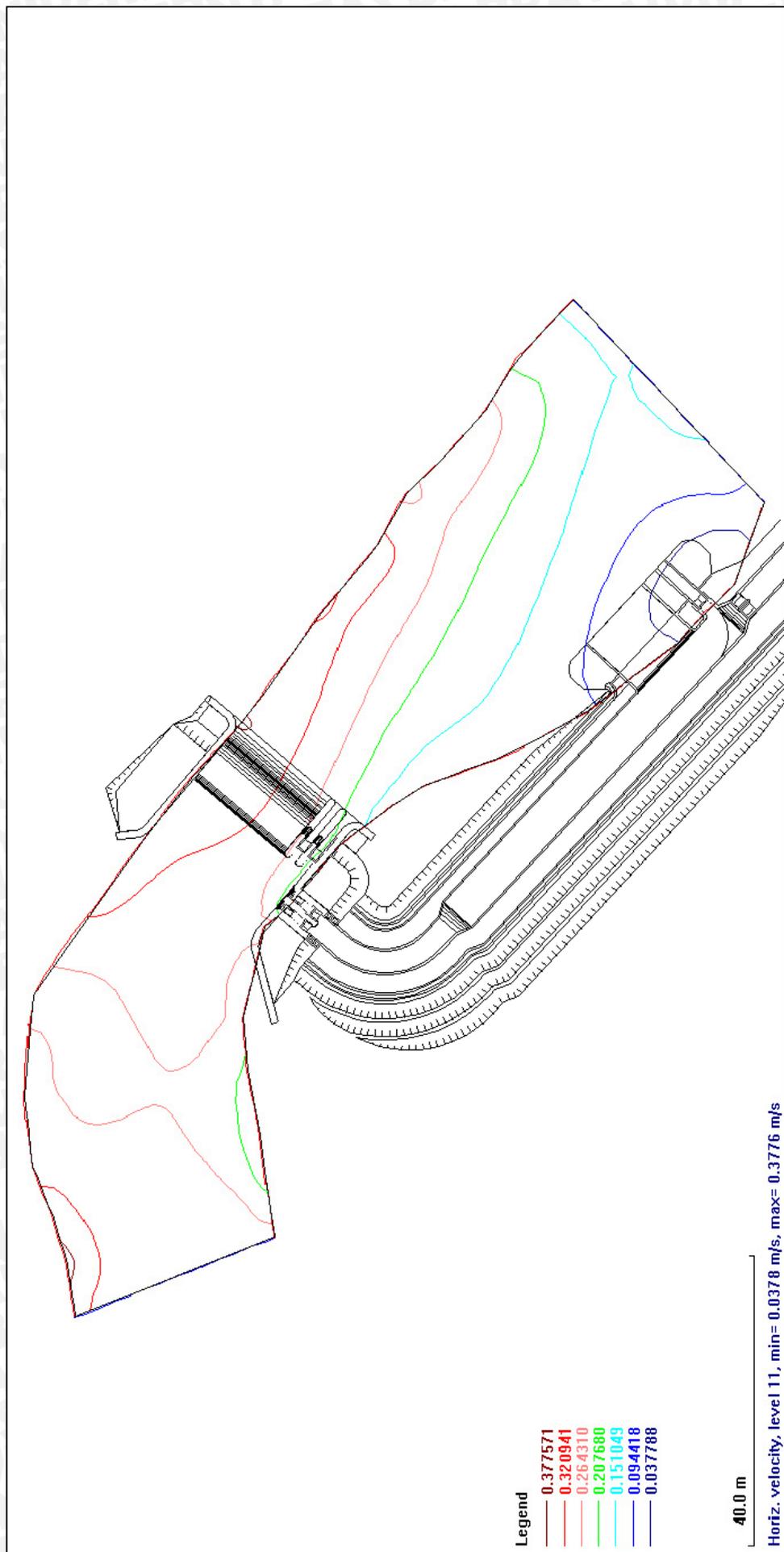
Gambar 4.24. Velocity vector level 11 pada Q 5 th (atas/permukaan)



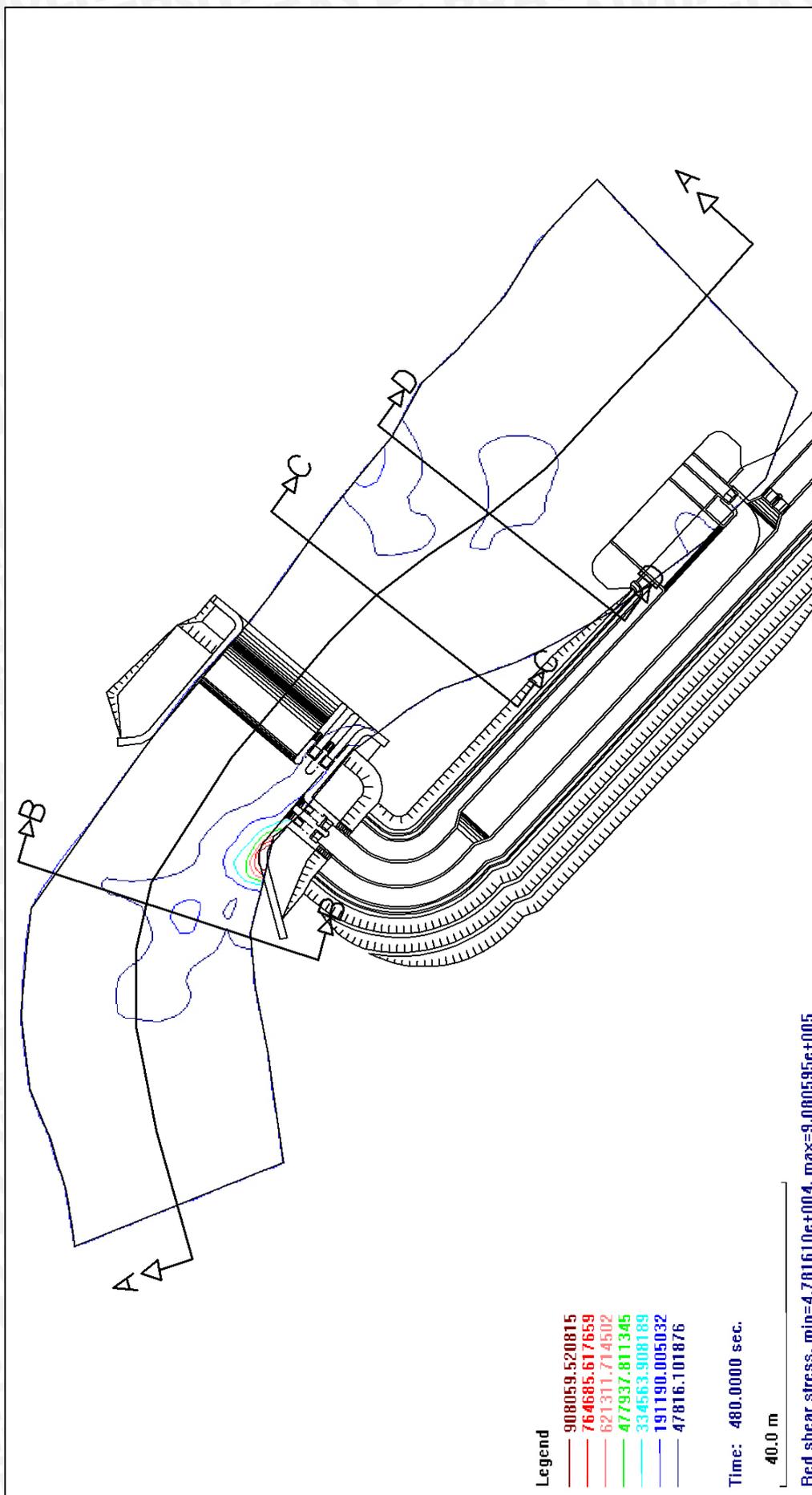
Gambar 4.25. Horizontal velocity level 1 pada Q 5 th (dasar sungai)



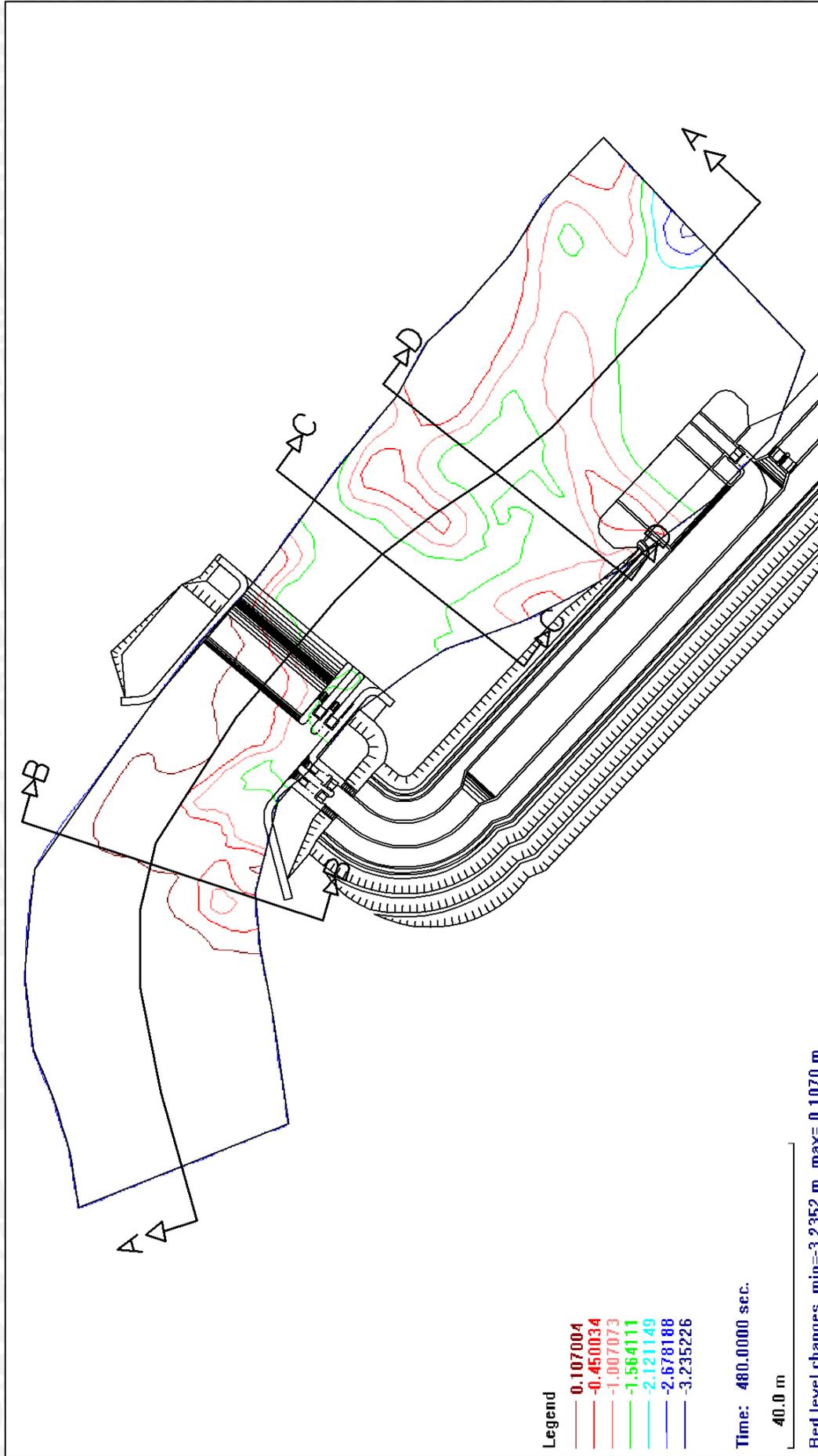
Gambar 4.26. Horizontal velocity level 5 pada Q 5 th (tengah)



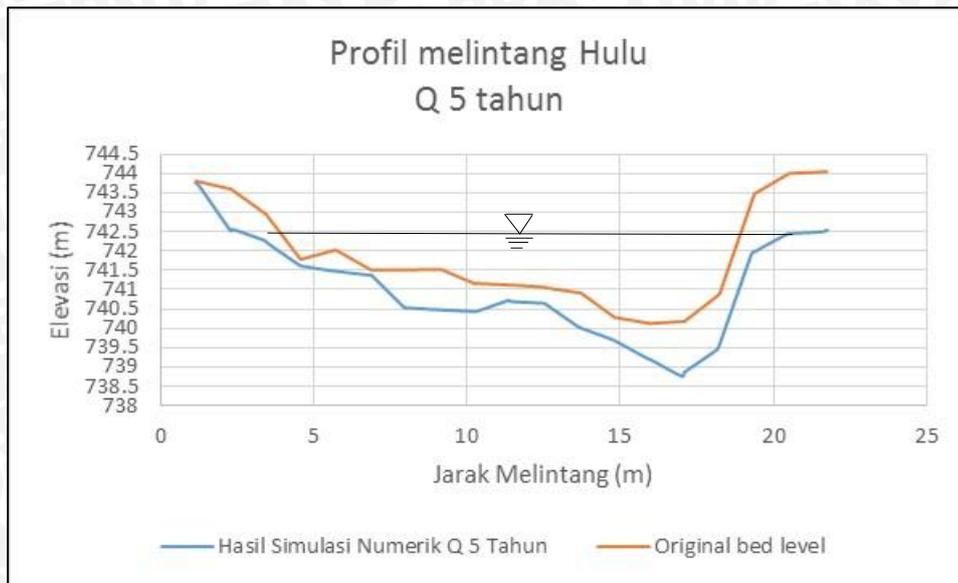
Gambar 4.27. Horizontal velocity level 11 pada Q 5 th (atas/permukaan)



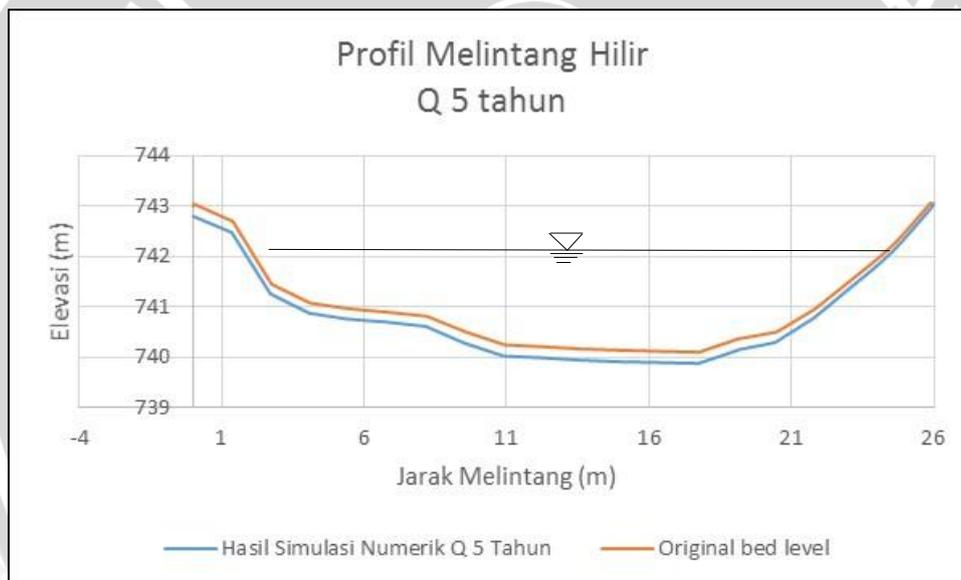
Gambar 4.28. Bed shear stress pada 0 5 th



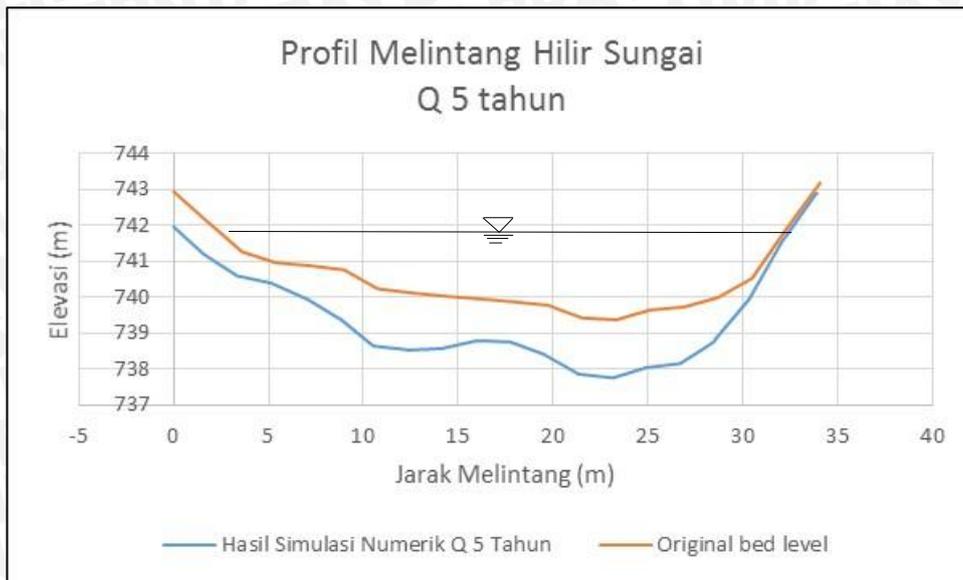
Gambar 4.29. Bed changes pada Q 5 th



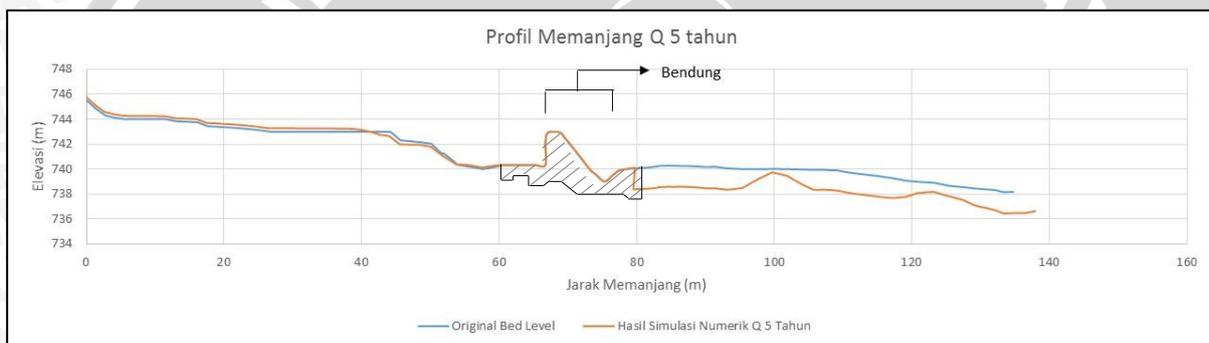
Gambar 4.30. Profil melintang potongan B-B gerusan pada hulu sungai debit Q 5 tahun



Gambar 4.31. Profil melintang Potongan C-C gerusan pada hilir bendung debit Q 5 tahun



Gambar 4.32. Profil melintang potongan D-D gerusan pada hilir sungai debit Q 5 tahun

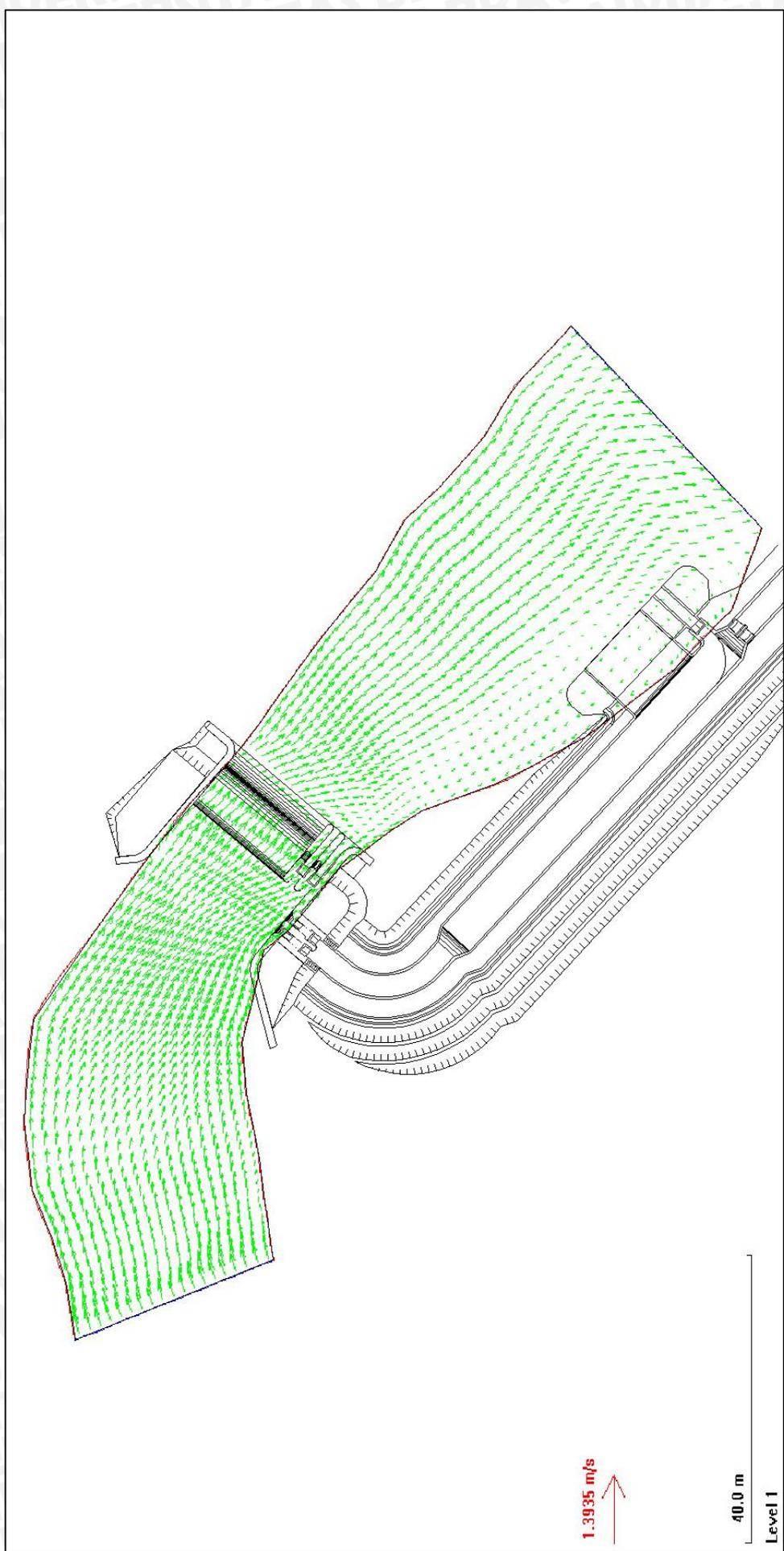


Gambar 4.33. Profil memanjang potongan A-A debit Q 5 tahun

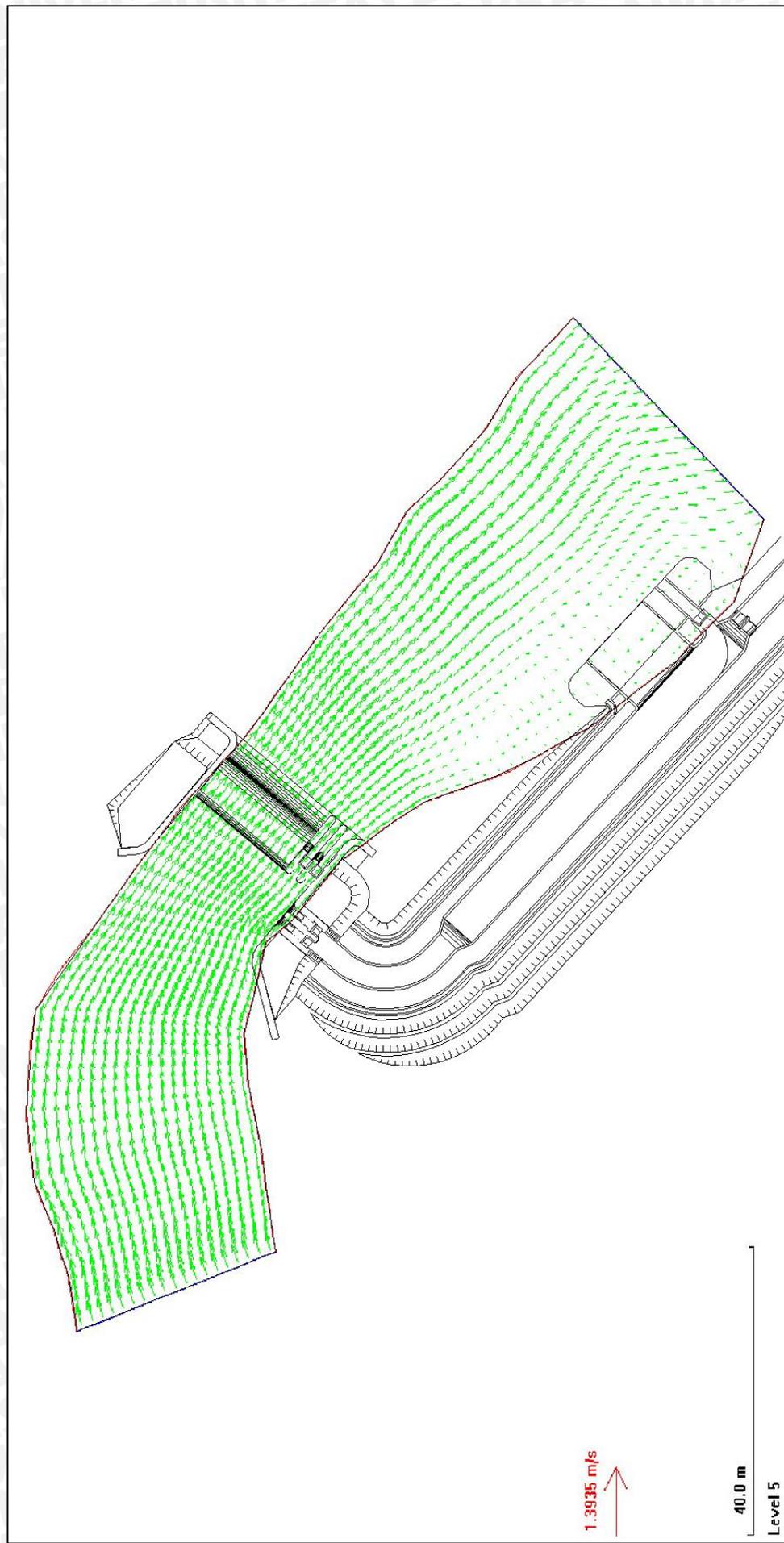
4.3.3. Komputasi Waterflow dan Sediments Q 25 tahun

Debit terkalibrasi Q 25 tahun tersimulasi dengan rentang kecepatan antara 0,03-0,51 m/dt. Gerusan terdalam terbaca pada hilir bendung sedalam 0,25-3,7 m. Terjadi pengendapan pada hilir sungai setebal 0,436 m. Pengaliran pada pemodelan numerik dilakukan dengan total waktu selama 24 jam, sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konvergensi solusi adalah 480 detik.

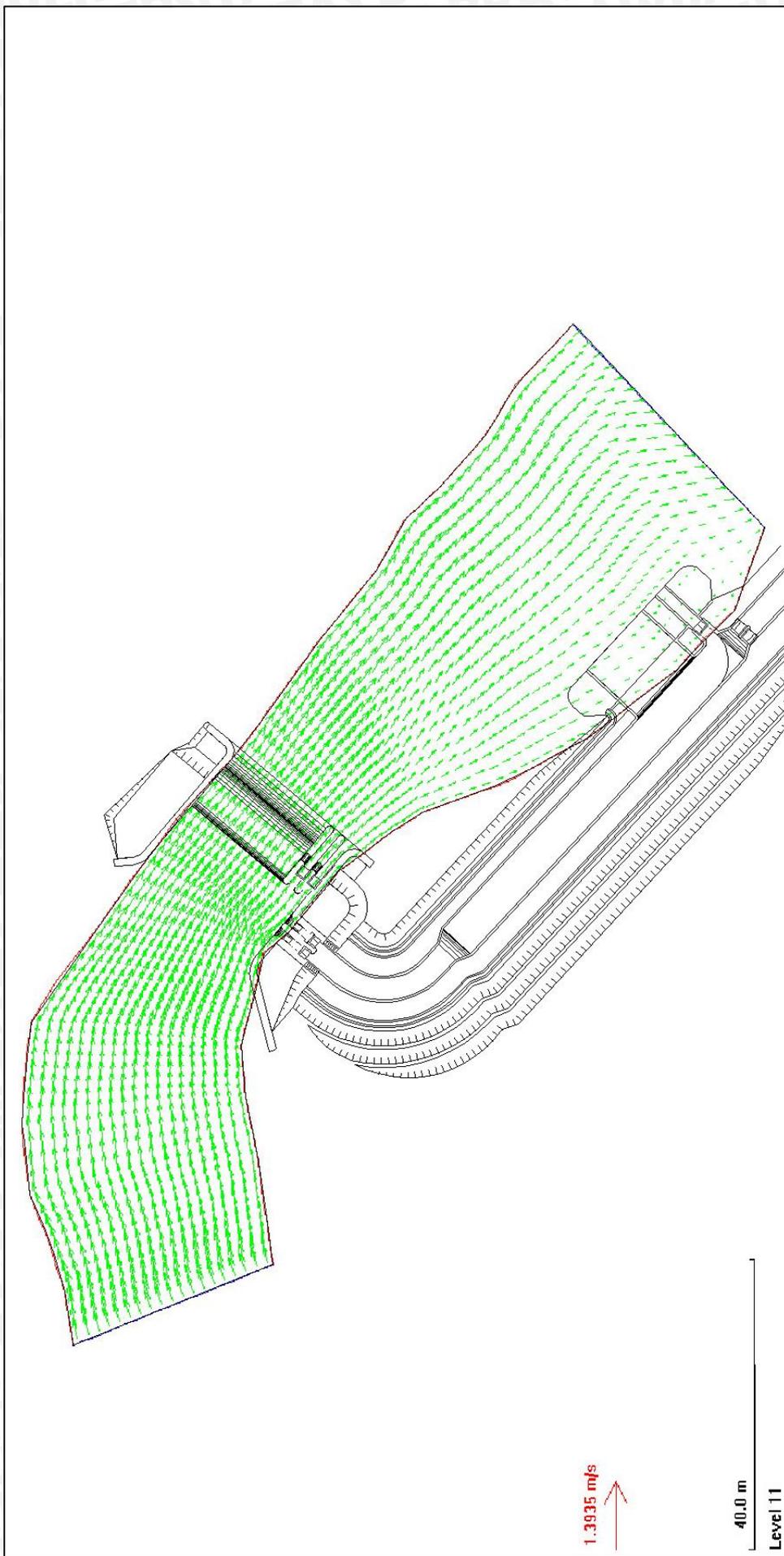
Berikut adalah hasil komputasi untuk debit Q 25 tahun ($110,42 \text{ m}^3/\text{det}$):



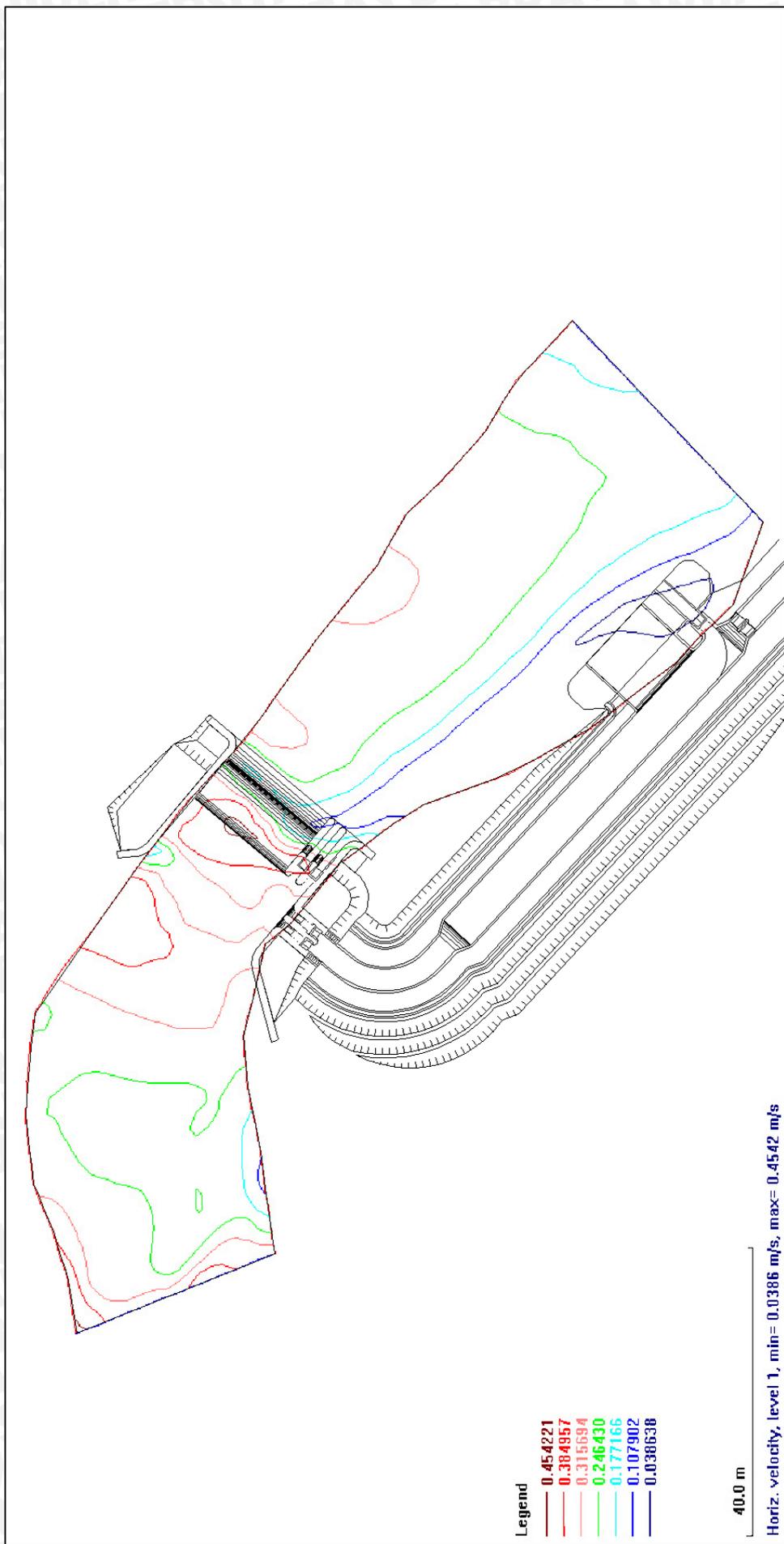
Gambar 4.34. Velocity Vector level 1 (dasar sungai) pada Q 25 tahun



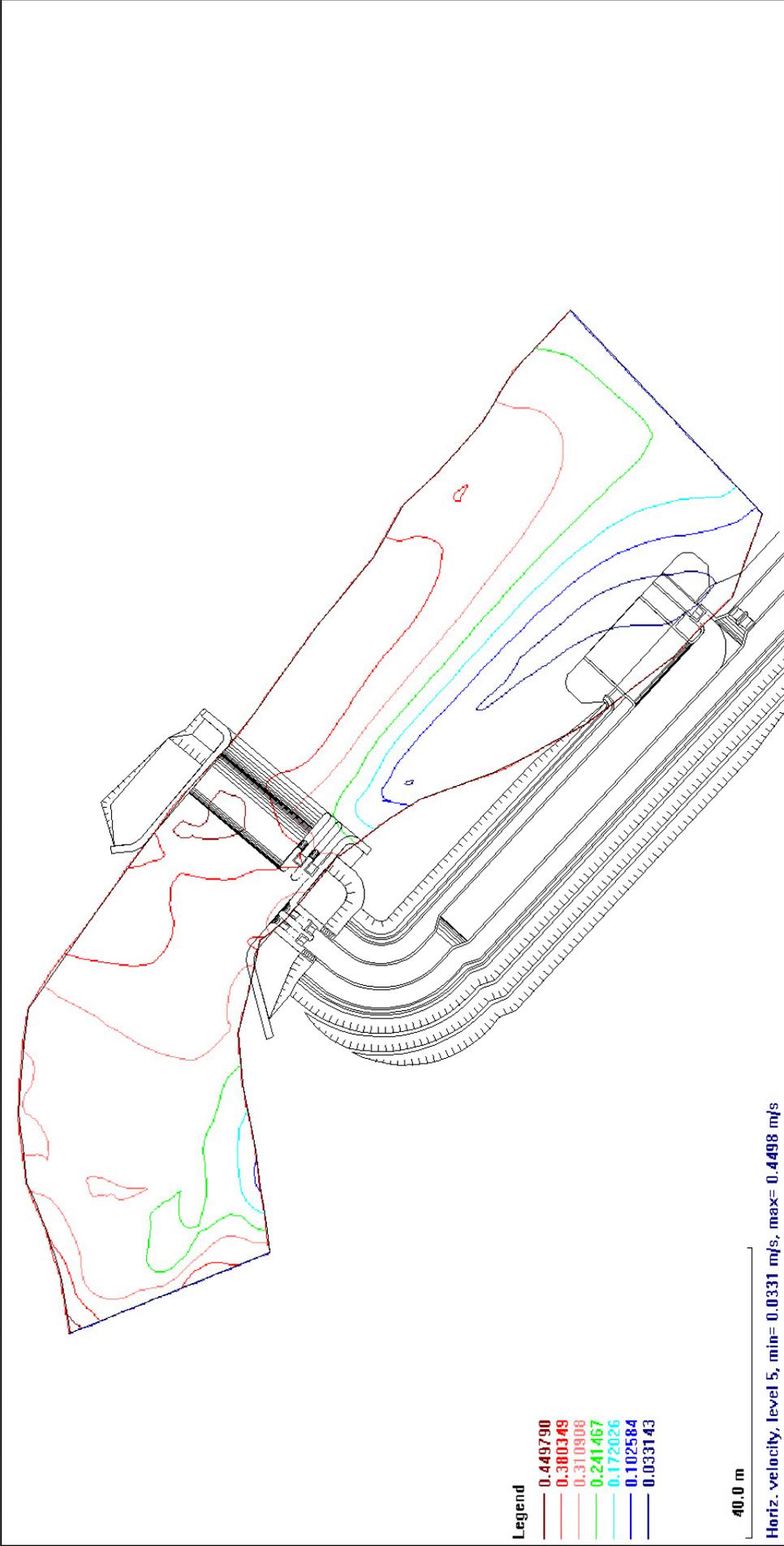
Gambar 4.35. Velocity Vector Level 5 (tengah) pada Q 25 tahun



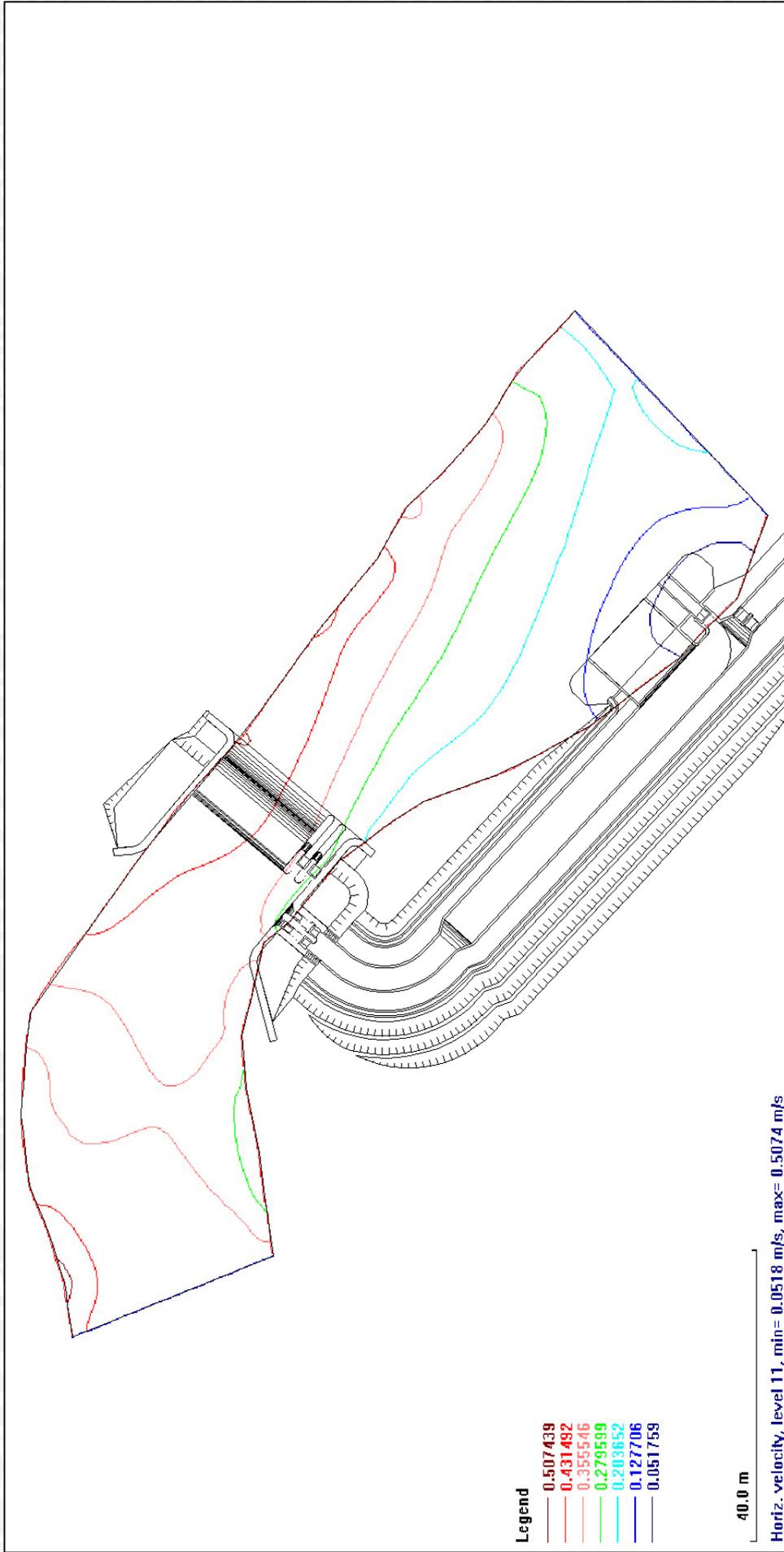
Gambar 4.36. Velocity Vector Level 11 (atas/permukaan) pada O 25 tahun



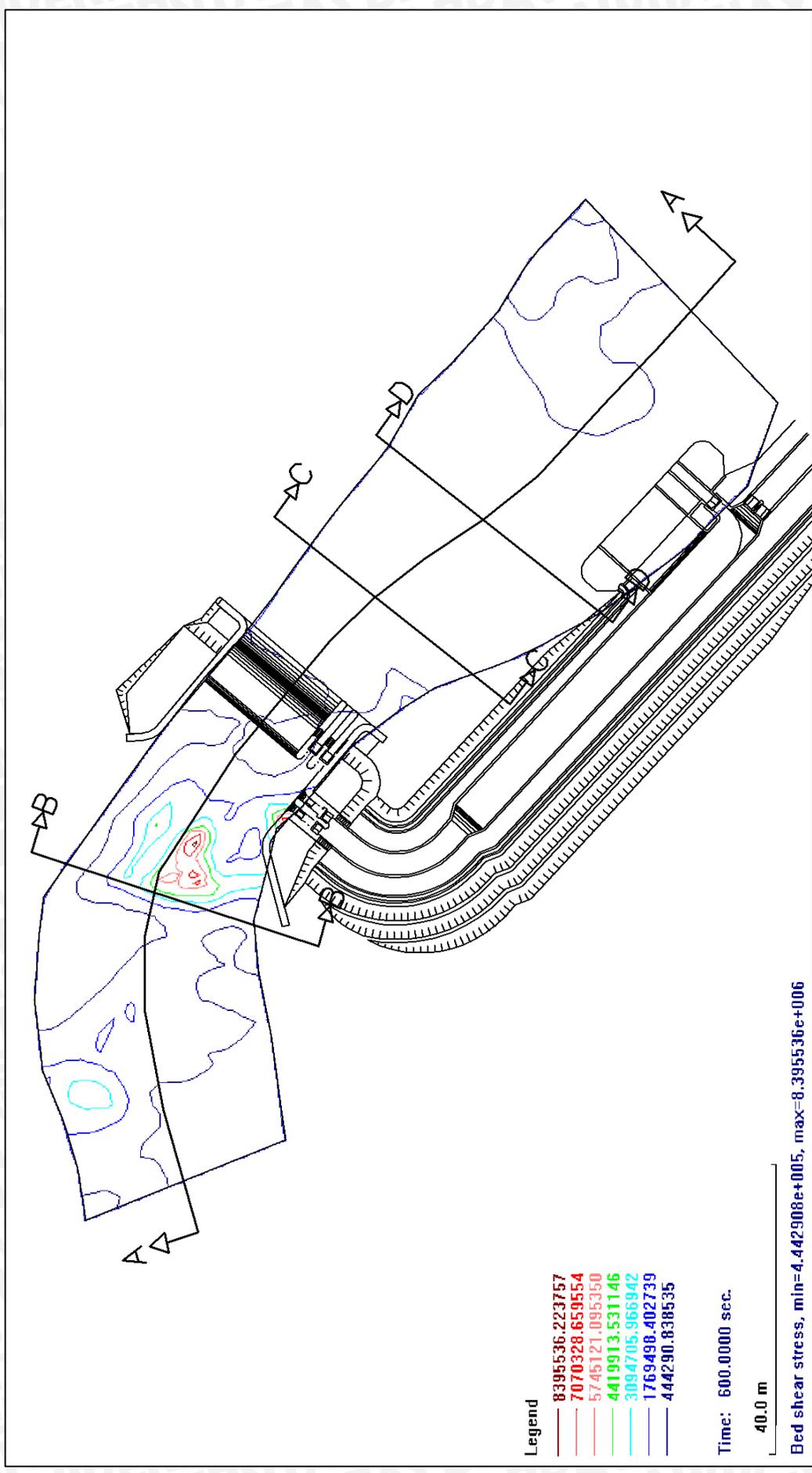
Gambar 4.37. Horizontal Velocity Level 1 (dasar sungai) pada Q 25 tahun



Gambar 4.38. Horizontal Velocity Level 5 (tengah) pada Q 25 tahun

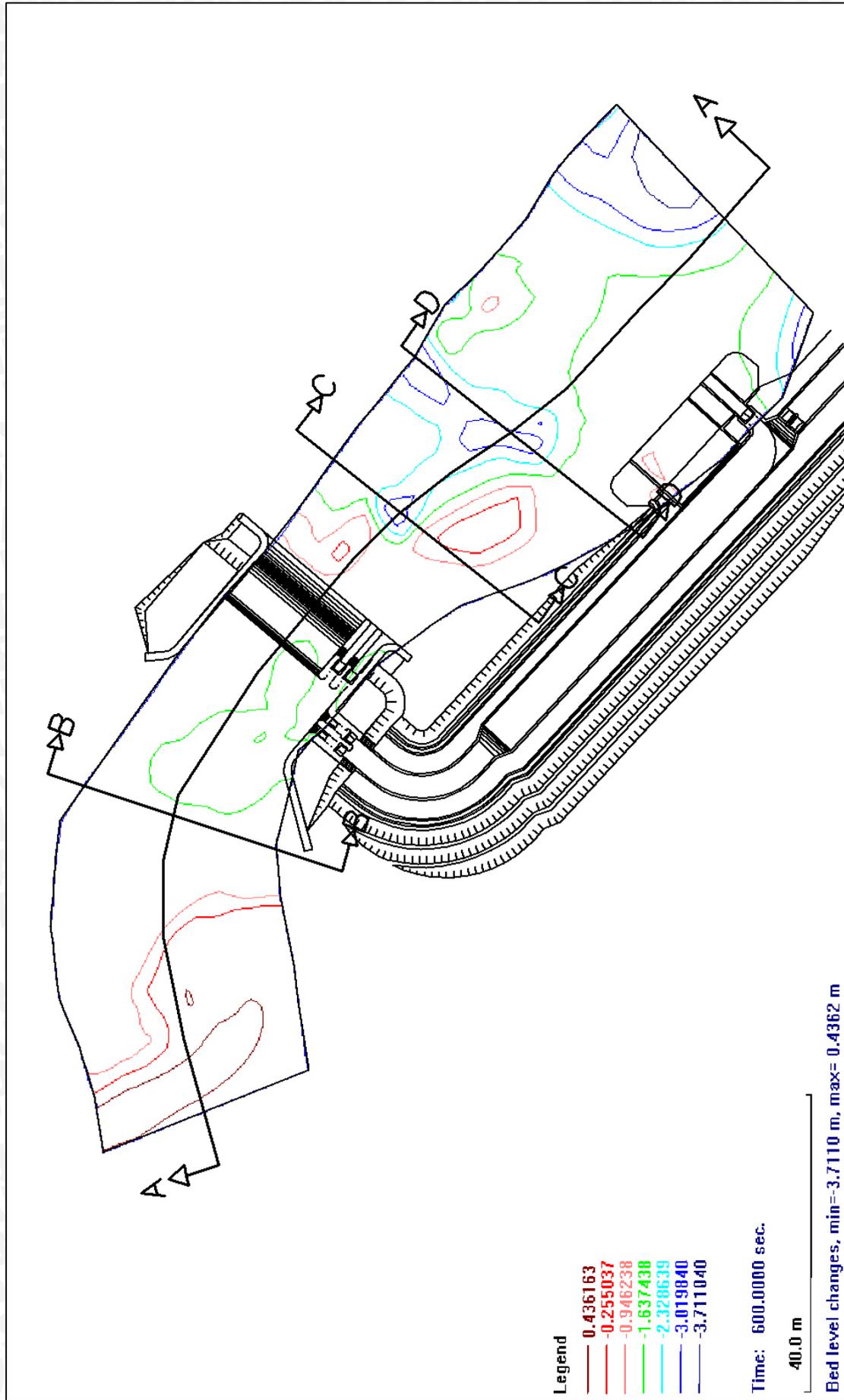


Gambar 4.39. Horizontal Velocity Level 11 (atas/permukaan) pada Q 25 tahun

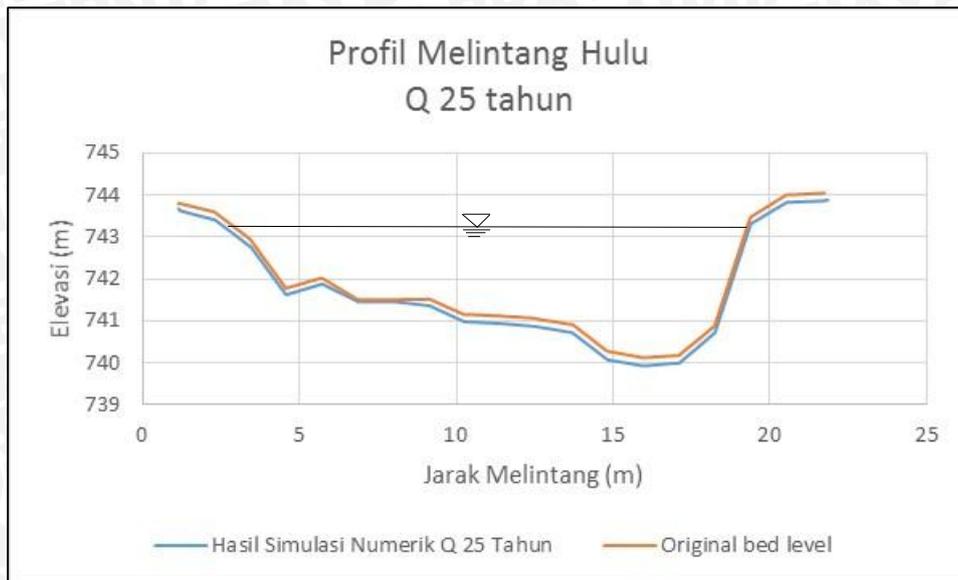


Gambar 4.40. Bed Shear Stress pada Q 25 tahun

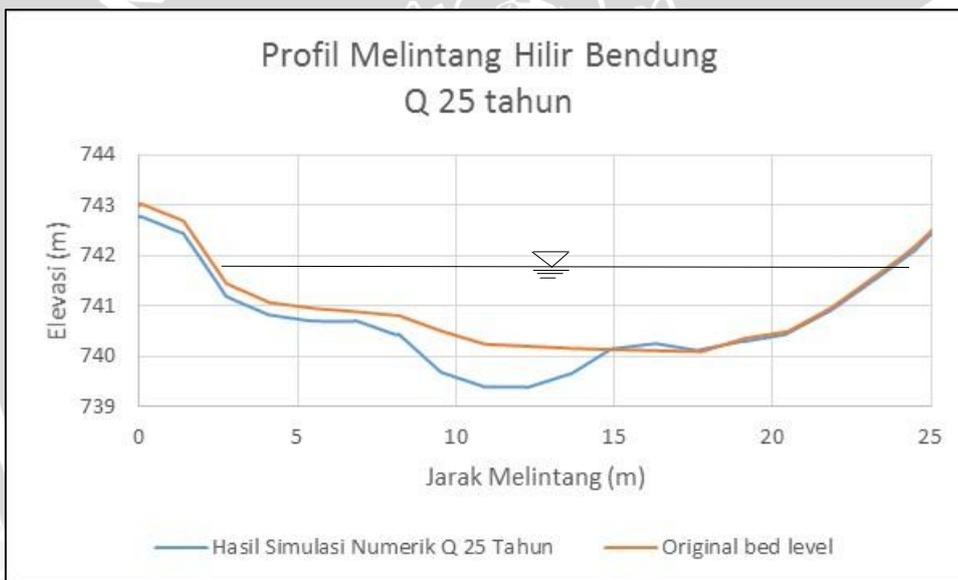




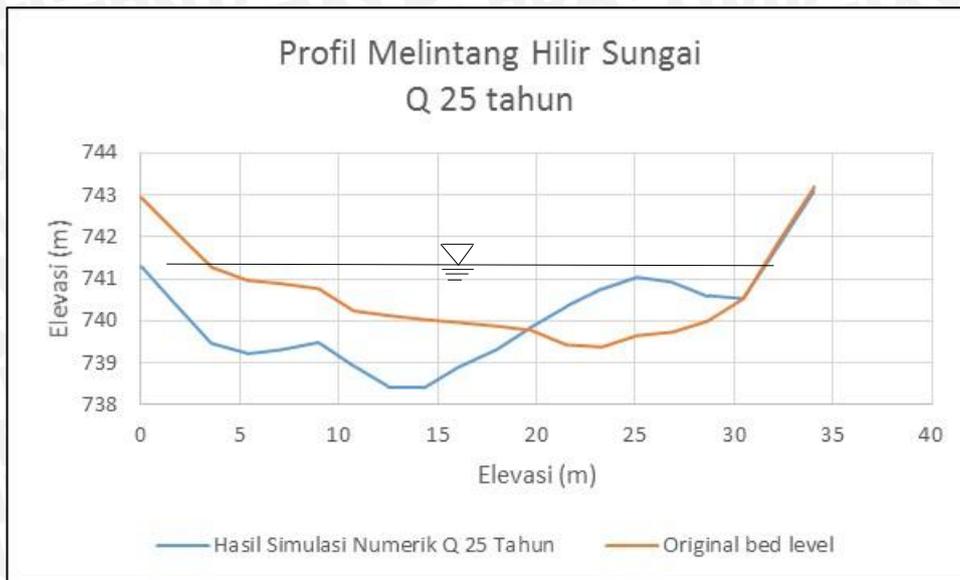
Gambar 4.41. Bed Changes pada Q 25 tahun



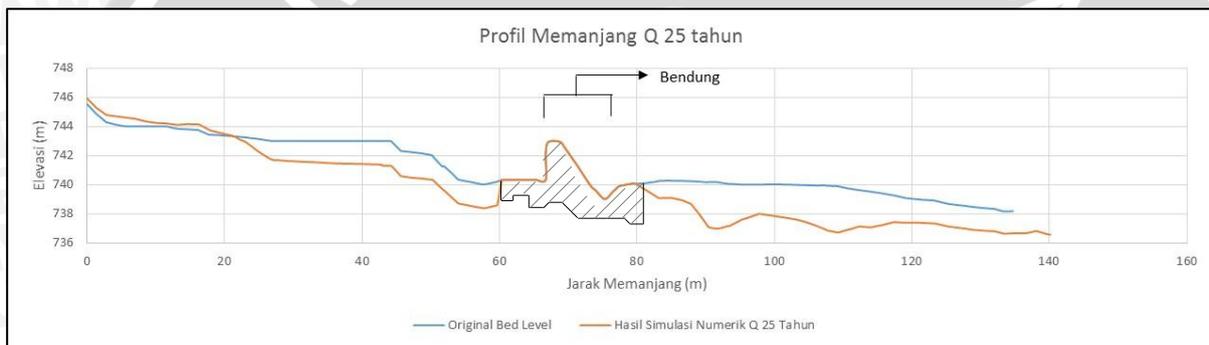
Gambar 4.42. Profil melintang potongan B-B gerusan pada Hulu Bendung Debit Q 25 tahun



Gambar 4.43. Profil melintang potongan C-C gerusan pada Hilir Bendung Debit Q 25 tahun



Gambar 4.44. Profil melintang potongan D-D gerusan pada Hilir Sungai Debit Q 25 tahun



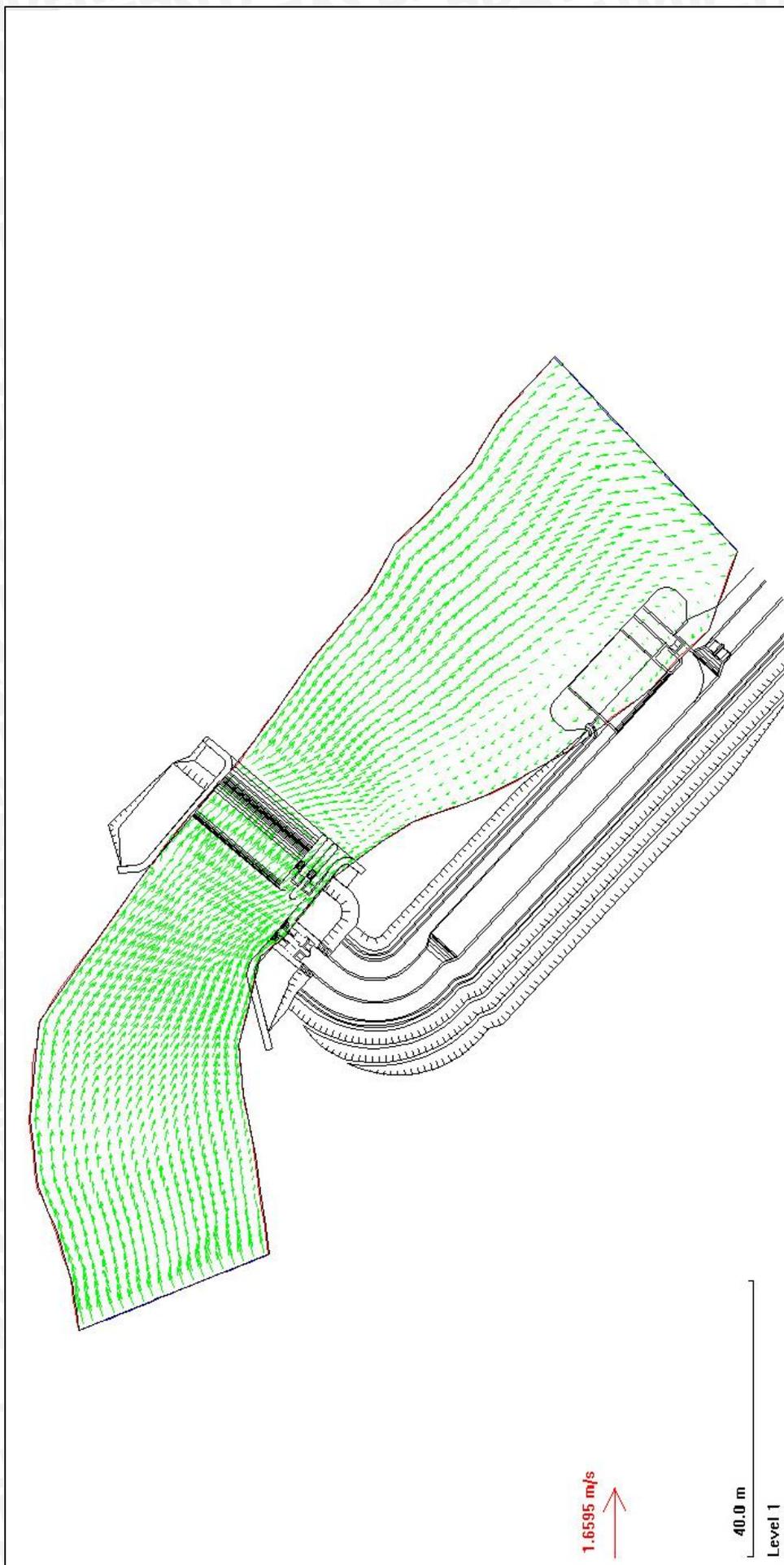
Gambar 4.45. Profil Memanjang potongan A-A Debit Q 25 tahun

4.3.4. Komputasi Waterflow dan Sediments Q 100 tahun

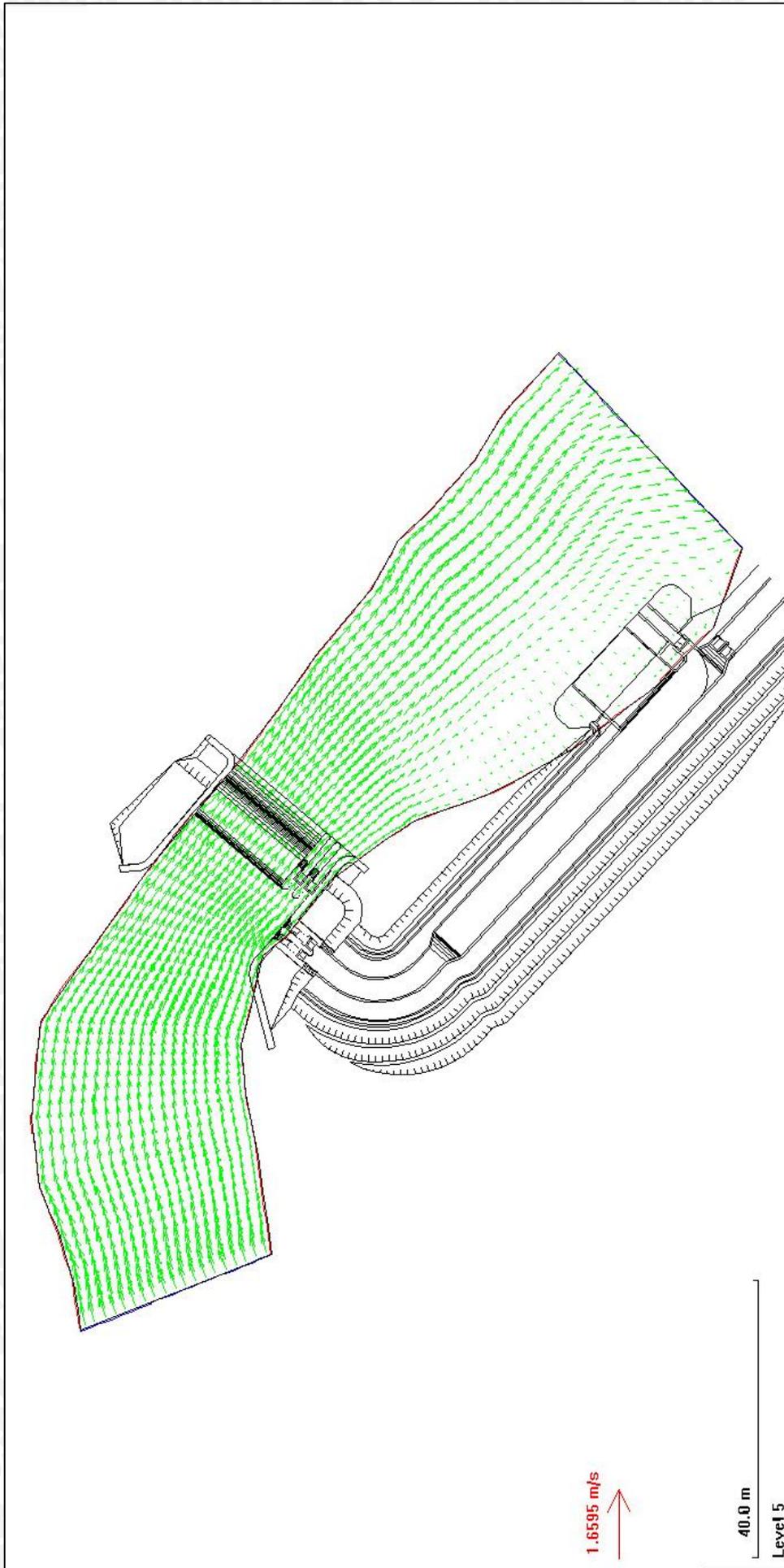
Debit banjir rancangan Q 100 tahun merupakan debit yang digunakan untuk dasar perencanaan bendung PLTM Bantaeng-1. Hasil *running* untuk debit Q 100 tahun berhasil dengan kecepatan berkisar antara 0,04-0,60 m/det. Hasil gerusan terbesar terjadi pada *running* Q 100 tahun yaitu dengan gerusan terdalam berada di hilir sungai sebesar 1,7 m dari elevasi dasar sungai asli. Sedangkan pengendapan terjadi di hilir bendung sebelah kiri sungai dengan ketinggian 0,08 m dari elevasi dasar sungai asli.

Pengaliran pada pemodelan numerik dilakukan dengan total waktu selama 24 jam, sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konvergensi solusi adalah 360 detik.

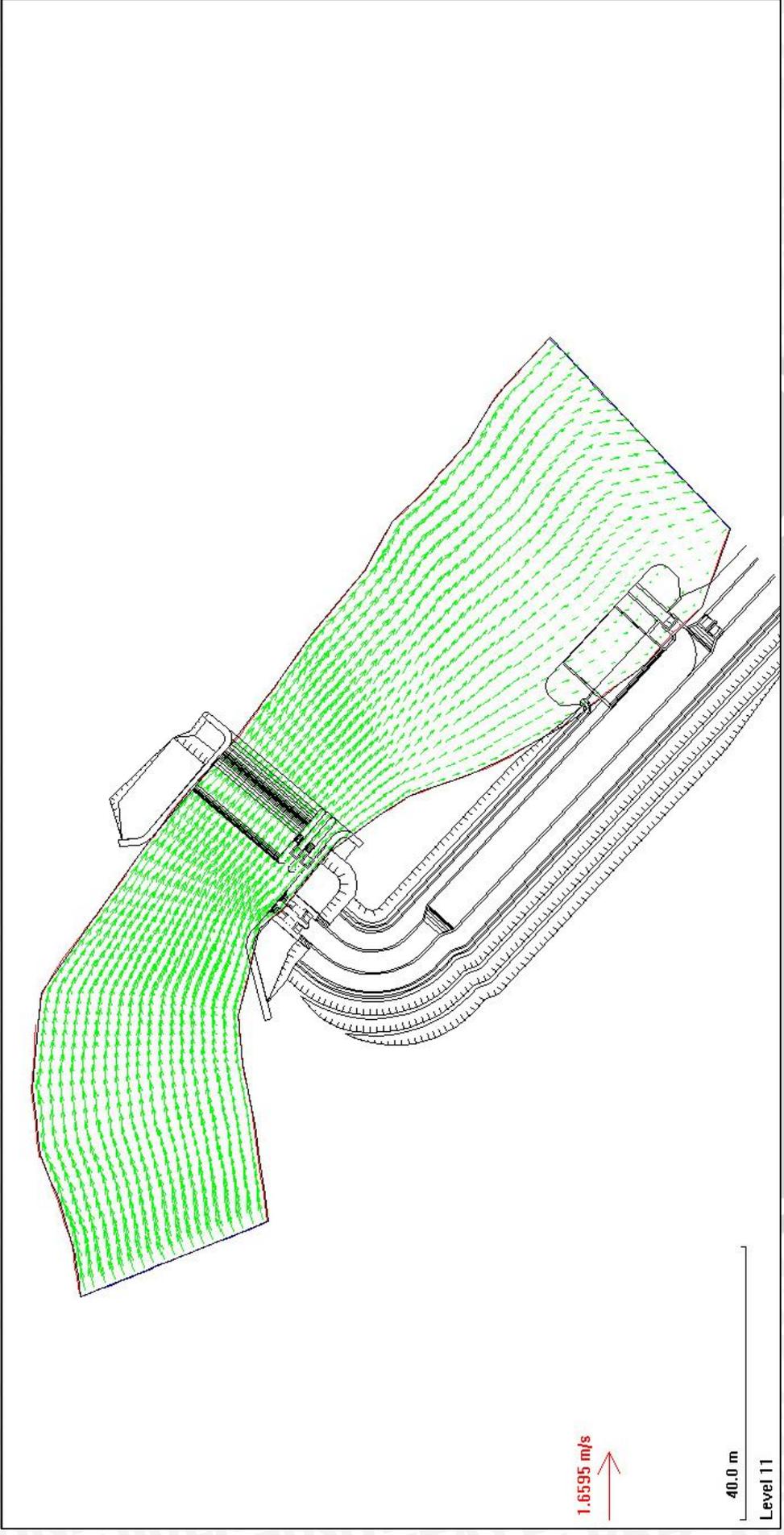
Berikut adalah hasil komputasi untuk debit Q 100 th ($131.490 \text{ m}^3/\text{det}$):



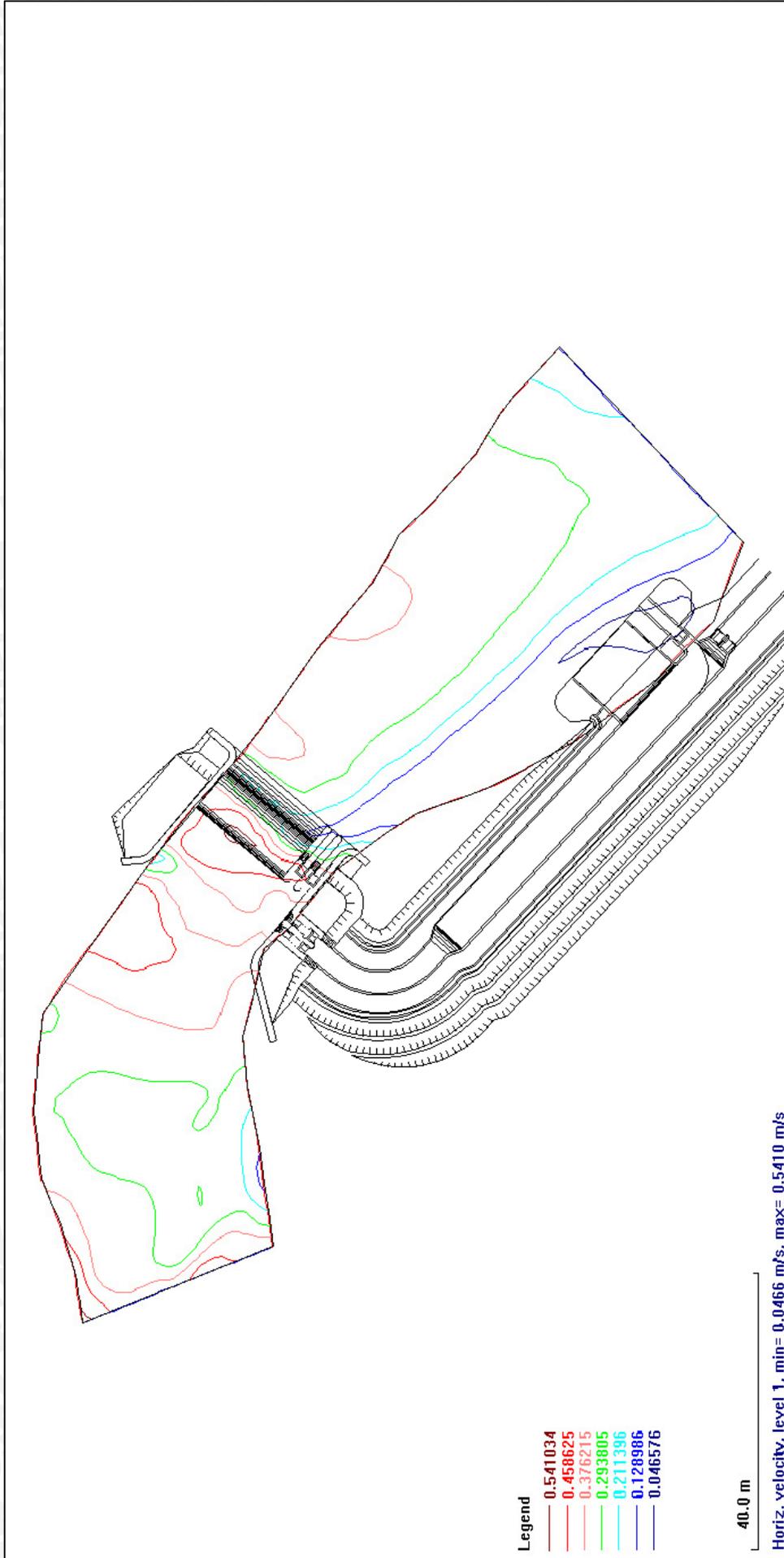
Gambar 4.46. Velocity vector level 1 (dasar sungai) pada Q 100 th



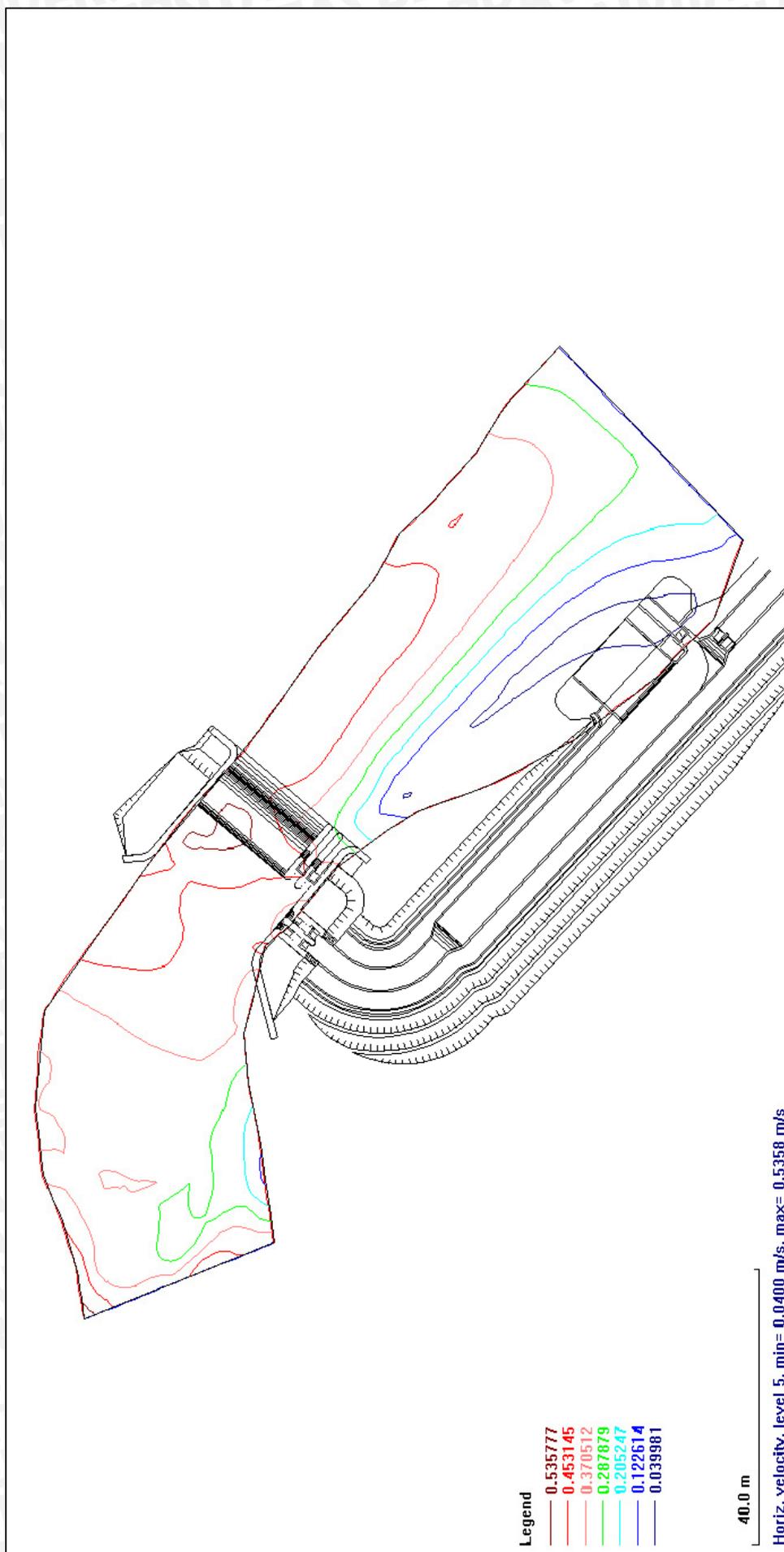
Gambar 4.47. Velocity vector level 5 (tengah) pada Q 100



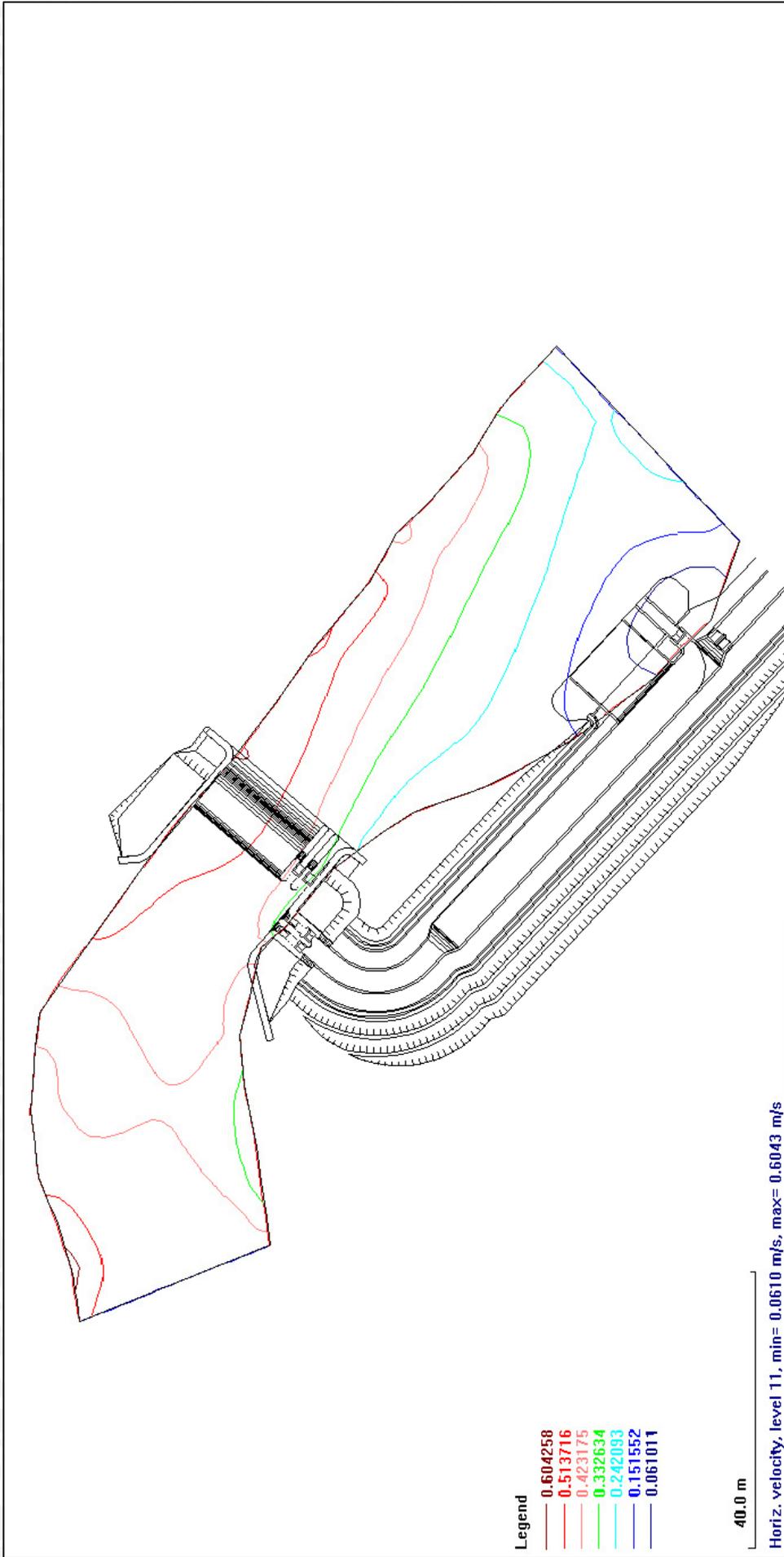
Gambar 4.48. Velocity vector level 11 (atas/permukaan sungai) pada O 100 th



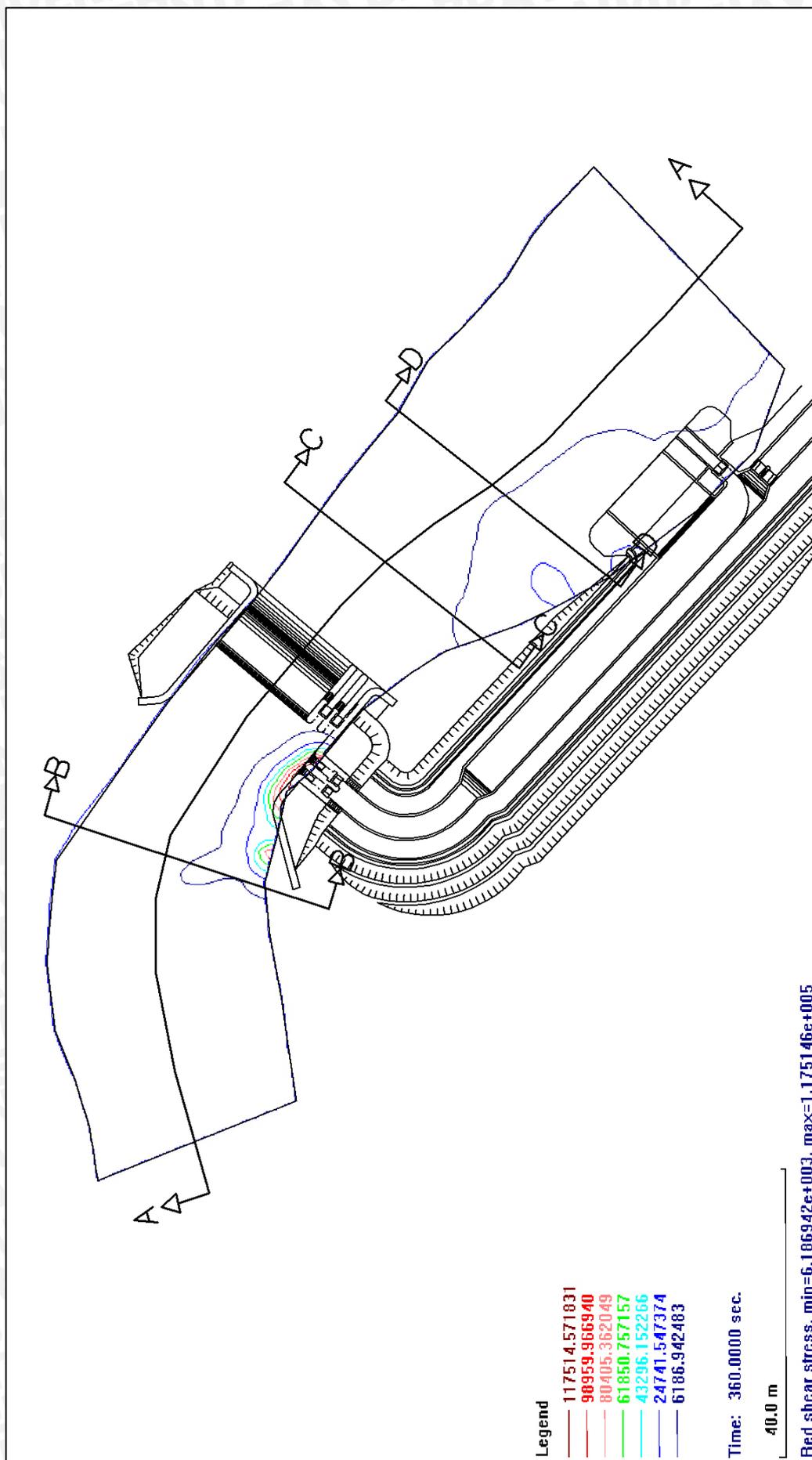
Gambar 4.49. Horizontal velocity level 1 pada Q 100 th (dasar sungai)



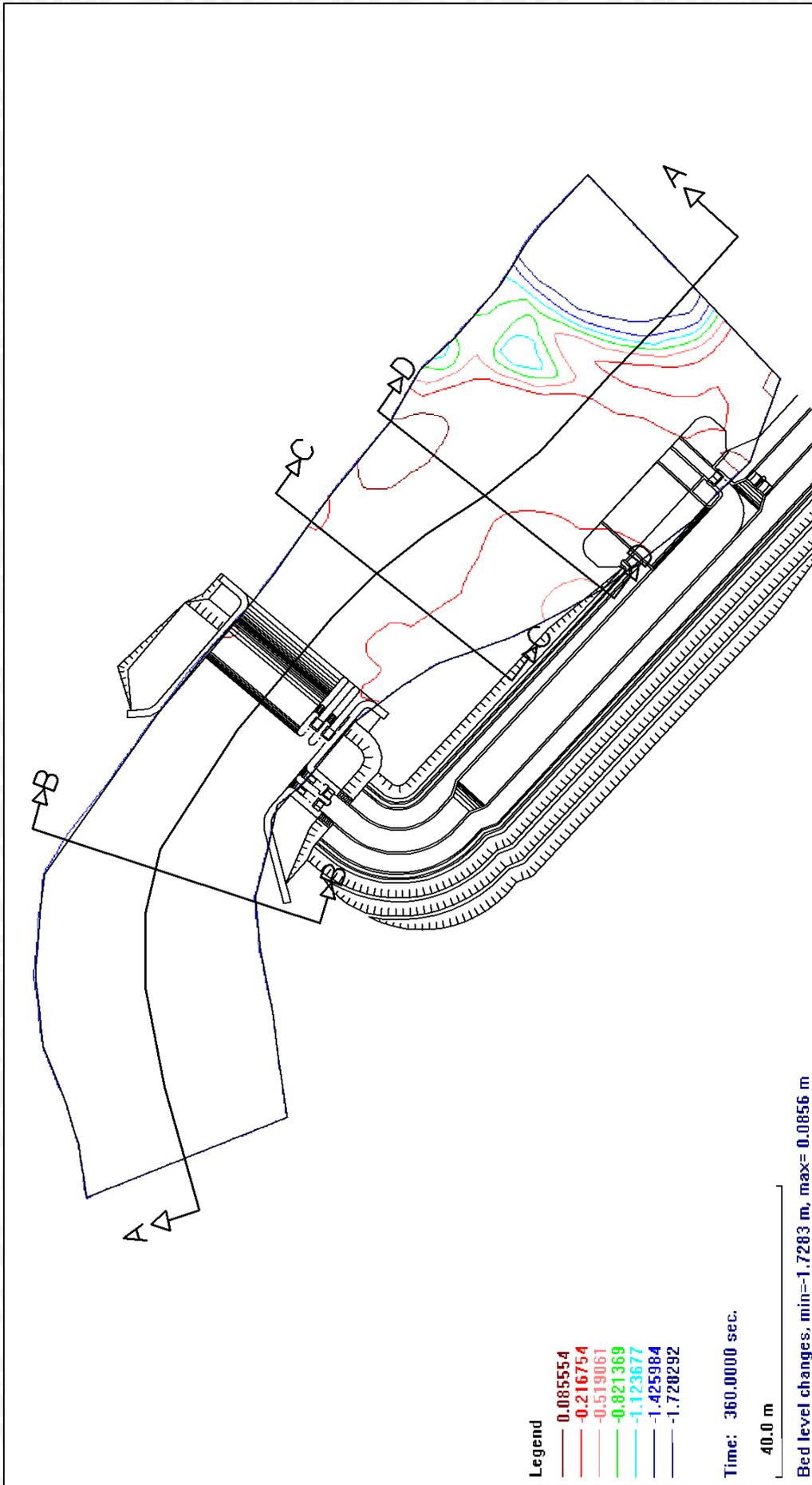
Gambar 4.50. Horizontal velocity level 5 pada Q 100 th (tengah)



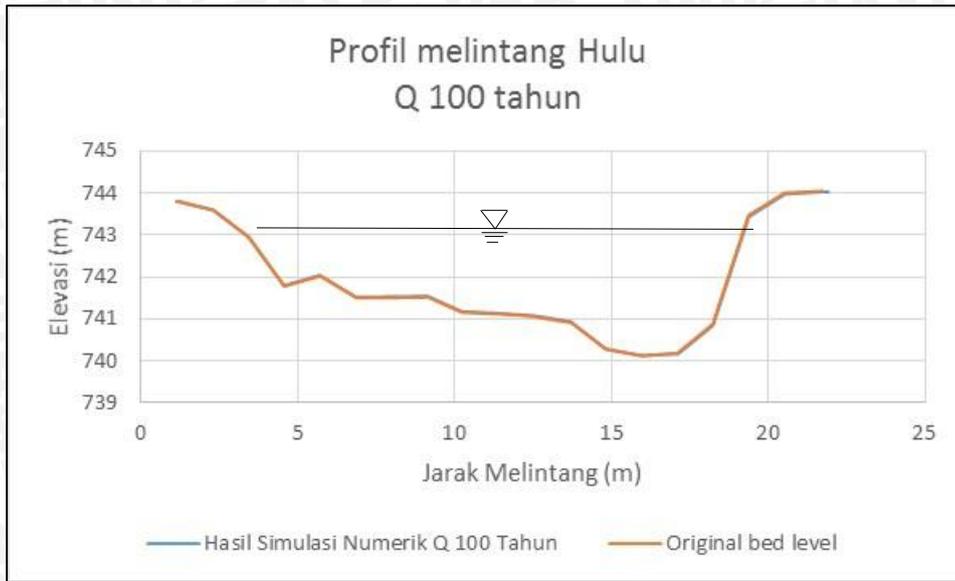
Gambar 4.51. Horizontal velocity level 11 pada Q 100 th (atas/permukaan)



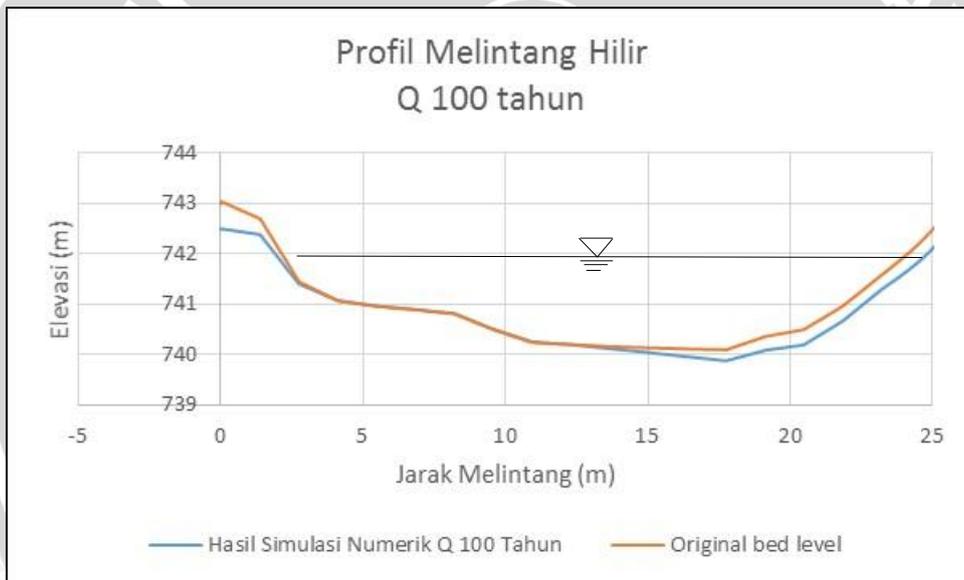
Gambar 4.52. Bed shear stress pada Q 100 th



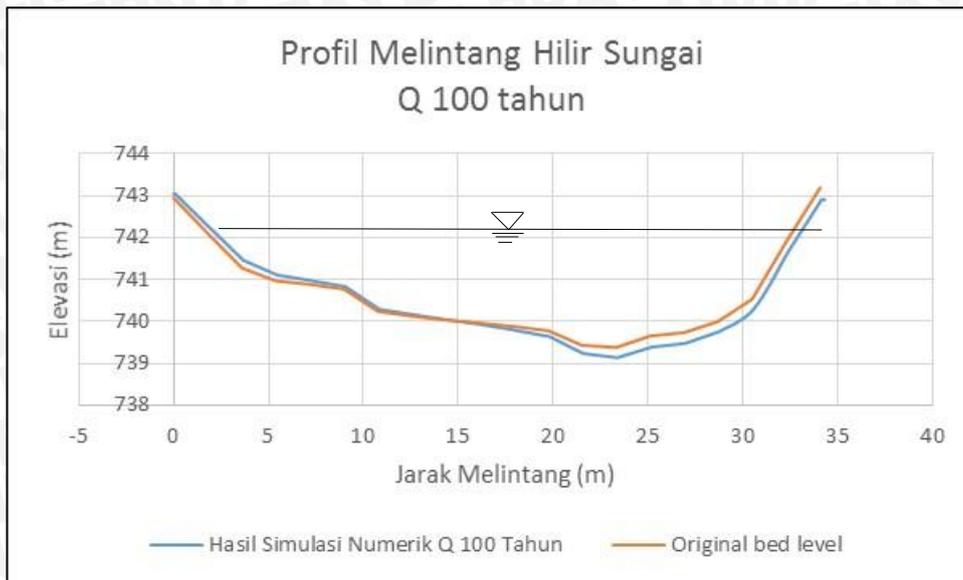
Gambar 4.53. Bed changes pada Q 100 th



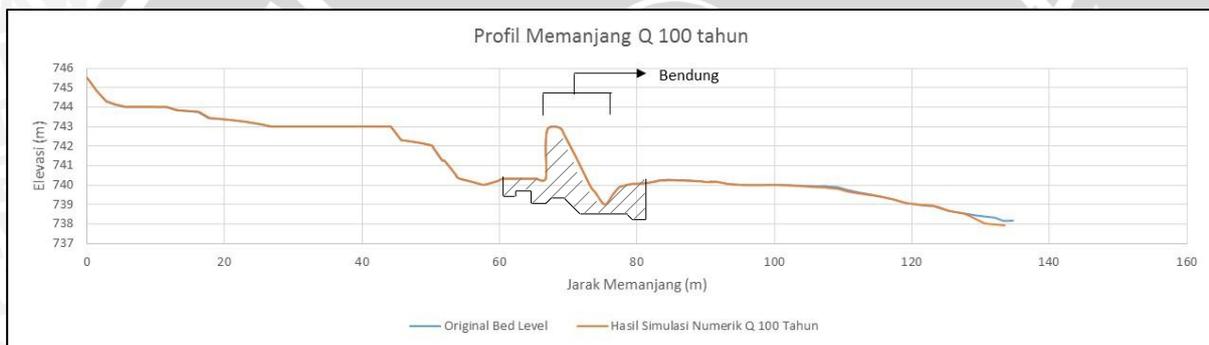
Gambar 4.54. Profil melintang potongan B-B gerusan pada hulu sungai debit Q 100 tahun



Gambar 4.55. Profil melintang potongan C-C gerusan pada hilir bendung debit Q 100 tahun



Gambar 4.56. Profil melintang potongan D-D gerusan pada hilir sungai debit Q 100 tahun



Gambar 4.57. Profil memanjang potongan A-A debit Q 100 tahun

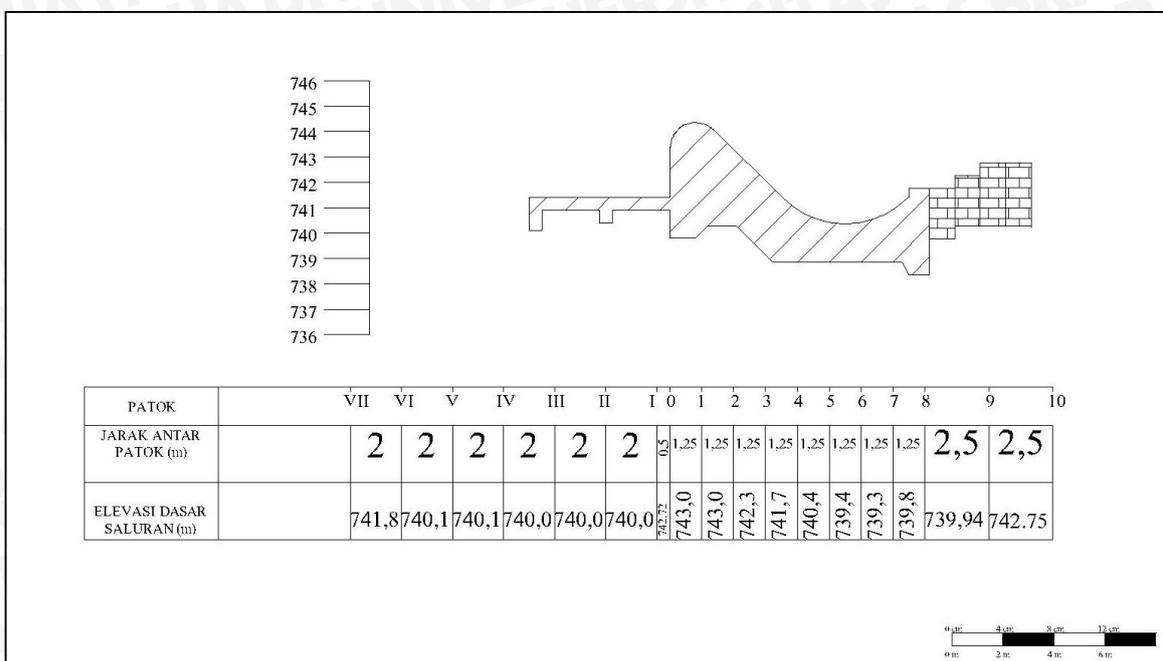
4.4. Analisa Perbaikan Desain Bendung

Dari hasil komputasi sedimen pada pemodelan numerik menggunakan program SSIIM 2, gerusan lokal (*local scour*) terjadi pada hilir bendung. Hal ini diakibatkan adanya konstruksi bendung yang mengakibatkan perubahan distribusi vektor kecepatan dan tegangan geser dasar. Untuk meminimalisir terjadinya gerusan pada hilir bendung diperlukan adanya peredaman energi dari *end sill* yang berupa *roller bucket*. Pada studi ini dibuat perbaikan berupa bangunan bronjong batu dengan panjang 4 m, lebar sesuai bendung yaitu 20 m dan kemiringan dasar -0.25. Dari desain perbaikan ini diharapkan distribusi kecepatan dapat berkurang pada hilir bendung sehingga gerusan lokal dapat diminimalisir.

Analisa Perencanaan Bronjong

Dengan dimensi bronjong tersebut, maka digunakan bronjong tipe satuan dengan dimensi 2 x 1 x 0,5 m sebanyak 160 buah. Material yang digunakan adalah batu alam dengan berat jenis 2600 kg/m³.

Selanjutnya dilakukan perhitungan stabilitas geser untuk bronjong terhadap berat batu dan gaya horizontal oleh aliran. Berikut merupakan gambar desain perbaikan yang diusulkan:



Gambar 4.58. Potongan Memanjang Desain Perbaikan Bronjong

Untuk menghitung stabilitas geser dibutuhkan perhitungan gaya-gaya vertikal dan horizontal. Gaya vertikal terdiri dari beban dari bronjong dan air di atas bronjong, serta gaya *uplift* oleh jalur rembesan (*lane*). Perhitungan gaya vertikal dilakukan dengan cara membagi bidang memanjang bronjong menjadi 4 bagian. Contoh perhitungan gaya vertikal:

Bidang B1

$$\text{Volume per meter: } 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ m}^3/\text{m}$$

$$\gamma \text{ batu} = 2,6 \text{ t/m}$$

$$\text{Maka gaya vertikal bidang B1} = 0,5 \times 2,6$$

$$= 1,3 \text{ ton}$$

Perhitungan selanjutnya ditabulasikan pada tabel 4.2.

Tabel 4.2. Perhitungan Gaya Vertikal

Notasi	Volume per meter				γ	Gaya (t)	
		x					
B1	1.000	x	0.500		0.500	2.6	1.300
B2	4.000	x	1.500		6.000	2.6	15.600
B3	3.000	x	0.500		1.500	2.6	3.900
B4	2.000	x	0.500		1.000	2.6	2.600
W1	1.000	x	0.500		0.500	3.6	1.800
W2	2.000	x	0.500		1.000	4.6	4.600
W3	2.500	x	4.000		10.000	5.6	56.000
							85.800

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.3. Perhitungan Jalur Rembesan (Lane)

Titik	Garis	Panjang Rembesan				DH = Lw/Cw	H	P = H - DH	H
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horiz	Lw				
A					0	0	3.500	3.500	3.500
	A - B	2.000							
B					2.000	1.364	5.500	4.136	5.500
	B - C		1.000	0.333					
C					2.333	1.591	5.500	3.909	5.500
	C - D	0.500							
D					2.833	1.932	5.000	3.068	5.000
	D - E		3.000	1.000					
E					2.833	1.932	5.000	3.068	5.000
	E - F		2.500	0.833					
F					3.667	2.500	2.500	0.000	2.500

$$C_w = \frac{3.667}{2.5} = 1.467$$

Sumber: Perhitungan

Tabel 4.4. Perhitungan Gaya Uplift

Notasi	Volume/m panjang				γ	Gaya (t)
Pv1	0.5	(4.136 + 3.909) x 1.000	4.023	4.023
Pv2	0.5	(3.068 + 3.068) x 3.000	9.205	9.205
						13.227

Sumber: Perhitungan

Selanjutnya dilakukan perhitungan gaya horizontal. Gaya horizontal yang bekerja adalah gaya hidrodinamis air serta gaya tekan beton oleh bendung. Sedangkan gaya tahan horizontal adalah gaya pasif tanah. Contoh perhitungan gaya horizontal:

Bidang horizontal 1

$$\text{Panjang sisi 1 bidang 1} = 3,5 \text{ m}$$

$$\text{Panjang sisi 2 bidang 1} = 4,136 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bidang 1} = 2 \text{ m}$$

$$\gamma \text{ tanah} = 2 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume per meter panjang} &= \frac{1}{2} \times (3,5 + 4,136) \times 2 \\ &= 7,636 \text{ m}^3/\text{m} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya} = 15,273 \text{ ton}$$

Perhitungan selanjutnya ditabulasikan pada tabel 4.5

Tabel 4.5. Perhitungan Gaya Horizontal

Notasi	Volume/m panjang			γ	Gaya (t)		
Ph Aktif	0.5 (3.500 + 4.136)	x	2.000	7.636	2	15.273
Ph Pasif	0.5 (3.909 + 3.909)	x	0.500	1.955	2	3.909
W Aktif 1	0.5 (3.500 + 0.000)	x	3.500	6.125	1	6.125
P Bendung	1 (2.000 + 0.000)	x	5.200	10.400	2.4	24.960
Tanah Pasif	0.5 (Kp + γ_{sub})	x	h^2			
	0.5 (4.000 + 1.500)	x	6.250	17.188	1	17.188

Sumber: Perhitungan

Dari perhitungan diatas maka dapat dihitung faktor aman terhadap geser. Untuk kondisi normal, maka faktor aman harus lebih besar dari 1,5.

Faktor aman terhadap geser dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut

$$F_{gs} = \frac{\sum Rh}{\sum Ph} > 1,5$$

$$\sum Rh = Cd \cdot B + W \tan \delta_b$$

$$Cd = 10 \text{ kN/m}$$

$$B = 25 \text{ m}$$

$$W = 72.573$$

$$\delta_b = 30^\circ$$

$$\sum Rh = 250 + 41.8962$$

$$= 291.896$$

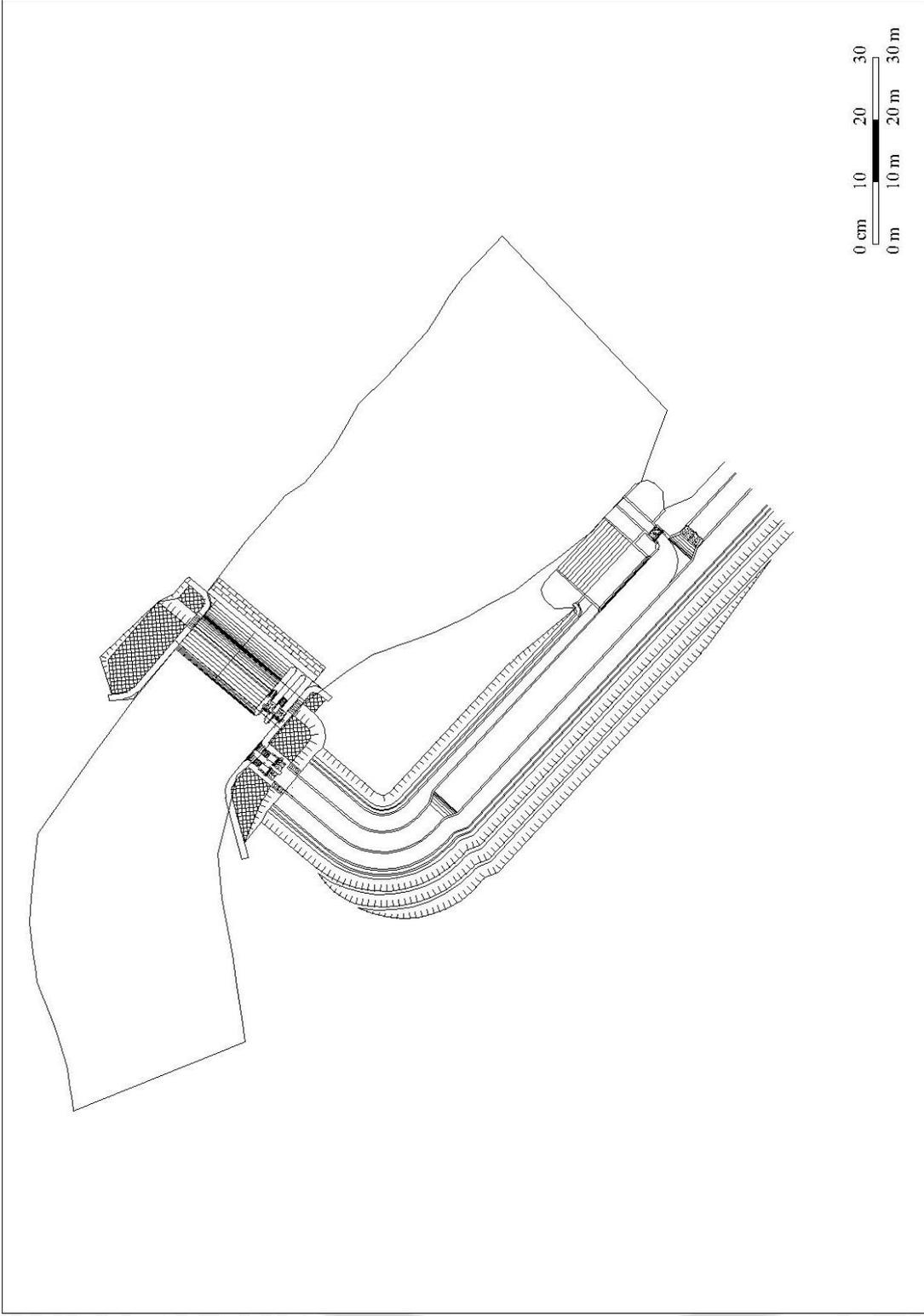
112

$$\sum Ph = 25.261$$

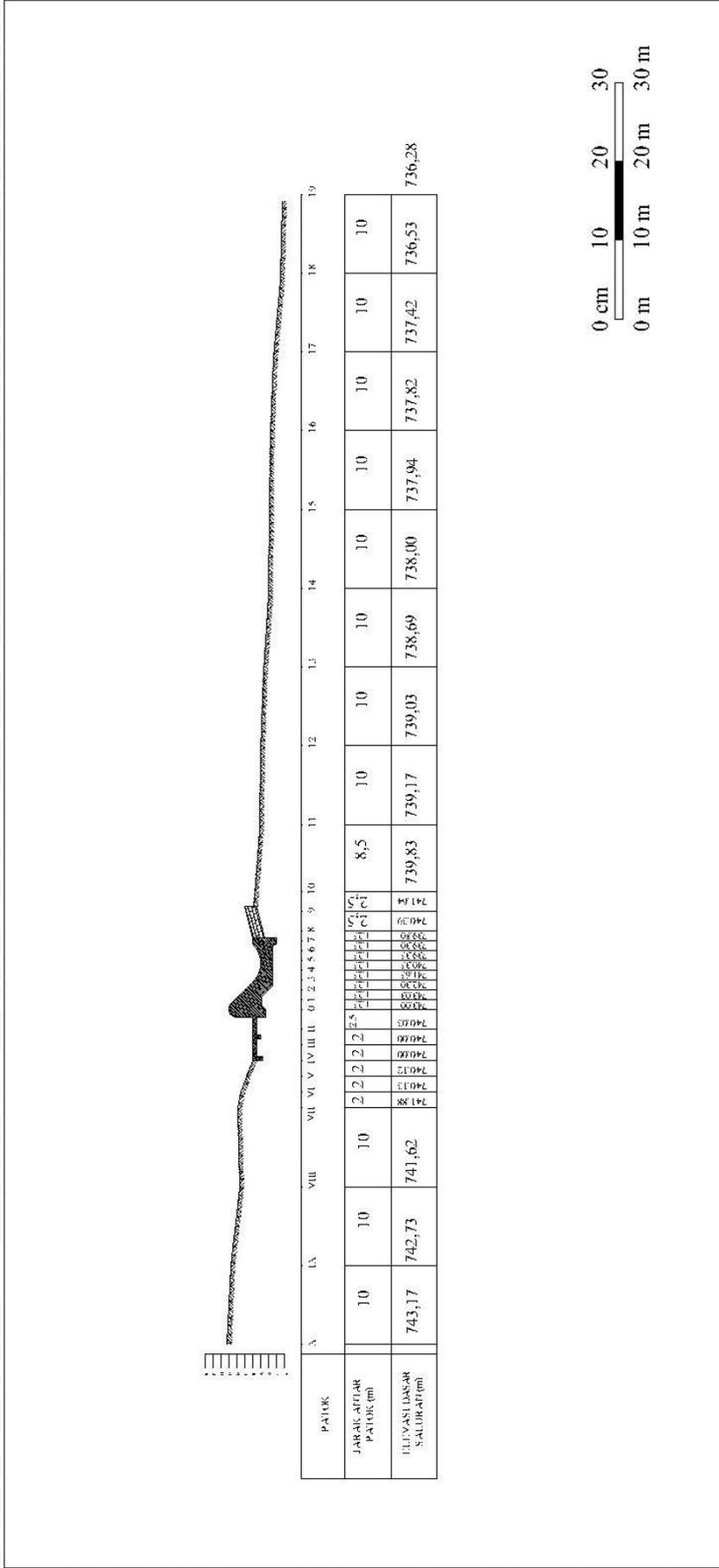
$$Fgs = 11.5552 > 1,5 = \text{OK}$$

Berikut adalah denah rencana perbaikan bendung PLTM Bantaeng-1:





Gambar 4.59. Denah rencana rekomendasi perbaikan



Gambar 4.60. Potongan memanjang rencana rekomendasi perbaikan



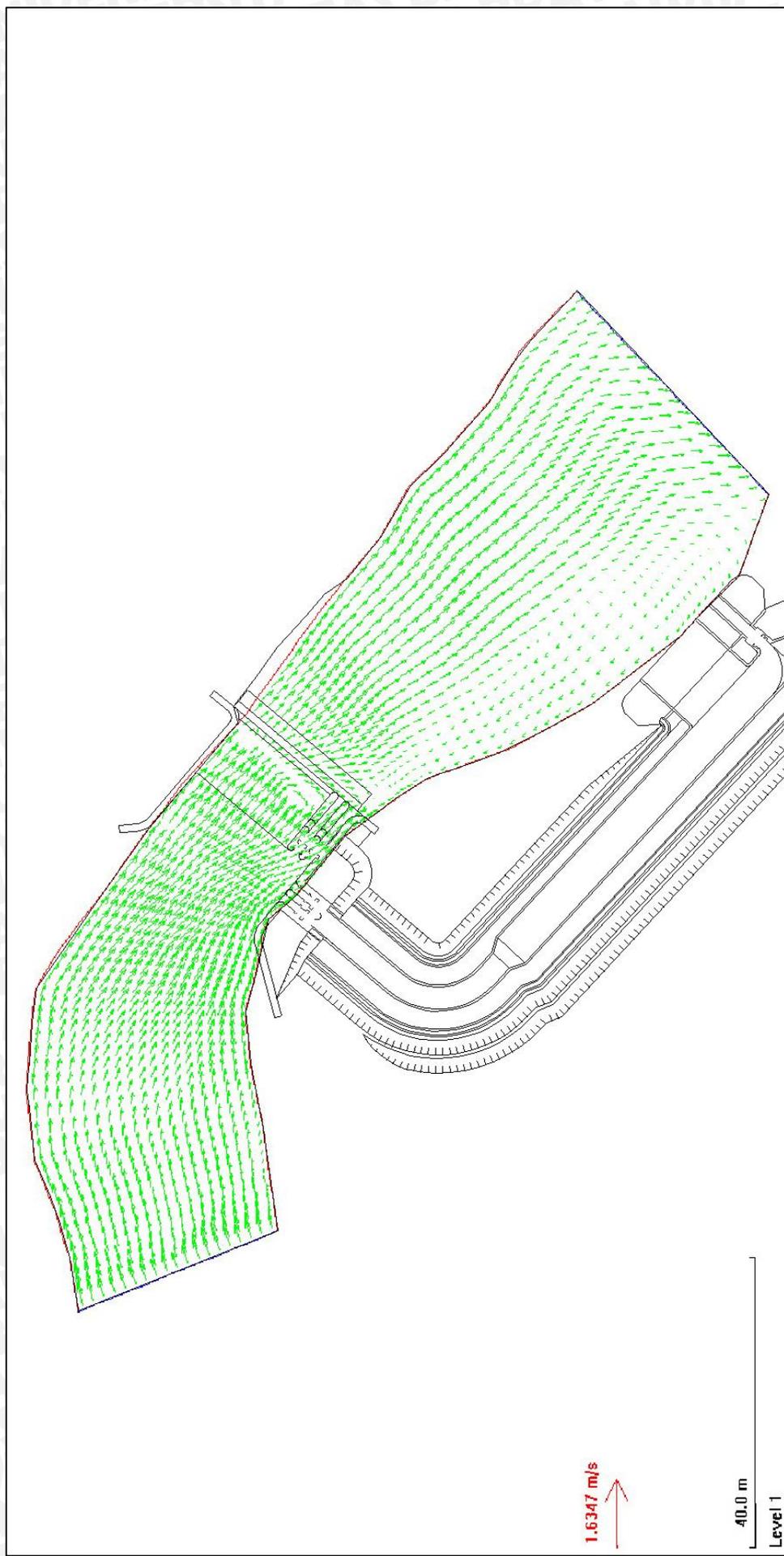
4.5. Pemodelan Numerik Hasil Rekomendasi Perbaikan

Pemodelan numerik menggunakan debit banjir rancangan Q 100 tahun dengan input data sama seperti sebelumnya. Tujuannya adalah melihat hasil desain perbaikan dari segi hidrolika dan sedimentasi.

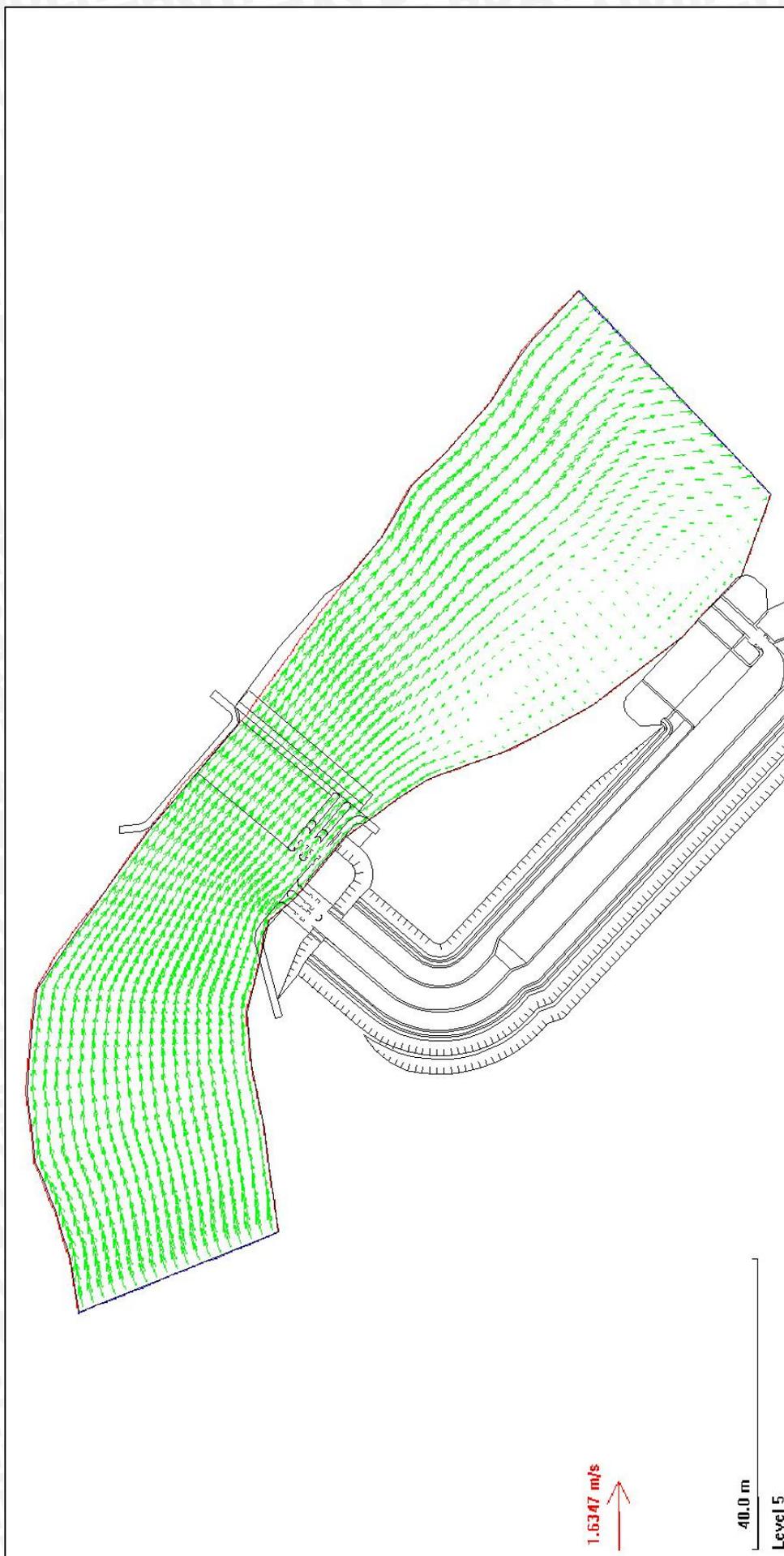
Hasil komputasi desain perbaikan berhasil dengan kecepatan berkisar antara 0,043-0,60 m/det. Pola gerusan pada hilir bangunan bendung hanya tergerus sebesar 0,01-0,07 m, sedangkan gerusan terdalam terletak pada hilir sungai pada kedalaman 0,35 m dari elevasi dasar sungai asli. Pengaliran pada pemodelan numerik dilakukan dengan total waktu selama 240 jam, sedangkan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai konvergensi solusi adalah 480 detik.

Berikut merupakan hasil komputasi untuk desain rencana perbaikan dengan debit banjir rancangan Q 100 tahun:

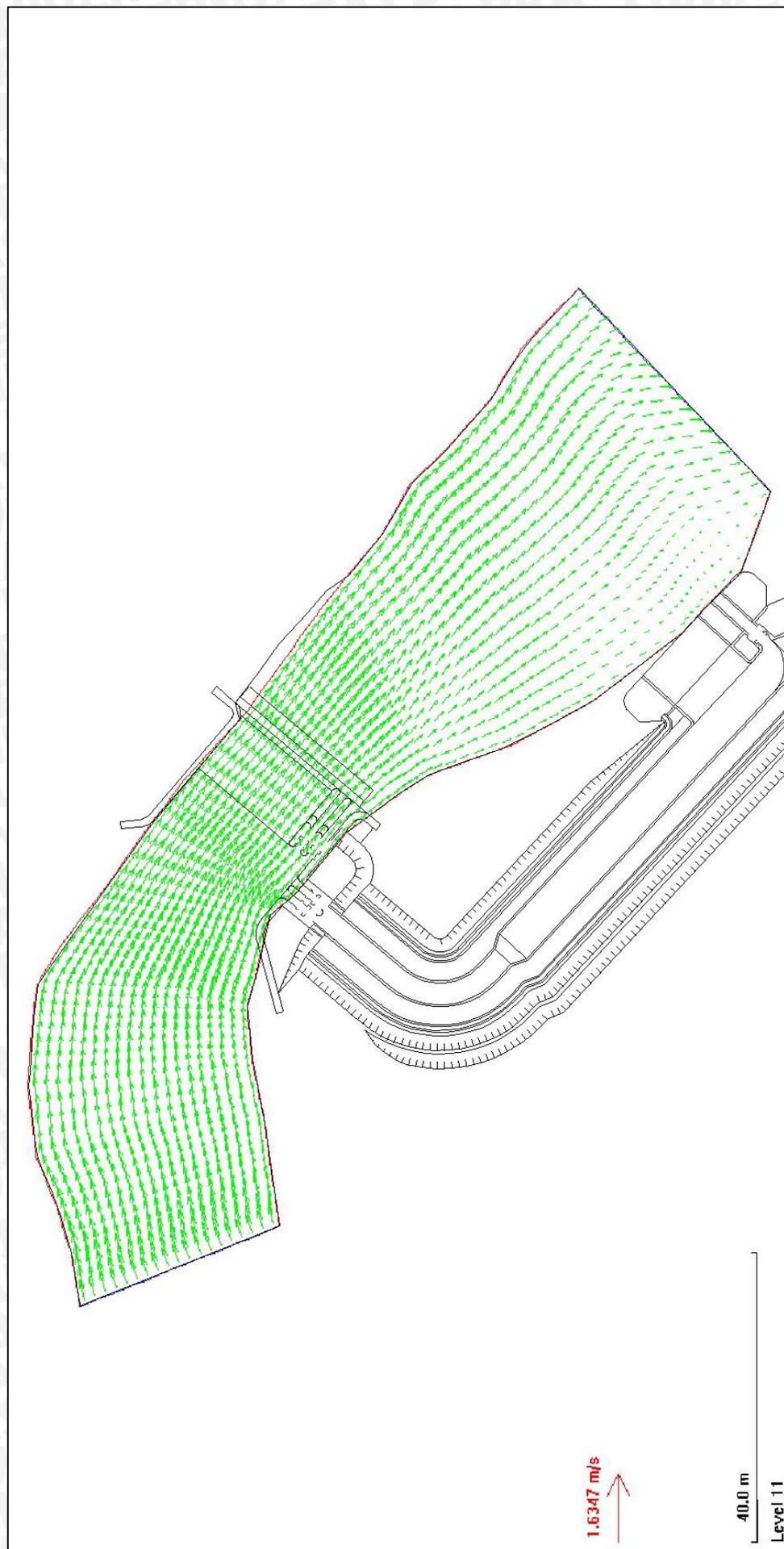




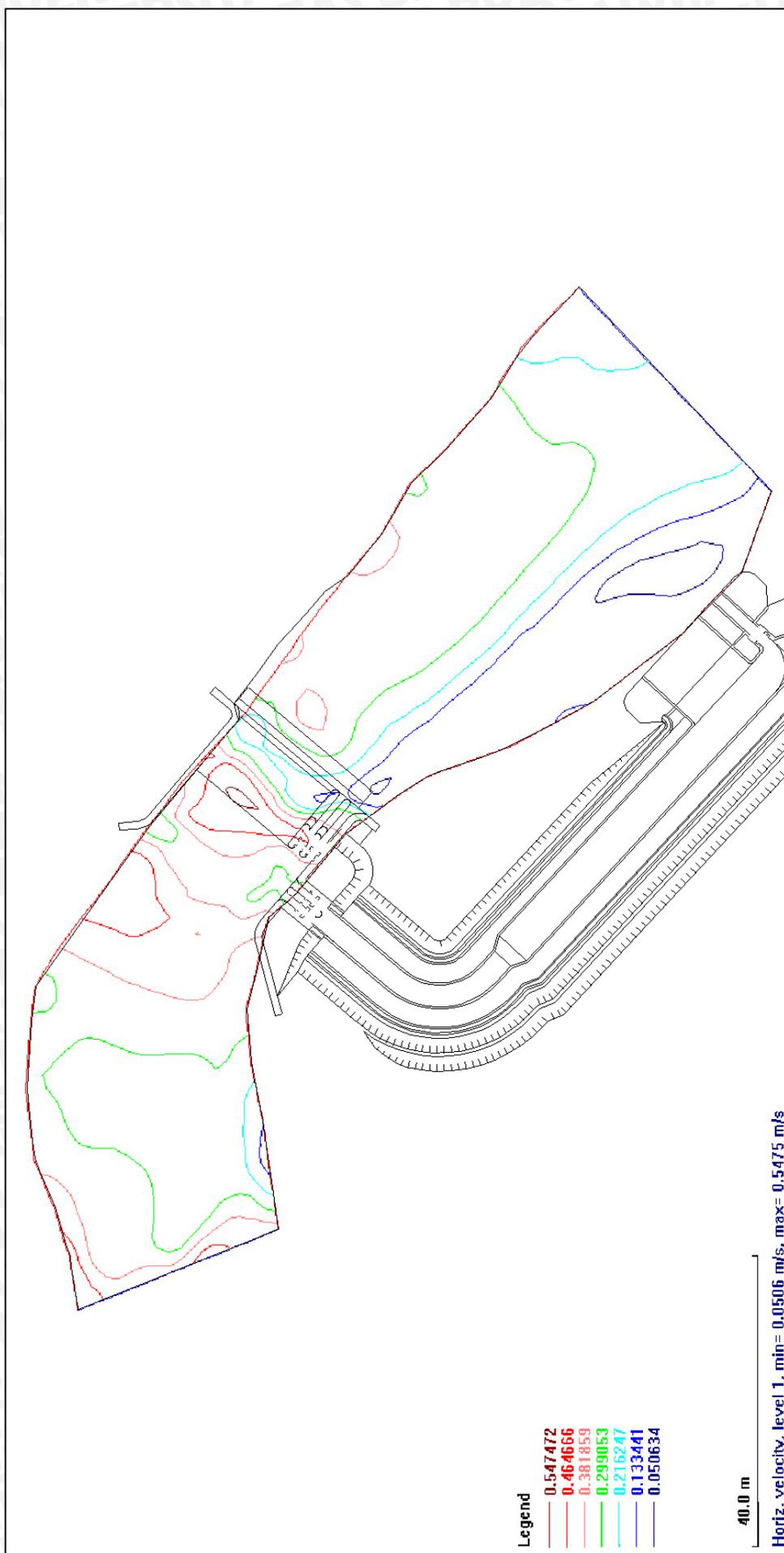
Gambar 4.61. Velocity vector level 1 (dasar sungai) pada desain perbaikan Q 100 th

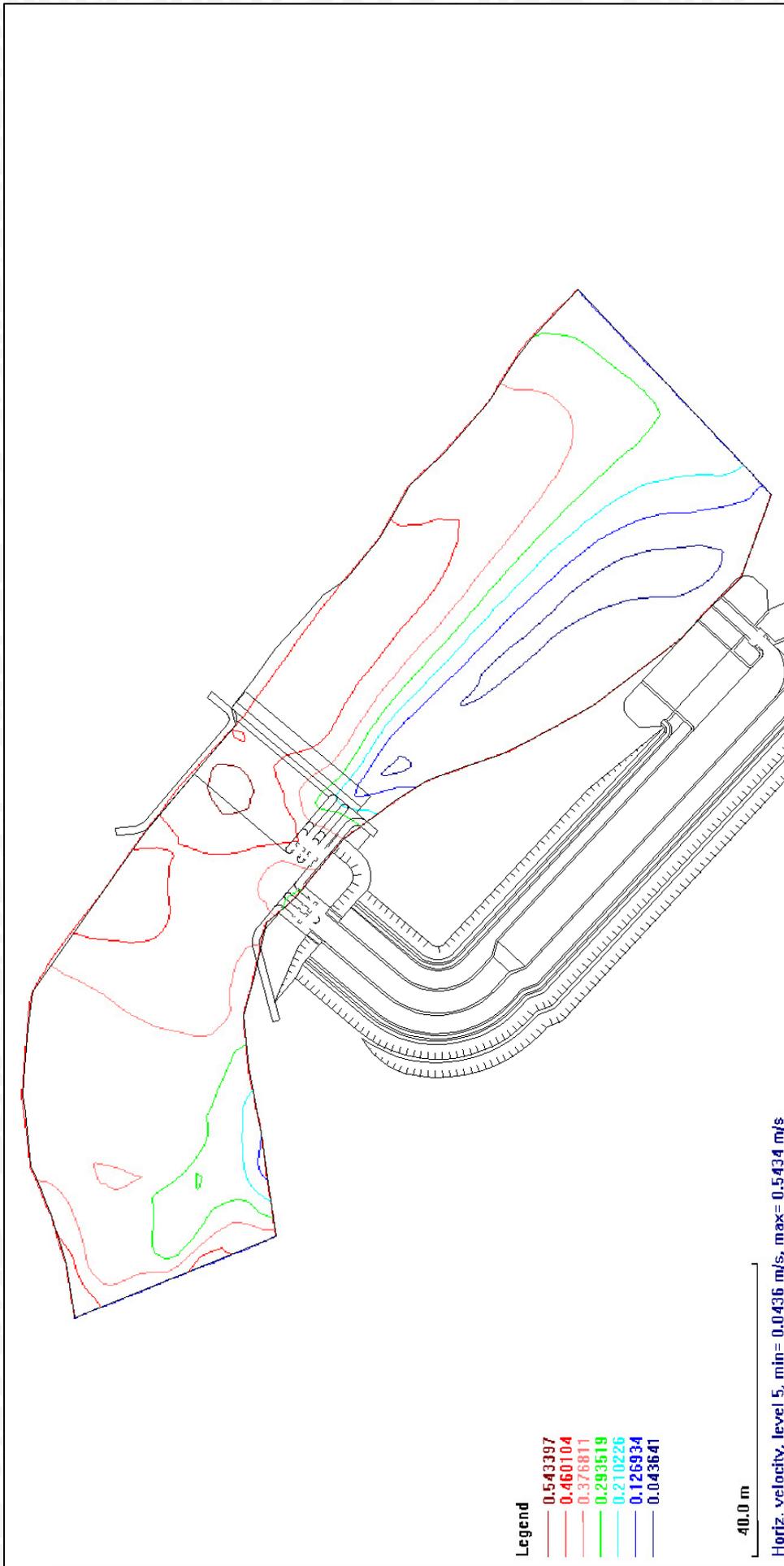


Gambar 4.62. Velocity vector level 5 (tengah) pada desain perbaikan Q 100 th

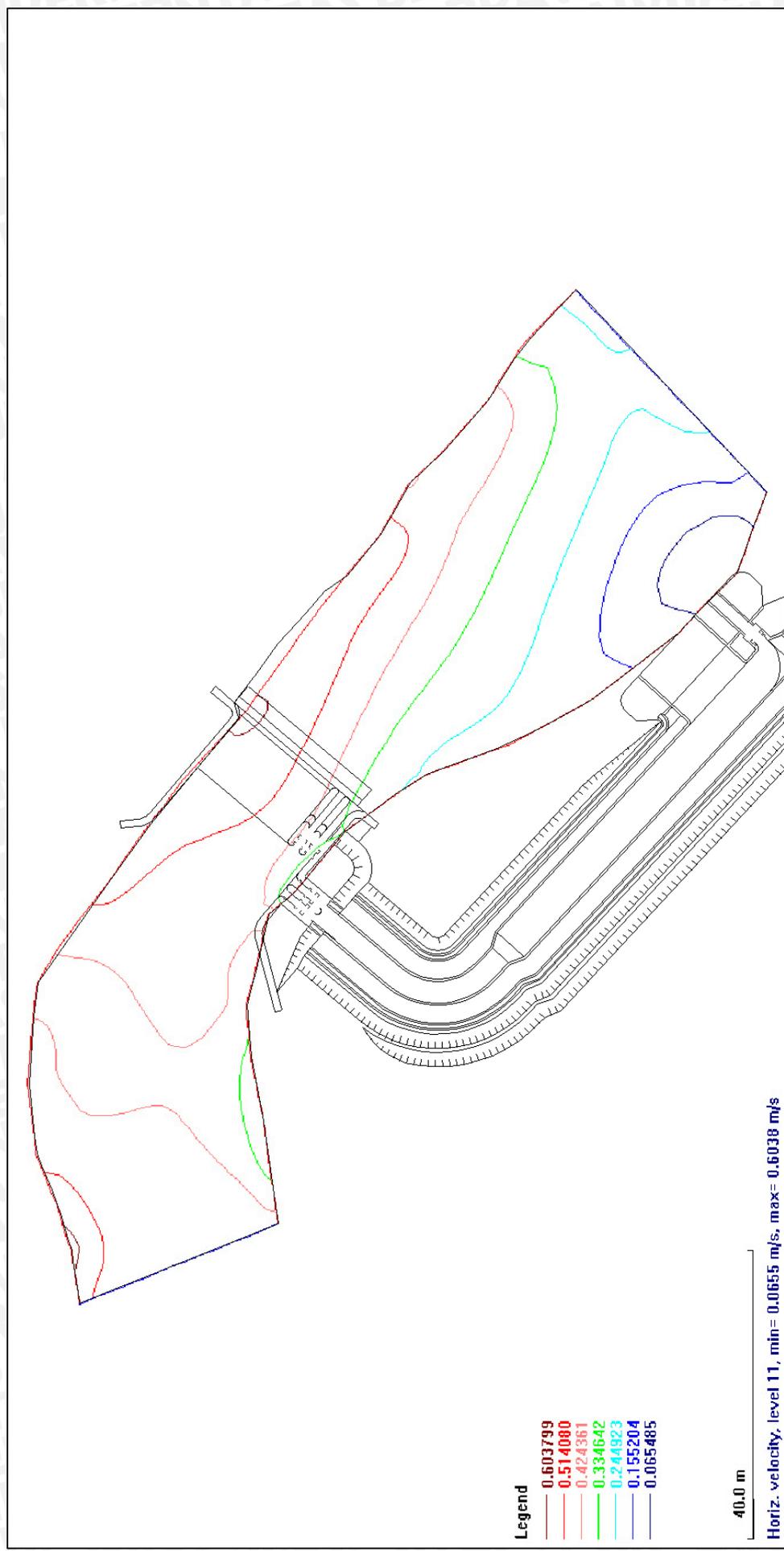


Gambar 4.63. Velocity vector level 11 (atas/permukaan) pada desain perbaikan Q 100 th

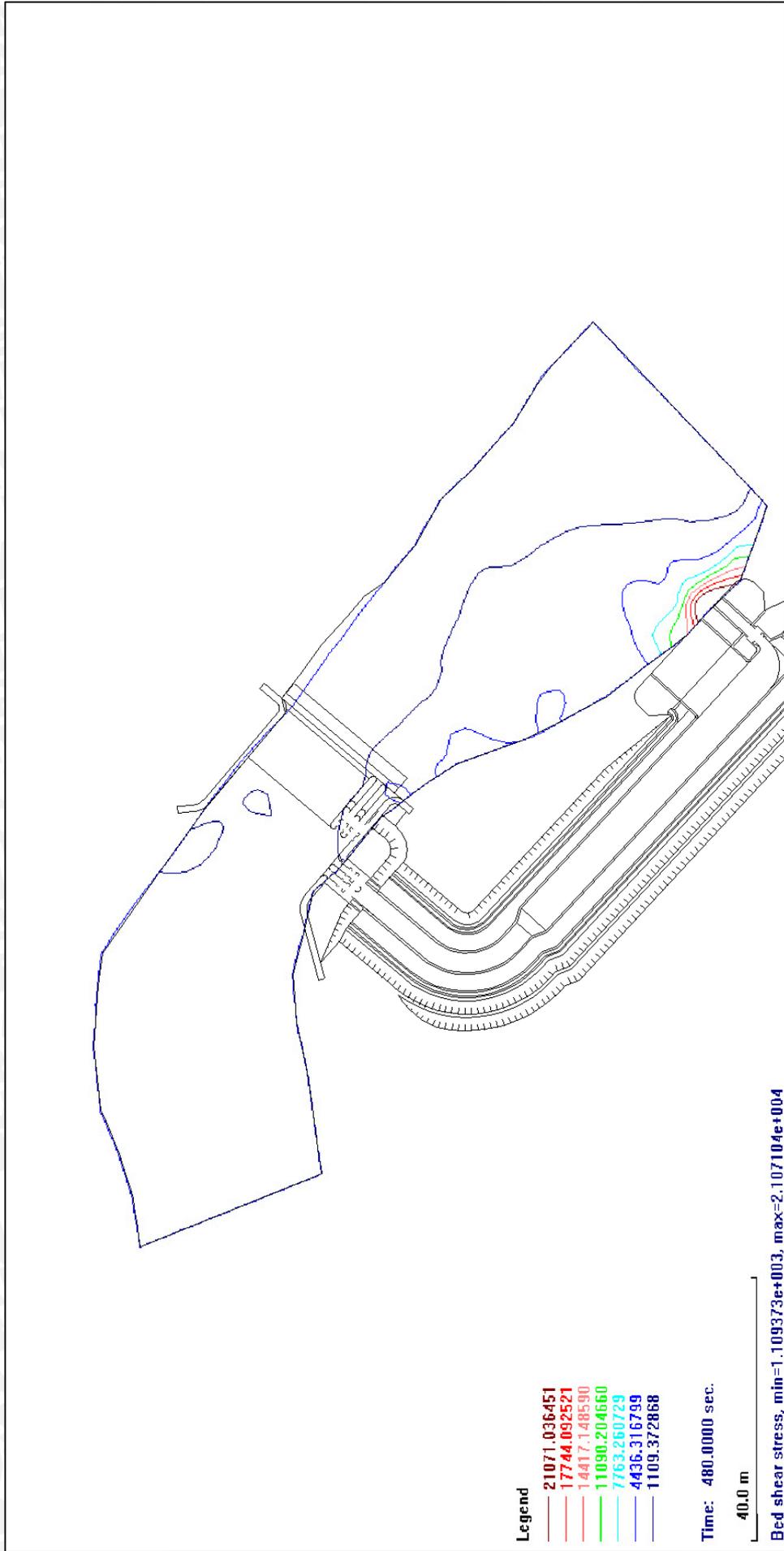




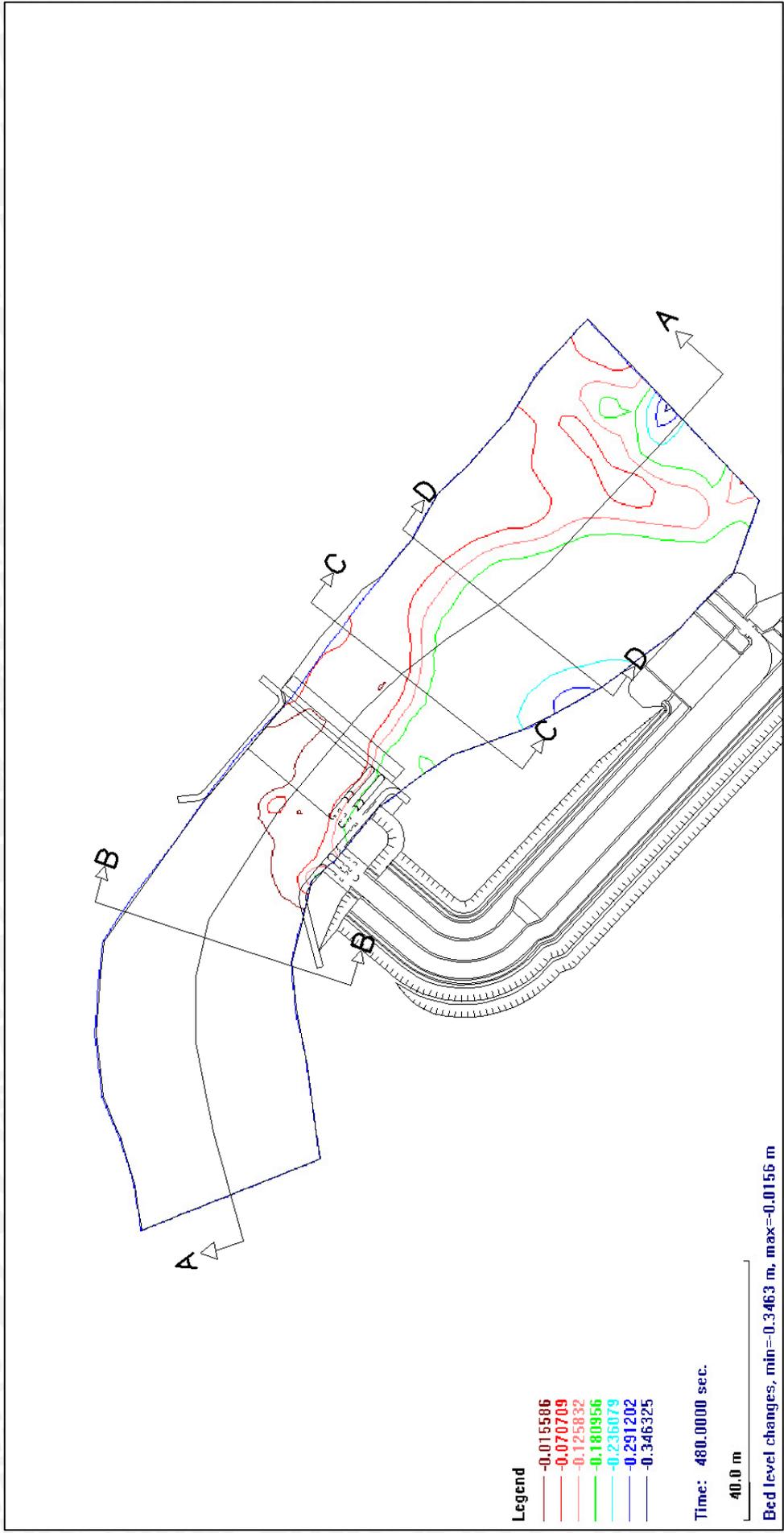
Gambar 4.65. Horizontal velocity level 5 (tengah) pada desain perbaikan O 100



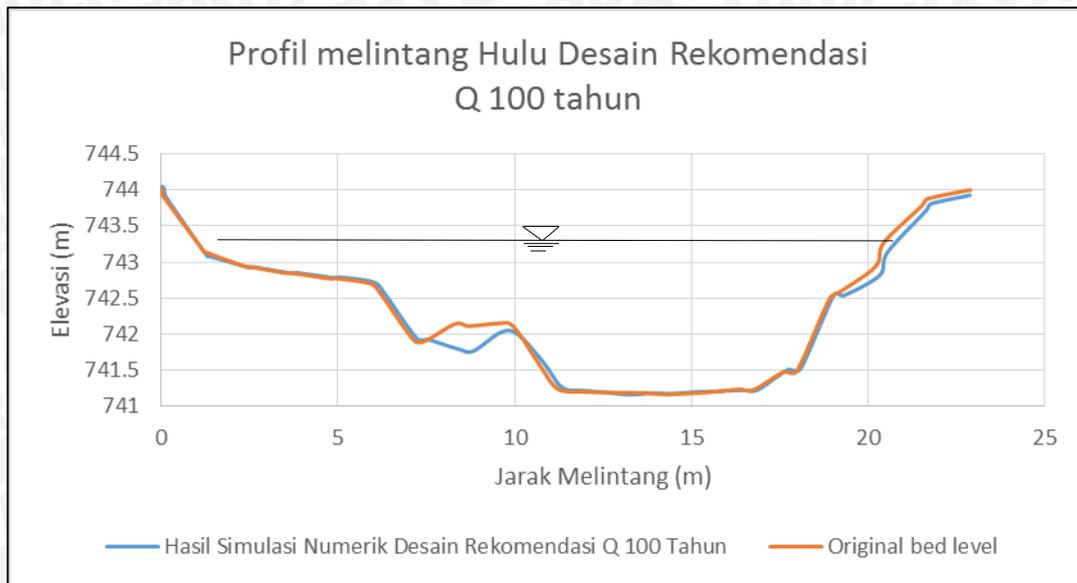
Gambar 4.66. Horizontal velocity level 11 (atas/permukaan) pada desain perbaikan Q 100 th



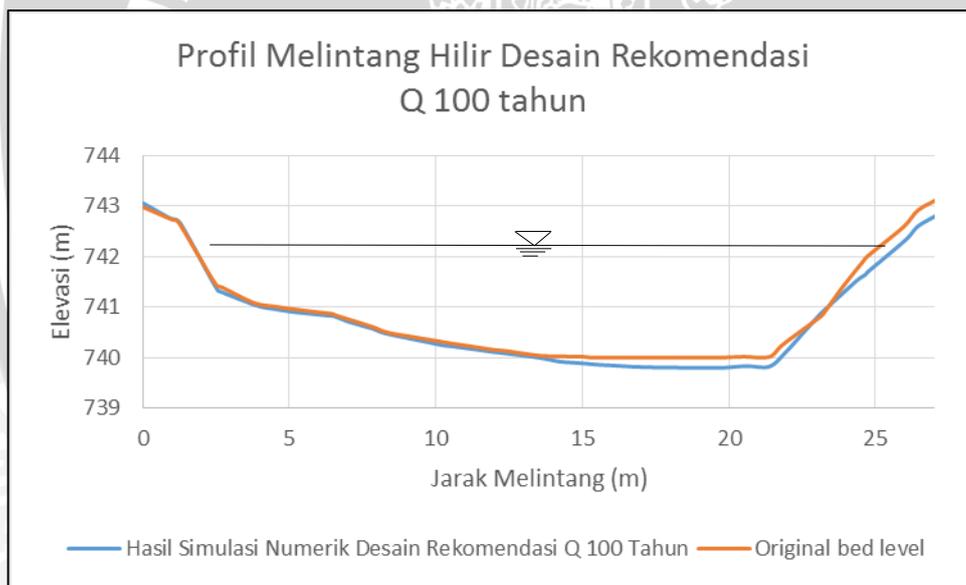
Gambar 4.67. Bed shear stress pada desain perbaikan Q 100 th



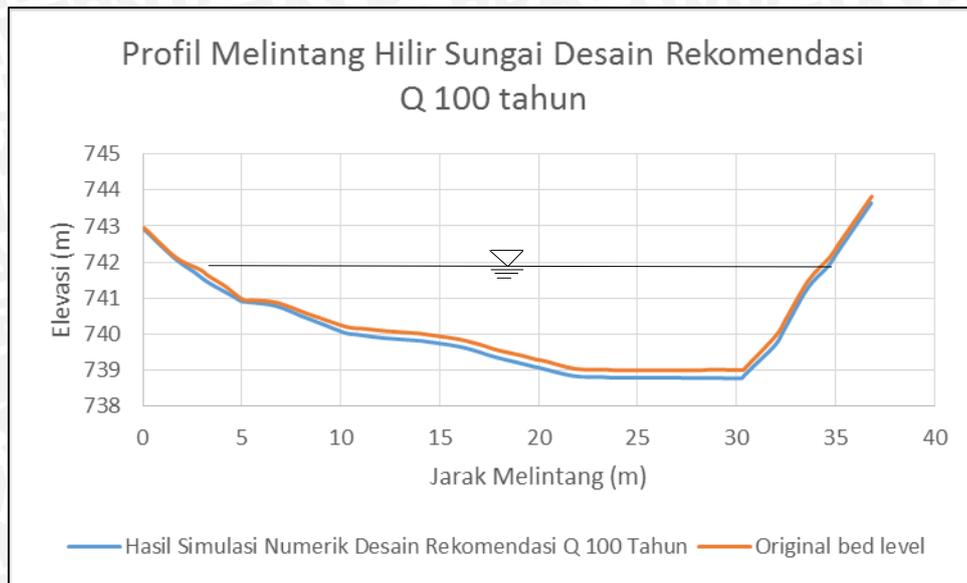
Gambar 4.68. *Bed changes* pada desain perbaikan Q 100 th



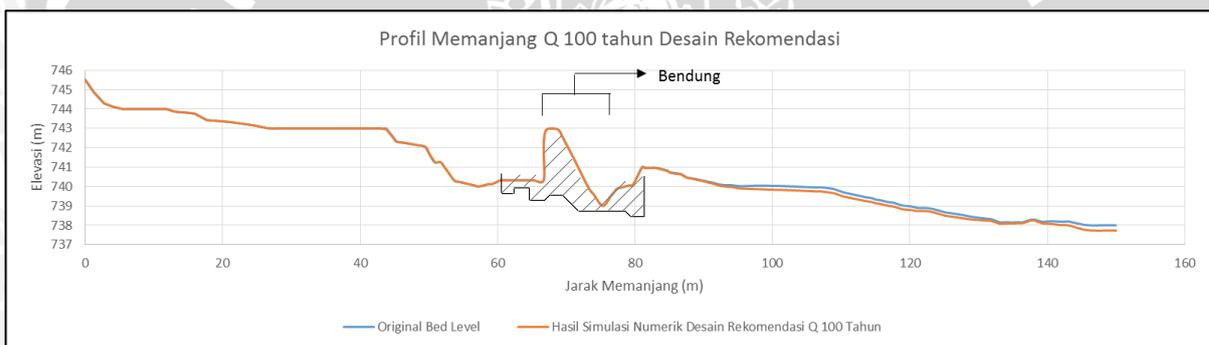
Gambar 4.69. Profil melintang potongan B-B desain perbaikan debit Q 100 tahun



Gambar 4.70. Profil melintang potongan C-C desain perbaikan debit Q 100 tahun



Gambar 4.71. Profil melintang potongan D-D desain perbaikan debit Q 100 tahun



Gambar 4.72. Profil memanjang potongan A-A desain perbaikan debit Q 100 tahun

4.6. Analisa Revisi Desain Bendung

Dari hasil analisa kajian pemodelan fisik dan numerik, maka dilakukan kajian perencanaan untuk desain bendung terbaik. Ditinjau dari pertimbangan hidrolika dan gerusan pada hasil pemodelan, maka diperlukan perubahan posisi as bendung, dikarenakan kondisi aliran pada as bendung *eksisting* berada pada posisi tikungan sungai. Pada kajian hidrolika, kondisi pada tikungan sungai merupakan aliran superkritis, yang dapat menyebabkan *vortex* pada *intake*. Perencanaan ini dilakukan dengan menghitung ulang 2 aspek yaitu bendung dan peredam energi.

Bendung

Data teknis:

Nama sungai : Bialo

Catchment area	: 29.36 km ²
Panjang sungai	: 10,55 km
Elevasi dasar sungai	: +740,00
Lebar sungai	: 20 m
Debit banjir rancangan	: 131,49 m ³ /det
Elevasi puncak bendung	: +743,00
Tinggi bendung	: 3 m

Lebar bendung antara tepi sungai diharuskan sama dengan lebar rata-rata sungai dan tidak boleh melebihi 120% dari lebar sungai rata-rata.

Maka,

$$Bn1 = 15 \text{ m (lebar sungai rata-rata)}$$

$$Bn2 = 1,2 \times 15 = 18 \text{ m}$$

Diambil lebar bendung sebesar 20 m

Hubungan antara lebar efektif bendung (B_e) dan lebar sungai (B) dinyatakan dengan persamaan sebagai berikut:

$$B_e = Bn - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1$$

Dengan:

n = Jumlah pilar

K_p = Koefisien kontraksi pilar

K_a = Koefisien kontraksi sisi sungai

H_1 = Tinggi energi (m)

Dari tabel K_p digunakan pilar dengan ujung bulat digunakan koefisien sebesar 0,01; sedangkan untuk sisi sungai digunakan koefisien kontraksi sebesar 0. Maka:

$$Bn = Bn - (2 (2 \times 0,01 + 0) H_1$$

$$Bn = 20 - (2 (0,02) H_1$$

$$Bn = 20 - 0,04 H_1$$

Dari persamaan debit untuk bendung, muka air rencana dapat ditentukan sebagai berikut:

$$Q = 2/3 \cdot Cd \cdot B_e \cdot H_1^{3/2} \cdot (g \cdot 2/3)^{1/2}$$

Dengan :

Q = Debit banjir rancangan (Q_{100th})

C_d = $C_0 \times C_1 \times C_2$ (koefisien debit)

Be = Lebar efektif bendung

H_1 = Tinggi energi hulu (m)

Bendung direncanakan dengan puncak berbentuk bulat. Kemiringan hulu 90° atau tegak dan kemiringan hilir 1:1. Jari-jari bendung diasumsi sebesar 1,0 m.

Koefisien C_0 , C_1 dan C_2 dapat ditentukan menggunakan gambar 4.44; 4.45; dan 4.46 dari Kriteria Perencanaan 02. Data yang digunakan untuk grafis diatas adalah sebagai berikut:

Jari-jari, R = 1,0 m

Tinggi bendung, P = 3,0 m

Untuk perhitungan awal H_1 , nilai C_d 1,35 adalah asumsi yang biasa digunakan, dengan:

$$Q = \frac{2}{3} \cdot C_d \cdot Be \cdot H_1^{3/4} \cdot (g \cdot \frac{2}{3})^{1/2}$$

$$131,49 = 45,195 \cdot H_1 - 0,4519 H_1^{5/2}$$

$$0 = H_1^{1.5} - 0,01 H_1^{5/2} - 2,91$$

$$H_1 = 2,04 \text{ m}$$

Dari grafis dengan $H_1/r = 2,042$ didapatkan:

$$C_0 = 1,32$$

$$C_1 = 1,00$$

$$C_2 = 1,00$$

$$C_d = 1,32$$

Karena C_d berbeda dari asumsi, maka nilai H_1 dikoreksi dengan perhitungan ulang yang ditabulasikan sebagai berikut:

Tabel 4.3. Perhitungan H1 dan Q

H1	H1/r	p/H1	C ₀	C ₁	C ₂	Cd	Be (m)	Q m ³ /det
0.000	0.000	-	1.32	1.002	1.002	1.325	20.000	0
0.250	0.250	12.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.950	5.634559
0.500	0.500	6.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.900	15.897
0.750	0.750	4.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.850	29.13127
1.000	1.000	3.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.800	44.73755
1.250	1.250	2.400	1.32	1.002	1.002	1.325	19.750	62.36474
1.500	1.500	2.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.700	81.77303
1.750	1.750	1.714	1.32	1.002	1.002	1.325	19.650	102.7843
2.000	2.000	1.500	1.32	1.002	1.002	1.325	19.600	125.2587
2.250	2.250	1.333	1.32	1.002	1.002	1.325	19.550	149.0828
2.500	2.500	1.200	1.32	1.002	1.002	1.325	19.500	174.1613
2.750	2.750	1.091	1.32	1.002	1.002	1.325	19.450	200.4129
3.000	3.000	1.000	1.32	1.002	1.002	1.325	19.400	227.7669
3.250	3.250	0.923	1.32	1.002	1.002	1.325	19.350	256.161
2.070	2.07	1.44	1.32	1.002	1.002	1.325	19.586	131.9295

Sumber: Perhitungan

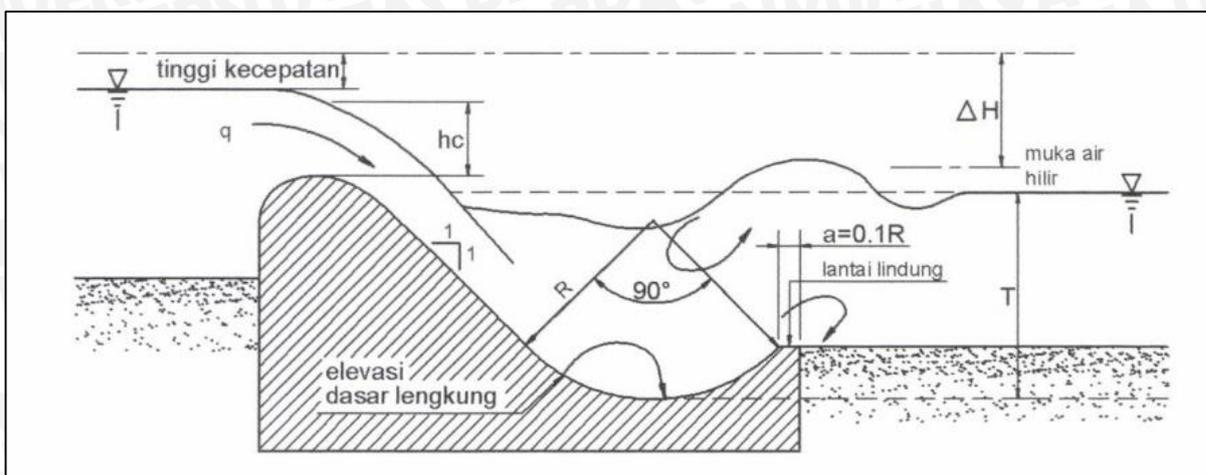
Dengan $H_1 = 2,07$ m, maka $Q = 131,9295$ m³/det

Q banjir = 131,49

Q hitung > Q banjir -- OK

Peredam Energi

Tujuan dari peredam energi adalah untuk mengurangi tinggi energi dari aliran yang melewati bendung dengan mengubah aliran super-kritis menjadi subkritis. Selain dari jenis aliran yang dinyatakan dalam bilangan *froude* dan kedalaman hilir, kondisi dasar sugai dan jenis sedimen terangkut juga memainkan peranan dalam pemilihan tipe peredam energi. Dalam kaitannya dengan Sungai Bialo yang mana jenis sedimen terangkut adalah batu besar dengan tanah aluvial, maka jenis peredam energi yang tepat adalah tipe *bucket* terendam.



Gambar 4.73. Penentuan Dimensi Peredam Energi Tipe *Roller Bucket*

Sumber: Anonim, 2014

Untuk menghitung dimensi peredam energi, data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

Tinggi energi di hulu = elevasi puncak bendung + H_1

$$= +743,00 + 2,07$$

$$= +745,07$$

Tinggi energi hilir = Elevasi dasar sungai hilir + H_2

$$H_2 = h_0/2 \times (8q^2/gh_0^3 + 1)^{0,5} - 1$$

$$h_0^3 - E_0 h_0 + q^2/2g = 0$$

$$E_0 = Z + 1,5 h_c$$

Jika $q = 6,71 \text{ m}^2/\text{det}$ dan $h_c = 1,66 \text{ m}$; maka:

$$E_0 = 6,49$$

$$q^2/2g = 2,30$$

Nilai E_0 dan $q^2/2g$ disubstitusikan pada persamaan diatas, didapat nilai h_0 (*trial and error*)

$$h_0 = 0,626 \text{ m}$$

jadi, $h_2 = 3,53 \text{ m}$

Tinggi energi di hilir = $+739,00 + 3,53$

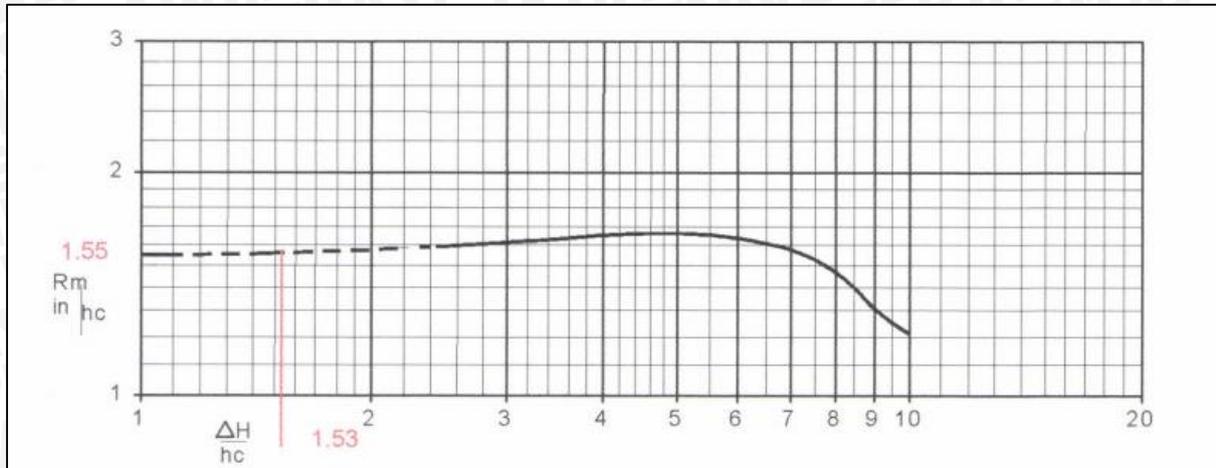
$$= +742,53$$

Lalu beda tinggi antara hulu dan hilir menjadi:

$$\Delta H = 2,54 \text{ m}$$

Radius minimum yang diperbolehkan (R_{min}) didapat dari gambar dibawah ini:

$$\Delta H / h_c = 1,53 > 1 - \text{OK}$$



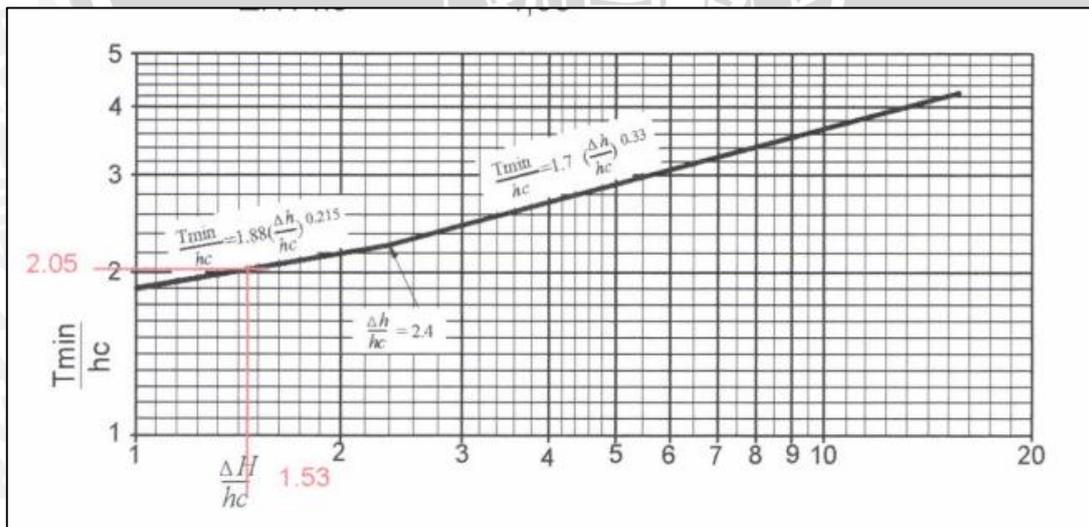
Gambar 4.74. *Plotting* Nilai $\Delta H / h_c$ Grafik Hubungan antara $\Delta H / h_c$ dan R_{min}

$$R_{\text{min}}/h_c = 1,55$$

$$R_{\text{min}} = 2,58 = 2,60 \text{ m}$$

Batas *tailwater* minimum (T_{min}) didapat dari gambar 4.111 dari hubungan antara $\Delta H / h_c$ dan T_{min}/h_c

$$\Delta H / h_c = 1,53$$



Gambar 4.75. *Plotting* nilai $\Delta H / h_c$ pada Grafik Hubungan Antara $\Delta H / h_c$ dan T_{min}/h_c

$$T_{\min} / h_c = 2,05$$

$$T_{\min} = 3,41 \text{ m} = 3,50 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi Dasar Bucket} = 739,03$$

