

Daftar Isi

Bab III Pengaliran Permanen Tidak Beraturan	4
III.1 Asumsi	4
III.2 Persamaan Umum Pengaliran Permanen Tidak Beraturan (PPTB).....	4
III.2.1 Persamaan Pengaliran Beraturan (PPB).....	6
III.2.1.1 Persamaan Chezy	6
III.2.1.2 Persamaan Manning.....	6
III.3 Kedalaman Karakteristik Aliran.....	7
III.3.1 Kedalaman Normal Saluran (H_n)	7
III.3.2 Kedalaman Kritik Saluran (h_{kr})	7
III.3.3 Kecepatan Kritik Saluran (V_{kr})	8
III.3.4 Kemiringan Dasar Kritik Saluran (i_{kr})	8
III.4 Saluran dengan Berbagai Tampang	8
III.4.1 Karakteristika Saluran dengan Lebar $W = \infty$	8
III.4.2 Karakteristika Saluran dengan Tampang Trapesium	9
III.4.3 Karakteristika Saluran dengan Tampang Segitiga.....	9
III.4.4 Karakteristika Saluran dengan Tampang Lingkaran	10
III.5 Profil Muka Saluran	11
III.5.1 Tinjauan Berdasarkan Kemiringan Dasar Saluran	11
III.5.2 Tinjauan Berdasarkan Kedalaman Muka Air	11
III.5.3 Penamaan Profil Muka Air	12
III.6 Pengaliran melalui peluap.....	14
III.6.1 Peluap ambang lebar.....	14
III.6.1.1 Debit peluap ambang lebar empat persegi panjang.....	15
III.6.1.2 Debit peluap ambang lebar trapesium	16
III.6.2 Peluap pada bendung.....	17
III.7 Hitungan Profil Aliran	18
III.7.1 Metoda Integrasi Grafis.....	18
III.7.1.1 Tinjauan tentang kemiringan garis energi, I	19
III.7.2 Metoda BRESSE (1860)	19
III.7.3 Metoda DERET.....	20

III.7.4	Metoda FLAMANT	21
III.7.5	Saluran dengan kemiringan dasar berubah	22
III.7.5.1	Posisi Kontrol Hulu (KHu)	22
III.7.5.2	Posisi Kontrol Hilir (KHi).....	22
III.7.5.3	Kontrol Buatan (KB).....	22
III.7.5.4	Terjunan	23
III.8	Metode Standard Step	26
III.8.1	Persamaan Manning.....	27
III.8.2	Persamaan Chezy	28
III.8.3	Nilai <i>dPdh</i> untuk berbagai tampang sungai	28
III.8.4	Langkah Hitungan.....	28
III.8.5	Permulaan Hitungan.....	29

Daftar Gambar

Gambar III.1	Konsep energi sepanjang saluran	4
Gambar III.2	Perubahan luas tampang basah	5
Gambar III.3	Saluran dengan lebar tak berhingga	8
Gambar III.4	Saluran dengan tampang trapesium	9
Gambar III.5	Saluran dengan tampang segitiga	9
Gambar III.6	Saluran dengan tampang lingkaran.....	10
Gambar III.7	Pembagian zona profil muka air	12
Gambar III.8	Pembagian zona profil muka air pada saluran horisontal ($i = 0$)	12
Gambar III.9	Pembagian zona profil muka air pada saluran landai (M)	13
Gambar III.10	Pembagian zona profil muka air pada saluran kritik (C)	13
Gambar III.11	Pembagian zona profil muka air pada saluran curam (S)	13
Gambar III.12	Pembagian zona profil muka air pada saluran terbalik (A).....	14
Gambar III.13	Peluap Ambang Lebar (menurut Ven Te Chow $1,4h_p = h_{kr}$)	15
Gambar III.14	Peluap pada bangunan Bendung	17
Gambar III.15	Kondisi Batas Hilir (Khi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Landai (M)	23
Gambar III.16	Saluran dengan kemiringan dasar i berubah: landai-curam-landai	24
Gambar III.17	Kondisi Batas Hilir (KHi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Kritik (C)	25
Gambar III.18	Kondisi Batas Hilir (KHi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Curam (S)	25
Gambar III.19	Konsep hitungan <i>standard step</i>	26
Gambar III.20	Perubahan keliling basah (P) karena perubahan kedalaman air (dh).....	28

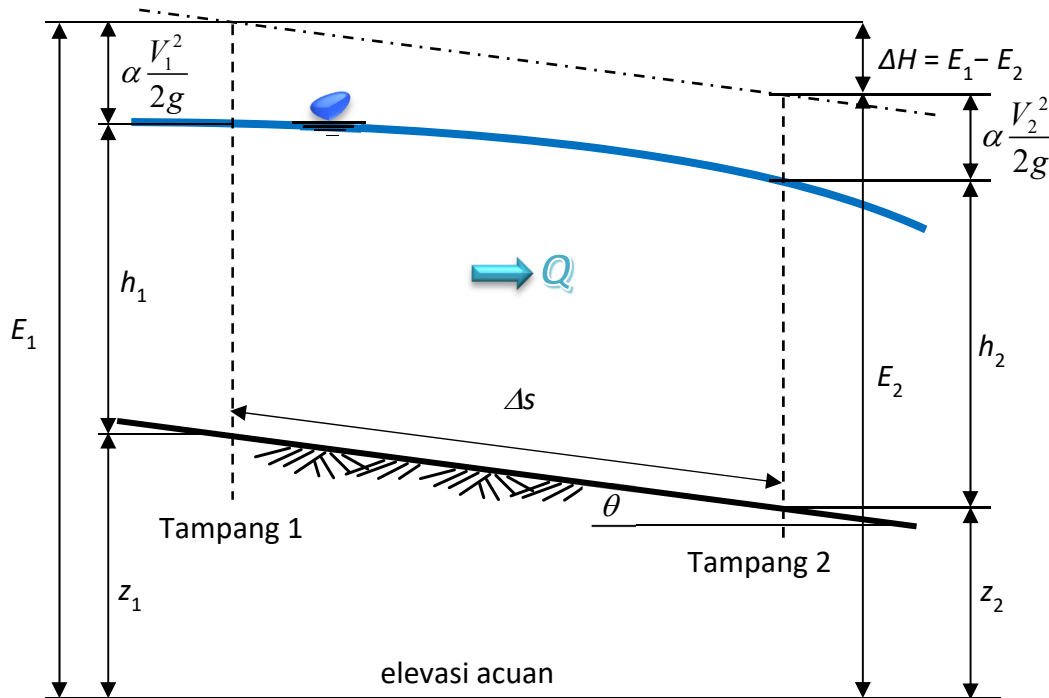
Daftar Tabel

Tabel III.1 Beberapa Metoda Hitungan Profil Muka Air PPTB	18
---	----

Bab III Pengaliran Permanen Tidak Beraturan

III.1 Asumsi

Walaupun kecepatan aliran (V) tidak tetap (karena non uniform) dianggap kecepatan berubah berangsur-angsur sehingga tidak ada kerugian tenaga akibat perubahan kecepatan mendadak. Serat aliran dianggap paralel.



Gambar III.1 Konsep energi sepanjang saluran

III.2 Persamaan Umum Pengaliran Permanen Tidak Beraturan (PPTB)

Untuk setiap tampang dalam aliran berlaku bahwa tinggi tenaga total, H :

$$H = z + d \cos \theta + \alpha \frac{V^2}{2g} \tag{III.1}$$

Jadi
$$\frac{dH}{ds} = \frac{dz}{ds} + \cos \theta \frac{dd}{ds} + \alpha \frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \tag{III.2}$$

Perjanjian: kemiringan dasar saluran adalah $\sin \theta$, $i = -dz/ds$, $I = -dH/ds$

Pers. (III.2) di atas menjadi:

$$-I = -i + \cos \theta \frac{dd}{ds} + \alpha \frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \tag{III.3}$$

akan diubah menjadi bentuk:

$$\cos \theta \frac{dd}{ds} + \alpha \frac{d}{ds} \left(\frac{V^2}{2g} \right) = i - I \rightarrow \cos \theta \frac{dd}{ds} + \alpha \frac{d}{dd} \left(\frac{V^2}{2g} \right) \frac{dd}{ds} = i - I$$

menjadi Persamaan Umum PPTB:

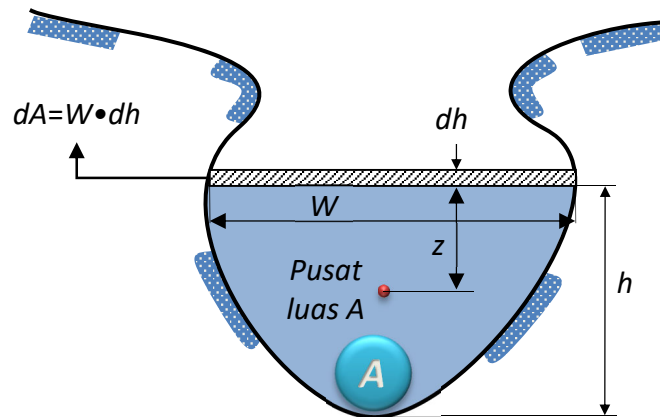
$$\frac{dd}{ds} = \frac{i - I}{\cos \theta + \alpha \frac{d}{dd} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \tag{III.4}$$

dengan d adalah kedalaman air (m, tegak lurus dasar saluran), s adalah jarak antar tampang (m), I adalah kemiringan dasar saluran, i adalah kemiringan garis energi, θ adalah sudut kemiringan dasar saluran (rad), α adalah koefisien koreksi tenaga kinetik, V adalah kecepatan rerata aliran (m/d), dan g adalah percepatan gravitasi (m/d²).

Karena $d = h \cos \theta$ dengan h adalah kedalaman vertikal air, maka jika $\theta \approx 0$ maka $\cos \theta \approx 1$ dan $dd \approx dh$, sehingga persamaan diatas menjadi

$$\begin{aligned} \frac{dh}{ds} &= \frac{i - I}{1 + \alpha \frac{d}{dh} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \\ \frac{dh}{ds} &= \frac{i - I}{1 + \alpha \frac{d}{dh} \left(\frac{Q^2 A^{-2}}{2g} \right)} \rightarrow \frac{dh}{ds} = \frac{i - I}{1 + \alpha \frac{Q^2}{2g} \frac{dA^{-2}}{dh}} \\ \frac{dh}{ds} &= \frac{i - I}{1 - \alpha \frac{Q^2}{gA^3} \frac{dA}{dh}} \rightarrow \frac{dh}{ds} = \frac{i - I}{1 - \alpha \frac{Q^2 W}{gA^3}} \end{aligned} \tag{III.5}$$

dengan $\frac{dA}{dh} = W$ adalah lebar muka air.



Gambar III.2 Perubahan luas tampang basah

Persamaan Umum Pengaliran Permanen Tidak Beraturan (PPTB) menjadi:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - I}{1 - \alpha \frac{Q^2 W}{g A^3}} \quad (\text{III.6})$$

dengan h adalah kedalaman air (m), s adalah jarak antar tampang (m), i adalah kemiringan dasar saluran, I adalah kemiringan dasar saluran, α adalah koefisien koreksi tenaga kinetik, Q adalah debit aliran (m^3/d), W adalah lebar muka air (m), A adalah luas tampang basah (m^2), g adalah percepatan gravitasi (m/d^2).

III.2.1 Persamaan Pengaliran Beraturan (PPB)

Pers. (III.6) berlaku untuk sembarang kedalaman air (h), pada kondisi ini diberlakukan rumus kecepatan rerata Chezy, Manning atau yang sejenis.

III.2.1.1 Persamaan Chezy

Aliran PPB dengan persamaan Chezy dapat ditulis sebagai:

$$V = C\sqrt{RI} \rightarrow I = \frac{V^2}{C^2 R} \rightarrow I = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} \rightarrow I = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3} \quad (\text{III.7})$$

Pers. (III.7) merupakan persamaan kecepatan Chezy untuk sembarang kedalaman air (h), untuk kedalaman normal (H_n), maka kemiringan garis energi (I) sama dengan kemiringan dasar saluran (i) atau dapat ditulis sebagai:

$$\left(\frac{A^3}{P}\right)_n = \frac{Q^2}{C^2 i} \quad (\text{III.8})$$

Jika $\delta = \frac{1}{C^2}$, maka Pers. (III.8) dapat ditulis sebagai:

$$\left(\frac{A^3}{P}\right)_n = \frac{\delta Q^2}{i} \quad (\text{III.9})$$

III.2.1.2 Persamaan Manning

Aliran PPB dengan persamaan Chezy dapat ditulis sebagai:

$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \rightarrow \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \rightarrow I = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} \rightarrow I = \frac{n^2 Q^2 P^{4/3}}{A^{10/3}} \quad (\text{III.10})$$

Pers. (III.10) merupakan persamaan kecepatan Chezy untuk sembarang kedalaman air (h), untuk kedalaman normal (H_n), maka kemiringan garis energi (I) sama dengan kemiringan dasar saluran (i) atau dapat ditulis sebagai:

$$\left(\frac{A^{10/3}}{P^{4/3}}\right)_n = \frac{n^2 Q^2}{i} \quad (\text{III.11})$$

Jika $\delta = \frac{n^2}{R^{1/3}}$, maka Pers. (III.11) dapat ditulis sebagai Pers. (III.9).

Pers. (III.6) akan diubah agar dapat digunakan untuk menjelaskan profil muka air pada saluran sebagai berikut.

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - \frac{\delta Q^2 P}{A^3}}{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{gA^3}} \quad (III.12)$$

$$\frac{dh}{ds} = i \left\{ \frac{1 - \frac{\delta Q^2 P}{iA^3}}{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{gA^3}} \right\} \text{ dengan } \delta = \frac{1}{C^2} \text{ atau } \delta = \frac{n^2}{R^{1/3}} \quad (III.13)$$

Pers. (III.13) merupakan persamaan umum PPTB, berlaku untuk sembarang profil saluran, dengan h adalah kedalaman air (m), s adalah jarak antar tampang (m), C adalah koefisien kekasaran Chezy ($m^{1/2}/d$), n adalah koefisien kekasaran Manning, Q adalah debit aliran (m^3/d), P adalah keliling tampang basah (m), i adalah kemiringan dasar saluran, A adalah luas tampang basah (m^2), α adalah koefisien koreksi tenaga kinetik, W adalah lebar muka air (m), g adalah percepatan gravitasi (m/d^2).

III.3 Kedalaman Karakteristik Aliran

Untuk memudahkan diskusi selanjutnya, maka komponen penting dalam pembahasan PPTB akan dibahas pada paragraf berikut.

III.3.1 Kedalaman Normal Saluran (H_n)

Kedalaman air saluran seragam ($I = i$) yang terjadi pada kondisi ideal saluran dengan panjang saluran tak berhingga yang dinyatakan dengan Pers. (III.9):

$$\left(\frac{A^3}{P} \right)_n = \frac{\delta Q^2}{i} \quad (III.14)$$

Dalam kaitan dengan persamaan umum PPTB, Pers. (III.13), kedalaman air normal (H_n), terjadi pada saat $dh/ds = 0$, mempunyai arti bahwa kedalaman air konstan tidak berubah sepanjang saluran. Dalam kondisi semacam ini kedalaman air adalah kedalaman air normal (H_n). Catatan: Pers. (III.14) sebenarnya adalah persamaan kecepatan rerata Chezy atau Manning.

III.3.2 Kedalaman Kritis Saluran (h_{kr})

Kedalaman air saluran pada saat energi spesifik menjadi minimum, atau bilangan Froude = 1, dinyatakan dengan persamaan:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{\alpha W}}} = 1 \rightarrow \left(\frac{A^3}{W} \right)_{kr} = \frac{\alpha Q^2}{g} \quad (III.15)$$

Dalam kaitan dengan persamaan umum PPTB, Pers. (III.15), kedalaman air kritis (h_{kr}), terjadi pada saat $dh/ds = \infty$, mempunyai arti bahwa pada saat melintasi kedalaman air kritis, energi akan minimum, dan profil muka air akan vertikal. Dalam praktek di lapangan, fenomena ini terjadi pada saat terjunan atau loncat air. Dalam kondisi semacam ini kedalaman air adalah kedalaman air kritis (h_{kr}).

III.3.3 Kecepatan Kritis Saluran (V_{kr})

Kecepatan kritis saluran adalah kecepatan aliran pada kedalaman kritis saluran (h_{kr}), yang dapat dihitung sebagai berikut

$$V_{kr} = \frac{Q}{A_{kr}} \rightarrow V_{kr}^3 = \frac{Q^3}{A_{kr}^3} = \frac{Q^3}{\frac{\alpha Q^2 W_{kr}}{g}} = \frac{gQ}{\alpha W_{kr}} \quad (III.16)$$

atau

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \frac{A}{\alpha W}}} = 1 \rightarrow V_{kr}^2 = \frac{g A_{kr}}{\alpha W_{kr}} \quad (III.17)$$

atau ada yang lebih mengenal sebagai $\alpha \frac{V_{kr}^2}{2g} = \frac{1}{2} \frac{A_{kr}}{W_{kr}} \rightarrow \alpha \frac{V_{kr}^2}{2g} = \frac{D_{kr}}{2}$ (III.18)

III.3.4 Kemiringan Dasar Kritis Saluran (i_{kr})

Kemiringan dasar kritis saluran adalah kemiringan dasar saluran yang menghasilkan PPB dengan kedalaman kritis saluran (h_{kr}), yang dapat dihitung sebagai berikut:

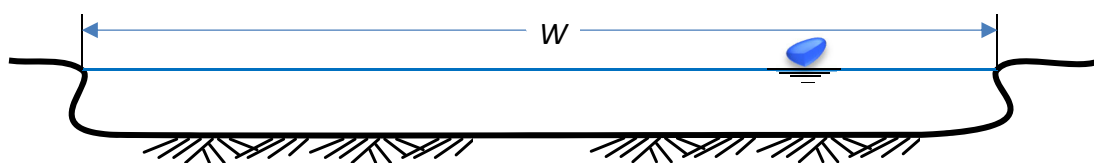
$$i_{kr} = \frac{\delta Q^2 P_{kr}}{A_{kr}^3} = \frac{\delta V_{kr}^2 P_{kr}}{A_{kr}} = \frac{\delta g A_{kr} P_{kr}}{\alpha W_{kr} A_{kr}} \rightarrow i_{kr} = \frac{\delta g P_{kr}}{\alpha W_{kr}} \quad (III.19)$$

Pada kemiringan dasar kritis saluran, akan terjadi pengaliran kritis, dengan $H_n = h_{kr}$. Sifat pengalirannya tidak stabil dan bergelombang. Dalam kaitan dengan persamaan umum PPTB, Pers. (III.19), hal ini terjadi pada saat $dh/ds = 0/0$.

III.4 Saluran dengan Berbagai Tampang

III.4.1 Karakteristika Saluran dengan Lebar $W = \infty$

Pembahasan tentang karakteristik permukaan air dalam saluran terbuka dimulai dengan saluran yang sederhana yaitu dengan tampang persegi panjang mempunyai lebar muka air tak terhingga.



Gambar III.3 Saluran dengan lebar tak berhingga

Untuk saluran dengan lebar muka air $W = \infty$, maka $q = Q/W = Vh_{kr}$ dan $P = W$, maka diperoleh satu set persamaan sebagai berikut

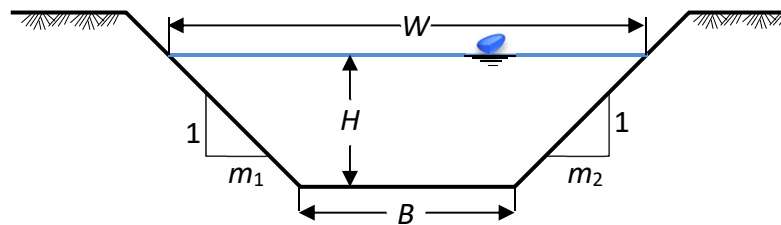
Kedalaman air normal:
$$H_n^3 = \frac{\delta q^2}{i} \tag{III.20}$$

Kedalaman air kritik:
$$h_{kr}^3 = \frac{\alpha q^2}{g} \tag{III.21}$$

Kecepatan kritik aliran:
$$V_{kr}^3 = \frac{gq}{\alpha} \tag{III.22}$$

Kemiringan kritik dasar saluran:
$$i_{kr} = \frac{\delta g}{\alpha} \tag{III.23}$$

III.4.2 Karakteristika Saluran dengan Tampang Trapezium



Gambar III.4 Saluran dengan tampang trapesium

Untuk saluran dengan tampang trapesium dan empat persegi panjang ($m = 0$), maka diperoleh satu set persamaan sebagai berikut

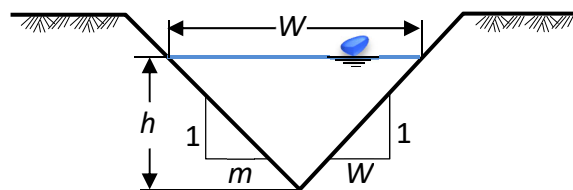
Kedalaman air normal:
$$H_n^3 = \frac{\delta Q^2}{i} \frac{B + 2H_n \sqrt{1 + m^2}}{(B + mH_n)^3} \tag{III.24}$$

Kedalaman air kritik:
$$h_{kr}^3 = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{B + 2mh_{kr}}{(B + mh_{kr})^3} \tag{III.25}$$

Kecepatan kritik aliran:
$$V_{kr}^2 = \frac{g}{\alpha} \frac{(B + mh_{kr})h_{kr}}{B + 2mh_{kr}} \tag{III.26}$$

Kemiringan kritik dasar saluran:
$$i_{kr} = \frac{\delta g}{\alpha} \frac{B + 2h_{kr} \sqrt{1 + m^2}}{B + 2mh_{kr}} \tag{III.27}$$

III.4.3 Karakteristika Saluran dengan Tampang Segitiga



Gambar III.5 Saluran dengan tampang segitiga

Untuk saluran dengan tampang segitiga samakaki, serupa tampang trapesium dengan lebar bawah ($B = 0$), sehingga diperoleh satu set persamaan sebagai berikut

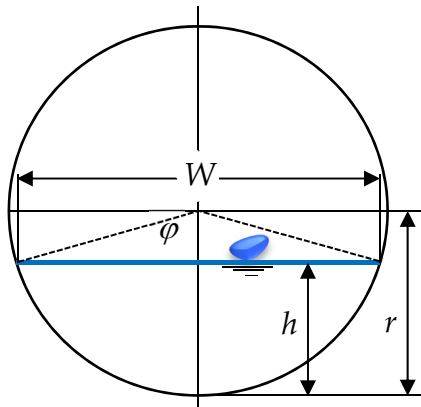
Kedalaman air normal:
$$H_n^5 = \frac{\delta Q^2}{i} \frac{2\sqrt{1+m^2}}{m^3} \tag{III.28}$$

Kedalaman air kritis:
$$h_{kr}^5 = \frac{\alpha Q^2}{g} \frac{2}{m^2} \tag{III.29}$$

Kecepatan kritik aliran:
$$V_{kr}^2 = \frac{gh_{kr}}{2\alpha} \tag{III.30}$$

Kemiringan kritik dasar saluran:
$$i_{kr} = \frac{\delta g}{\alpha} \frac{\sqrt{1+m^2}}{m} \tag{III.31}$$

III.4.4 Karakteristika Saluran dengan Tampang Lingkaran



Gambar III.6 Saluran dengan tampang lingkaran

Untuk saluran dengan tampang lingkaran, untuk memudahkan analisis, maka kedalaman air saluran (h) sebagai parameter utama, diubah menjadi setengah sudut lingkaran (φ , dalam radian), sehingga parameter lingkaran yang lainnya dapat dinyatakan dalam sebagai berikut:

$$h = r(1 - \cos \varphi), B = 2r \sin \varphi, P = 2\varphi r, A = r^2 \left(\varphi - \frac{1}{2} \sin 2\varphi \right) \tag{III.32}$$

Untuk saluran dengan tampang lingkaran, maka diperoleh satu set persamaan sebagai berikut

Kedalaman air normal:
$$\frac{(\varphi_n - \frac{1}{2} \sin 2\varphi_n)^3}{2\varphi_n} = \frac{\delta Q^2}{ir^5} \tag{III.33}$$

Kedalaman air kritis:
$$\frac{(\varphi_{kr} - \frac{1}{2} \sin 2\varphi_{kr})^3}{2 \sin \varphi_{kr}} = \frac{\alpha Q^2}{gr^5} \tag{III.34}$$

Kecepatan kritik aliran:
$$V_{kr}^2 = \frac{g}{\alpha} \frac{r(\varphi_{kr} - \frac{1}{2} \sin 2\varphi_{kr})}{2 \sin \varphi_{kr}} \tag{III.35}$$

Kemiringan kritik dasar saluran:
$$i_{kr} = \frac{\delta g}{\alpha} \frac{\varphi_{kr}}{\sin \varphi_{kr}} \tag{III.36}$$

III.5 Profil Muka Saluran

III.5.1 Tinjauan Berdasarkan Kemiringan Dasar Saluran

Dalam PPTB jenis saluran dapat dikelompokkan menjadi beberapa berdasarkan kemiringan dasar saluran

1. Kemiringan dasar saluran, $i = 0$ atau horisontal, diberi simbol H , mempunyai kedalaman air normal (H_n) bernilai tak berhingga, sehingga nilai $H_n > h_{kr}$.
2. Kemiringan dasar saluran, $i < i_{kr}$, sehingga nilai $H_n > h_{kr}$, disebut saluran landai (*mild*), diberi simbol M .
3. Kemiringan dasar saluran, $i = i_{kr}$, sehingga nilai $H_n = h_{kr}$, disebut saluran kritis (*critical*), diberi simbol C .
4. Kemiringan dasar saluran, $i > i_k$, sehingga nilai $H_n < h_{kr}$, disebut saluran curam (*steep*), diberi simbol S .
5. Kemiringan dasar saluran, $i < 0$, disebut saluran terbalik (*adverse*), diberi simbol A . Pada saluran semacam ini nilai H_n negatif, atau tidak ada, yang ada hanya h_{kr} .

III.5.2 Tinjauan Berdasarkan Kedalaman Muka Air

Untuk lebih memudahkan melakukan analisis profil muka air sepanjang saluran, maka Pers. **Error! Reference source not found.** diubah menjadi bentuk:

$$\frac{dh}{ds} = i \left\{ \frac{1 - \frac{\delta Q^2 P}{i A^3}}{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{g A^3}} \right\} = i \left\{ \frac{1 - \frac{A_n^3 P}{P_n A^3}}{1 - \frac{A_{kr}^3 W}{W_{kr} A^3}} \right\} = i \left\{ \frac{\frac{A^3}{P} - \frac{A_n^3}{P_n}}{\frac{A^3}{P} - \frac{A_{kr}^3 W}{W_{kr} P}} \right\}$$

Untuk saluran dengan lebar muka air $W = \infty$, maka $q = Q/W = Vh_{kr}$ dan $P = W$, $W = W_{kr} = W_n$, maka diperoleh persamaan sebagai berikut

$$\frac{dh}{ds} = i \left\{ \frac{\frac{A^3}{W} - \frac{A_n^3}{W_n}}{\frac{A^3}{W} - \frac{A_{kr}^3}{W_{kr}}} \right\} = i \left\{ \frac{A^3 - A_n^3}{A^3 - A_{kr}^3} \right\} = i \left\{ \frac{W^3 h^3 - W_n^3 H_n^3}{W^3 h^3 - W_{kr}^3 h_{kr}^3} \right\}$$

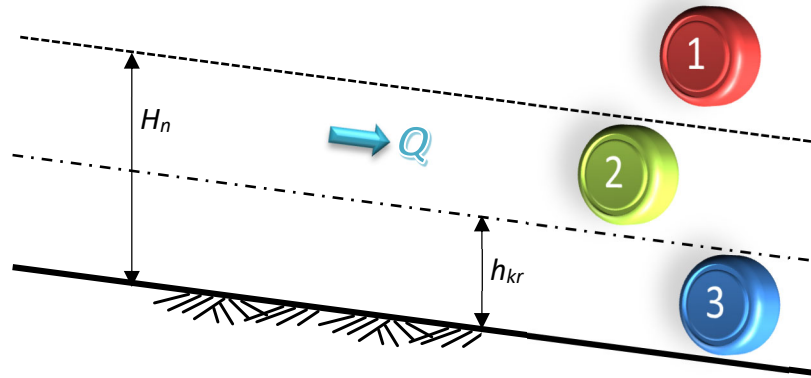
$$\frac{dh}{ds} = i \left\{ \frac{h^3 - H_n^3}{h^3 - h_{kr}^3} \right\} \tag{III.37}$$

Bentuk Aliran (*flow profile*) terlihat dari kurva muka air dari aliran. Secara garis besar terdapat 2 macam bentuk aliran yakni:

1. *Backwater*, jika kedalaman air h bertambah searah aliran $dh/ds > 0$.
2. *Drawdown*, jika kedalaman air h berkurang searah aliran $dh/ds < 0$.

Untuk suatu Q tertentu dan keadaan saluran tertentu, H_n dan h_{kr} akan membagi saluran menjadi 3 zona yakni:

1. Zona 1: ruang diatas H_n dan h_{kr}
2. Zona 2: ruang diantara H_n dan h_{kr}
3. Zona 3: ruang dibawah H_n dan h_{kr}



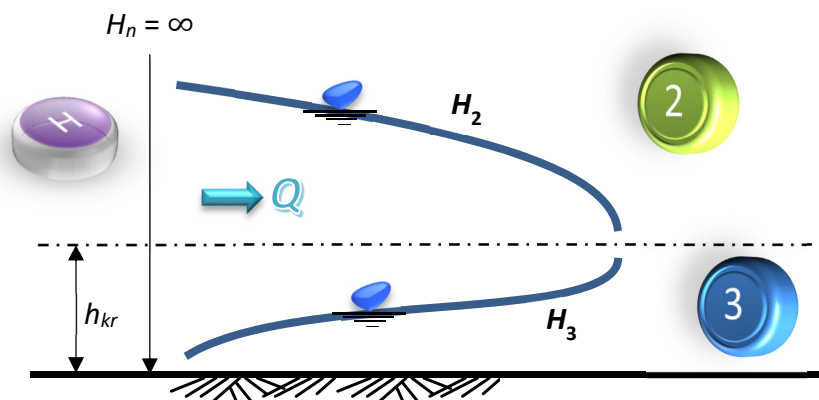
Gambar III.7 Pembagian zona profil muka air

Ditinjau persamaan:
$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - H_n^3}{h^3 - h_{kr}^3}$$

1. *Backwater*, $dh/ds > 0$. *Backwater* terjadi jika pembilang dan penyebut bersamaan tanda yaitu (a) $h > h_{kr}$ dan $h > H_n$ yaitu Zona 1: aliran subkritik, dan (a) $h < h_{kr}$ dan $h < H_n$ yaitu Zona 3: aliran superkritik.
2. *Drawdown*, $dh/ds < 0$. *Drawdown* terjadi jika pembilang dan penyebut berlainan tanda disebut Zona 2, yaitu (a) $h_{kr} < h < H_n$ pada aliran subkritik, dan (a) $H_n < h < h_{kr}$ pada aliran superkritik.

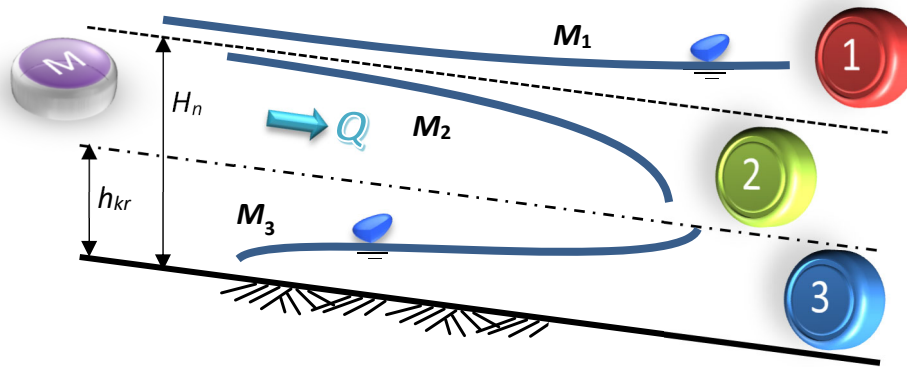
III.5.3 Penamaan Profil Muka Air

Penamaan profil muka air menggunakan gabungan antara (i) kemiringan dasar saluran dan (ii) Zona muka air yang terjadi pada saluran.

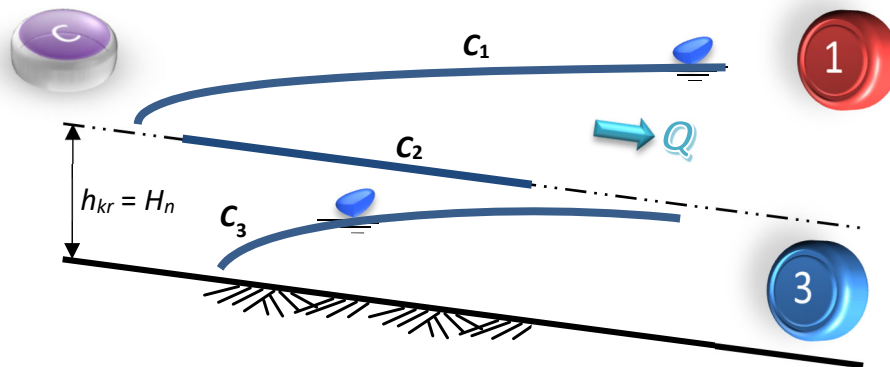


Gambar III.8 Pembagian zona profil muka air pada saluran horisontal ($i = 0$)

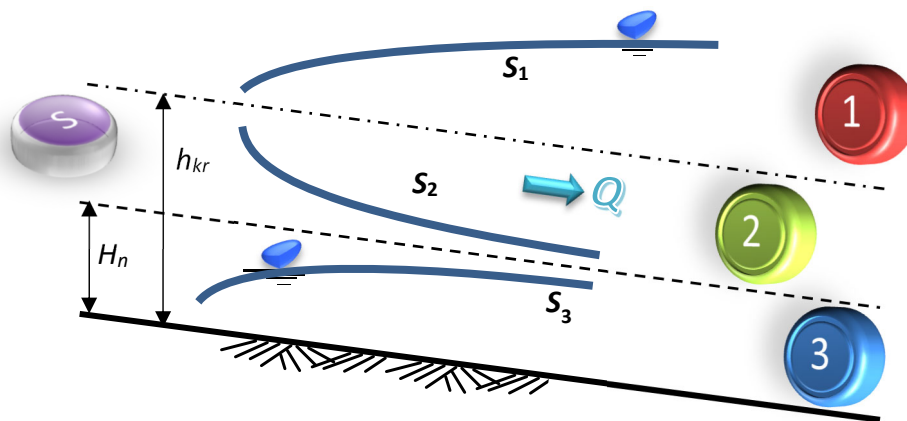
Pada Gambar III.8 sampai Gambar III.12 disajikan secara rinci cara penamaan kurva muka air pada saluran terbuka. Metoda penamaan profil muka air ini, akan digunakan seterusnya pada hitungan profil muka air sepanjang saluran terbuka. Walaupun penamaan profil muka air sangat sederhana, namun kondisi di lapangan, tidak sesederhana seperti dijelaskan pada subbab ini. Oleh karena itu, pengalaman di lapangan dibutuhkan untuk mendapatkan kurva yang tepat.



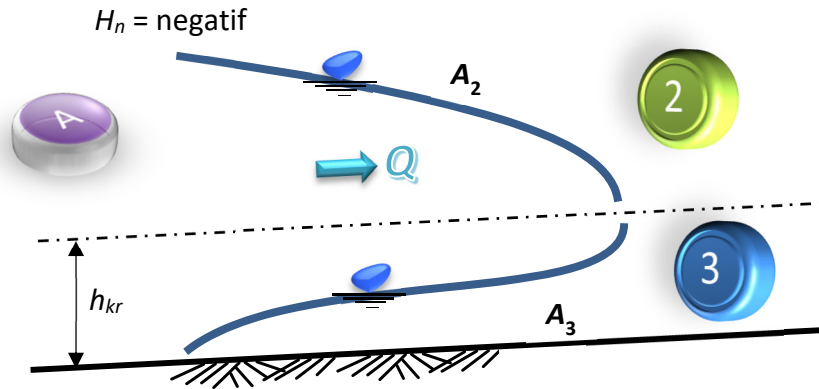
Gambar III.9 Pembagian zona profil muka air pada saluran landai (M)



Gambar III.10 Pembagian zona profil muka air pada saluran kritis (C)



Gambar III.11 Pembagian zona profil muka air pada saluran curam (S)



Gambar III.12 Pembagian zona profil muka air pada saluran terbalik (A)

Tinjauan khusus (lihat Gambar III.12) untuk saluran dengan kemiringan terbalik ($i < 0$), kedalaman normal saluran dapat dihitung sebagai:

$$H_n^3 = \frac{\delta q^2}{i} < 0 \rightarrow H_n \text{ imajiner} \rightarrow h^3 - H_n^3 > 0 \tag{III.38}$$

Oleh karena $\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - H_n^3}{h^3 - h_{kr}^3}$, akan diteliti mana daerah *backwater* dan *drawdown*, maka diperoleh:

$$\frac{dh}{ds} > 0 \rightarrow \textit{backwater}, \text{ jika } h < h_{kr} \rightarrow \text{Zona 3} \tag{III.39}$$

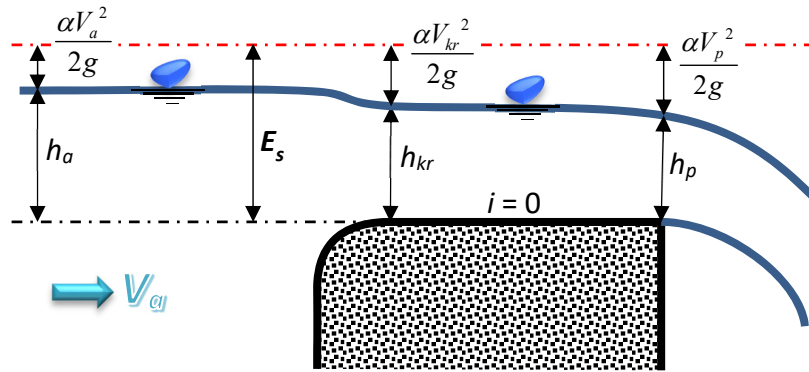
$$\frac{dh}{ds} < 0 \rightarrow \textit{drawdown}, \text{ jika } h > h_{kr} \rightarrow \text{Zona 2} \tag{III.40}$$

III.6 Pengaliran melalui peluap

Pada debit konstan, dalam sebuah saluran ideal: tampang dan kemiringan dasar saluran tidak berubah, serta panjang tidak berhingga, kedalaman air yang terjadi akan selalu sama dengan H_n yaitu kedalaman air normal, sesuai dengan rumus kecepatan Chezy atau Manning. Pada lokasi-lokasi tertentu sepanjang saluran, akan terjadi beberapa gangguan, kondisi, atau bangunan yang menyebabkan kondisi ideal tersebut tidak tercapai, misalkan terjunan, pergantian kemiringan dasar saluran, dan bangunan air. Salah satu jenis bangunan air yang biasa terdapat dalam saluran adalah bangunan peluap.

III.6.1 Peluap ambang lebar

Salah satu peluap ideal adalah peluap ambang lebar dengan asumsi dasar: (i) ambang horisontal, $i = 0$, dan (ii) kehilangan tenaga pada ambang, $h_f = 0$.



Gambar III.13 Peluap Ambang Lebar (menurut Ven Te Chow $1,4h_p = h_{kr}$)

Pada kondisi seperti disajikan pada Gambar III.13, rumus PPTB,

Error! Reference source not found. berlaku, dan diuraikan di bawah ini:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - I}{1 + \alpha \frac{d}{dh} \left(\frac{V^2}{2g} \right)} \rightarrow dh + \alpha d \left(\frac{V^2}{2g} \right) = i \cdot ds - I \cdot ds \rightarrow d \left(h + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) = i \cdot ds - I \cdot ds$$

$$d \left(h + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) = 0 \cdot ds - h_f = 0 \rightarrow \frac{d}{dh} \left(h + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) = 0 \rightarrow \frac{dE_s}{dh} = 0 \tag{III.41}$$

Kesimpulan: pada peluap ambang lebar dan horisontal terjadi energi spesifik (E_s) minimum, atau aliran kritis dengan tinggi air pada ambang adalah h_{kr} .

Prinsip ini dikenal dengan prinsip debit maksimum Belanger: "Prinsip des maximalen durchflusses von Belanger" (tahun 1849).

Sebuah ambang lebar akan meluapkan suatu debit tertentu dengan menggunakan energi sekecil mungkin (E_s minimum) atau ambang lebar akan meluapkan Q sebesar mungkin pada suatu harga E_s tertentu.

III.6.1.1 Debit peluap ambang lebar empat persegi panjang

Dari bab E_s di depan didapat bahwa pada h_{kr} :

$$\frac{\alpha V_{kr}^2}{2g} = \frac{D}{2} \rightarrow \text{dengan } D \text{ adalah kedalaman rerata hidraulika}$$

Untuk tampang ambang berupa 4 persegi panjang, maka $D = h_{kr}$, sehingga

$$E_{skr} = h_{kr} + \frac{\alpha V_{kr}^2}{2g} = h_{kr} + \frac{1}{2} h_{kr} \rightarrow h_{kr} = \frac{2}{3} E_{skr} \tag{III.42}$$

Untuk tampang ambang berupa 4 persegi panjang, maka $D = h_{kr}$, sehingga

$$E_{skr} = h_{kr} + \frac{\alpha V_{kr}^2}{2g} = h_{kr} + \frac{1}{2} h_{kr} \rightarrow h_{kr} = \frac{2}{3} E_{skr} \quad (III.43)$$

Kecepatan aliran pada ambang V_{kr} :

$$V_{kr}^2 = \frac{gA}{\alpha B} = \frac{g}{\alpha} h_{kr}$$

Debit untuk setiap satu satuan lebar peluap:

$$q = \mu h_{kr} V_{kr} \text{ dengan } \mu \text{ adalah koefisien debit peluap}$$

sehingga debit peluap menjadi

$$q = \mu h_{kr} \sqrt{\frac{g}{\alpha} h_{kr}} = \mu \sqrt{\frac{g}{\alpha}} h_{kr}^{\frac{3}{2}} \rightarrow q = C_d h_{kr}^{\frac{3}{2}} \quad (III.44)$$

dengan C_d adalah koefisien debit, mempunyai nilai $\mu \sqrt{\frac{g}{\alpha}}$.

III.6.1.2 Debit peluap ambang lebar trapesium

Analog di atas: $E_{skr} = h_{kr} + \frac{D}{2}$, dengan $D = \frac{\text{Luas Basah}}{\text{Lebar m.a}} = \frac{T_{kr} h_{kr}}{W_{kr}}$, maka

$$E_s = \left(1 + \frac{T_{kr}}{2W_{kr}} \right) h_{kr} \quad (III.45)$$

dengan $T = B + mh$ adalah lebar tengah tampang trapesium, W adalah lebar muka air.

Dari PPTB didapat:

$$V_{kr}^2 = \frac{g}{\alpha} \cdot \frac{A_{kr}}{W_{kr}}$$

$$Q = \mu A_{kr} V_{kr} = \mu T_{kr} h_{kr} \cdot \sqrt{\frac{g}{\alpha} \frac{T_{kr} h_{kr}}{W_{kr}}}$$

$$\text{Jadi } Q = \mu h_{kr}^{\frac{3}{2}} \underbrace{\sqrt{\frac{g}{\alpha} \frac{T_{kr}^3}{W_{kr}}}}_{C_d} = \underbrace{\mu \sqrt{\frac{g}{\alpha}}}_{C_d} \underbrace{\sqrt{\frac{T_{kr}^3}{W_{kr}}}}_L h_{kr}^{\frac{3}{2}} \quad (III.46)$$

Dalam bentuk umum persamaan debit pada pelimpah ditulis sebagai

$$Q = C_d L H^{\frac{3}{2}} \quad (III.47)$$

dengan Q adalah debit yang melewati pelimpah (m^3/d), C_d adalah koefisien debit, L adalah lebar pelimpah (m), H adalah tinggi air di atas pelimpah, sama dengan kedalaman kritik (m).

III.6.2 Peluap pada bendung

Pada sebuah saluran, dengan kedalaman air semula h (lihat Gambar III.14), karena kebutuhan irigasi, permukaan air saluran perlu dinaikkan. Pada lokasi tertentu dibangun bendung dengan tinggi P (m). Terjadi pembendungan dengan kedalaman air maksimum terjadi sebesar h_{max} (m), akan dihitung besarnya debit bendung yang akan terjadi. Bangunan bendung semacam ini tidak hanya menaikkan muka air di lokasi pembendungan, namun pengaruh kenaikan muka airnya akan merambat sampai jauh ke hulu (jika kemiringan saluran jenis M , landai).

Pada titik A dianggap kejadiannya sama dengan peluap ambang lebar, datar:

$$h_{kr} = \frac{2}{3} E_{skr}$$

disini jarak antara h_{max} dan titik A adalah pendek sehingga $h_f = 0 \rightarrow E_{skr} = E_s$ pada h_{max} . Lihat Gambar III.14:

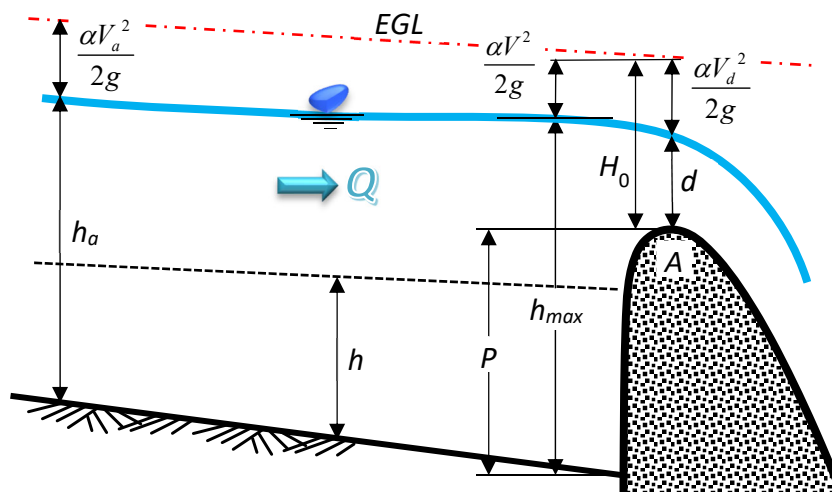
$$h_{kr} = \frac{2}{3} E_s \text{ pada } h_{max} \tag{III.48}$$

atau
$$d = \frac{2}{3} H_0 \tag{III.49}$$

Debit tiap satuan lebar peluap:

$$q = \mu \sqrt{\frac{g}{\alpha}} h_{kr}^{\frac{3}{2}}$$

$$q = \mu \sqrt{\frac{g}{\alpha}} d^{\frac{3}{2}} \tag{III.50}$$



Gambar III.14 Peluap pada bangunan Bendung

Jika P adalah tinggi bendung, maka

$$P + H_0 = h_{max} + \alpha \frac{V^2}{2g} \rightarrow P + H_0 = h_{max} + \alpha \frac{q^2}{2gh_{max}^2} \tag{III.51}$$

Last saved: Sabtu, 23 Mei 2020 06:33:00

$$H_0 = \frac{3}{2}d = \frac{3}{2} \left(\frac{q}{\mu \sqrt{g}} \right)^{\frac{2}{3}} \tag{III.52}$$

Jadi Pers. (III.51) menjadi

$$P + \frac{3}{2} \left(\frac{q}{\mu} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{\alpha}{g} \right)^{\frac{1}{3}} = h_{\max} + \frac{\alpha q^2}{2gh_{\max}^2} \tag{III.53}$$

Tampak bahwa persamaan terakhir merupakan fungsi h_{\max}^3 . Jadi h_{\max} dapat dicari dengan trial dan error dengan menggunakan Pers. (III.53):

$$h_{\max}^3 - \left(P + \frac{3}{2} \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g \mu^2}} \right) h_{\max}^2 + \frac{\alpha q^2}{2g} = 0 \tag{III.54}$$

III.7 Hitungan Profil Aliran

Beberapa metoda untuk melakukan hitungan profil muka air pada PPTB disajikan pada Tabel III.1. Banyak metoda yang lainnya, namun dalam pada Tabel III.1, hanya disajikan yang paling populer.

Tabel III.1 Beberapa Metoda Hitungan Profil Muka Air PPTB

No	Metoda Hitungan	Type Saluran	Rumus V yang dipakai
1	Integrasi grafis	Sembarang bentuk a. flat profile b. steep profile	Chezy Manning
2	BRESSE	Untuk saluran dengan $B = \infty$	Chezy
3	Deret	Untuk saluran dengan $B = \infty$ khusus "flow profile" M_1	Chezy
4	FLAMANT	Untuk saluran persegi	Chezy

III.7.1 Metoda Integrasi Grafis

Persamaan umum PPTB:

$$\frac{dh}{ds} = \frac{i - I}{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{gA^3}} \rightarrow ds = \frac{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{gA^3}}{i - I} dh \tag{III.55}$$

dengan ds adalah jarak antara 2 tampang lintang saluran yang ditinjau (m), dh adalah selisih kedalaman air antara 2 tampang yang ditinjau (m), α adalah koefisien Coriolis, koefisien koreksi tenaga kinetik, Q adalah debit saluran (m^3/d), W adalah lebar muka air (m), g adalah percepatan gravitasi (m/d^2), A adalah luas penampang basah (m^2), i adalah kemiringan dasar saluran, I adalah kemiringan garis energi.

D:\My Stuff\Kuliah\Hidraulika Terapan\Buku Kuliah\Pengaliran Permanen\Tidak Beraturan.docx (845 Kb)

III.7.1.1 Tinjauan tentang kemiringan garis energi, I

Menurut Nagaho Mononobe jika:

1. *Steep Profile*, dipakai rumus kecepatan Manning

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}} \rightarrow I = \frac{n^2 V^2}{R^{\frac{4}{3}}} \rightarrow I = \frac{n^2 Q^2 P^{\frac{4}{3}}}{A^{\frac{10}{3}}}$$

2. *Flat Profile*, dipakai rumus kecepatan Chezy

$$V = C\sqrt{RI} \rightarrow I = \frac{V^2}{C^2 R} \rightarrow I = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3}$$

Karena umumnya metoda ini sulit diselesaikan, maka dikerjakan secara grafis sebagai berikut:

$$ds = F(h)dh \rightarrow S_{1-2} = \int_{h_1}^{h_2} F(h)dh$$

didekati secara grafis, menggunakan rumus luas trapesium, menjadi:

$$S_{1-2} = \sum_1^2 F(h)\Delta h = \{F(h_1) + F(h_2)\} \frac{\Delta h}{2} \quad (III.56)$$

Langkah hitungan:

1. Hitung h_{kr} dan H_n
2. Tentukan bentuk aliran yang terjadi.
3. Tentukan interval Δh dimulai dari kedalaman air (h) batas (tergantung no 2). Makin kecil Δh , makin teliti hasilnya!
4. Hitung $F(h)$ dengan rumus diatas untuk tiap nilai h .
5. Hitung jarak $h_1 - h_2$ yakni S_{1-2} dengan menghitung luas trapesium Pers. (III.56).
6. Lakukan hitungan mulai langkah 4 untuk setiap nilai h

III.7.2 Metoda BRESSE (1860)

Rumus Bresse hanya teliti untuk $B = \infty$. Pengaruh bentuk profil terasa akibatnya pada ketelitian hasil metode BRESSE. Ketelitian hasil terjamin pada profil relatif dangkal (*Flat Profile*)

Rumus PPTB:
$$\frac{dh}{ds} = i \frac{h^3 - H_n^3}{h^3 - h_{kr}^3} \rightarrow ids = \frac{h^3 - h_{kr}^3}{h^3 - H_n^3} dh \quad (III.57)$$

Dari uraian pada sub-bab sebelumnya, Pers. (III.20) dan (III.21) diperoleh korelasi

$$\left. \begin{aligned} H_n^3 &= \frac{\delta q^2}{i} \\ h_{kr}^3 &= \frac{\alpha q^2}{g} \end{aligned} \right\} \begin{aligned} \frac{h_{kr}^3}{H_n^3} &= \frac{\alpha i}{\delta g} \end{aligned} \quad (III.58)$$

Dari Pers. (III.57) dan (III.58) diperoleh korelasi

$$ids = \frac{h^3 - \frac{\alpha i}{\delta g} H_n^3}{h^3 - H_n^3} dh$$

$$ids = \frac{h^3 - H_n^3 + (1 - \frac{\alpha i}{\delta g}) H_n^3}{h^3 - H_n^3} dh$$

$$ids = dh + (1 - \frac{\alpha i}{\delta g}) \frac{dh}{(\frac{h}{H_n})^3 - 1} \quad (III.59)$$

Jika diintegrasikan dengan batas $S_x - S_{max}$ maka:

$$i(S_{max} - S_x) = (h_{max} - h_x) + \left(1 - \frac{\alpha i}{\delta g}\right) H_n \left\{ F\left(\frac{h_{max}}{H_n}\right) - F\left(\frac{h_x}{H_n}\right) \right\}$$

dengan

$$F\left(\frac{h}{H_n}\right) = \int \frac{d\left(\frac{h}{H_n}\right)}{\left(\frac{h}{H_n}\right)^3 - 1} = \frac{1}{6} \ln \frac{\left(\frac{h}{H_n} - 1\right)^2}{\left(\frac{h}{H_n}\right)^2 + \frac{h}{H_n} + 1} + \frac{1}{3} \sqrt{3} \arctan \frac{2\left(\frac{h}{H_n}\right) + 1}{\sqrt{3}} + C$$

Oleh BRESSE dibuat tabel $\Phi\left(\frac{h}{H_n}\right) = -F\left(\frac{h}{H_n}\right)$ maka Rumus BRESSE menjadi:

$$i(S_{max} - S_x) = (h_{max} - h_x) + \left(1 - \frac{\alpha i}{\delta g}\right) H_n \left\{ \Phi\left(\frac{h_x}{H_n}\right) - \Phi\left(\frac{h_{max}}{H_n}\right) \right\} \quad (III.60)$$

$$i(S_{ka} - S_{ki}) = (h_{ka} - h_{ki}) + \left(1 - \frac{\alpha i}{\delta g}\right) H_n \left\{ \Phi\left(\frac{h_{ki}}{H_n}\right) - \Phi\left(\frac{h_{ka}}{H_n}\right) \right\} \quad (III.61)$$

Catatan: Pers. (III.61), arah aliran air kekanan!

III.7.3 Metoda DERET

Rumus PPTB, Pers. (III.59):

$$ids = dh + (1 - \frac{\alpha i}{\delta g}) \frac{dh}{\left(\frac{h}{H_n}\right)^3 - 1}$$

dengan deret didapat bahwa:

$$\frac{1}{x-1} = \frac{1}{x} + \frac{1}{x^2} + \frac{1}{x^3} + \dots$$

sehingga jika $x = \left(\frac{h}{H_n}\right)^3$ diperoleh

$$\frac{1}{\left(\frac{h}{H_n}\right)^3 - 1} = \frac{H_n^3}{h^3} + \frac{H_n^6}{h^6} + \frac{H_n^9}{h^9} + \dots$$

Jika $h > H_n$, maka $\frac{H_n}{h} < 1$ sehingga $\left(\frac{H_n}{h}\right)^9 \approx 0 \rightarrow$ diabaikan, jadi:

$$ids = dh + \left(1 - \frac{\alpha i}{\delta g}\right) \left(\frac{H_n^3}{h^3} + \frac{H_n^6}{h^6}\right) dh$$

Jika diintegrasikan dengan batas $S_x - S_{\max}$ maka rumus deret menjadi:

$$i(S_{\max} - S_x) \approx (h_{\max} - h_x) + \left(1 - \frac{\alpha i}{\delta g}\right) H_n \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{H_n^2}{h_x^2} - \frac{H_n^2}{h_{\max}^2} \right) + \frac{1}{5} \left(\frac{H_n^5}{h_x^5} - \frac{H_n^5}{h_{\max}^5} \right) \right\} \quad (\text{III.62})$$

Catatan: metoda deret berlaku untuk: $B \approx \infty$, $h > H_n$, $i < i_{kr}$ atau khusus profil muka air M_1 .

III.7.4 Metoda FLAMANT

Metoda ini digunakan untuk profil persegi. Rumus PPTB, Pers. (III.13) untuk profil sembarang sebagai berikut:

$$ids = \frac{1 - \frac{\alpha Q^2 W}{g A^3}}{1 - \frac{\delta Q^2 P}{i A^3}} dh$$

Kedalaman air normal, H_n , terjadi jika $\frac{A^3}{P} = \frac{\delta Q^2}{i}$, untuk profil persegi, $A = BH_n$ dan $P = B + 2H_n$

Pada h normal ($= H_n$) maka

$$\frac{(BH_n)^3}{B + 2H_n} = \frac{\delta Q^2}{i} \rightarrow Q^2 = \frac{(BH_n)^3}{B + 2H_n} \frac{i}{\delta}$$

Jadi persamaan PPTB sebagai berikut:

$$ids = \frac{1 - \frac{\alpha}{g B^2 h^3} \frac{B^3 H_n^3}{B + 2H_n} \frac{i}{\delta}}{1 - \frac{(BH_n)^3}{B + 2H_n} \frac{B + 2h}{(Bh)^3}} dh$$

$$ids = \frac{1 - \frac{\alpha i}{\delta g} \frac{B}{B + 2H_n} \left(\frac{H_n}{h}\right)^3}{1 - \frac{B + 2h}{B + 2H_n} \left(\frac{H_n}{h}\right)^3} dh \quad (\text{III.63})$$

Menurut FLAMANT jawaban dari persamaan diatas adalah:

$$i(S_{\max} - S_x) = (h_{\max} - h_x) \left(1 - \frac{m}{9n}\right) + \frac{mH_n}{n} \ln \left(\frac{h_{\max}}{h_x} \frac{H_n + \frac{2}{3}h_x}{H_n + \frac{2}{3}h_{\max}} \right) \quad (\text{III.64})$$

dengan $m = 1 - \frac{\alpha i}{\delta g} \frac{B}{B + 2H_n}$ dan $n = \frac{3B + 4H_n}{B + 2H_n}$

III.7.5 Saluran dengan kemiringan dasar berubah

Pada Gambar III.16 disajikan kasus sebuah saluran yang kemiringan dasarnya berubah, namun debit dan tampangya tetap. Kasus ini disajikan sebagai latihan untuk para mahasiswa agar dapat membiasakan dengan hitungan profil muka air yang dapat terjadi pada saluran. Kasus semacam ini tidak dapat langsung dipahami, namun harus dilatih karena pelbagai kombinasi kemungkinan antara kondisi batas dengan karakteristik saluran. Jika kemungkinan bentuk profil muka air sudah ketemu, maka hitungan kedalaman muka air untuk masing-masing kurva dapat dilakukan secara rinci seperti diuraikan di bawah ini.

Langkah hitungan pada saluran dengan kemiringan dasar (i) berubah:

1. Gambar tampang panjang saluran (lihat Gambar III.16).
2. Hitung h_{kr} dan H_n untuk masing-masing i saluran. Gambar *CDL* (*Critical Depth Line*, h_{kr}) dan *NDL* (*Normal Depth Line*, H_n).
3. Tentukan letak titik/posisi kontrol. Posisi kontrol adalah suatu posisi dimana kedalaman air pada posisi itu diketahui atau dapat diatur. Ada 3 macam posisi kontrol:

III.7.5.1 Posisi Kontrol Hulu (KHu)

- a. Pada saluran curam selalu terjadi posisi kontrol di sebelah hulu, karena pada saluran curam ($i > i_{kr}$) aliran air akan melalui h_{kr} di hulu saluran, kemudian mengikuti kurva S_1 atau S_2 . Jadi h_{kr} dalam hal ini adalah titik kontrol. Walaupun demikian, jika elevasi muka air hilir cukup tinggi, ada kemungkinan berpengaruh pada posisi kontrol hulu.
- b. Pada saluran landai ($i < i_{kr}$) yang panjang dapat terjadi pula posisi kontrol hulu, karena kurva M_1 dan M_2 mendekati *NDL* ($= H_n$) pada hulu saluran.

III.7.5.2 Posisi Kontrol Hilir (KHi)

- a. Pada saluran curam yang panjang, pada sebelah hilir aliran air akan mendekati *NDL*.
- b. Pada saluran landai yang berakhir pada terjun bebas, maka aliran air akan melalui h_{kr} pada ambang terjun.

III.7.5.3 Kontrol Buatan (KB)

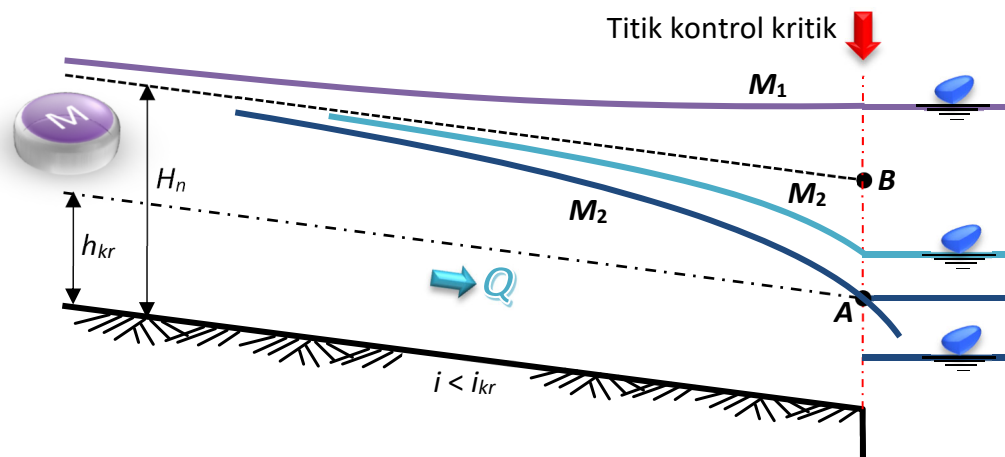
Kontrol jenis ini terjadi pada bangunan-bangunan yang memang dibuat untuk tujuan mengontrol elevasi muka air misalnya dam, bendung, pintu sorong, terjunan dll. Pada bangunan-bangunan tersebut kedalaman air dapat diketahui atau dihitung.

4. Gambar bentuk air muka air dengan menggunakan kurva bentuk aliran yang telah dijelaskan didepan, dimulai dari titik-titik kontrol.
5. Hitung kedalaman air yang terjadi dengan rumus-rumus yang ada.

III.7.5.4 Terjunan

Pada bangunan terjunan, seperti pada peluap ambang lebar maupun bendung, jika terjadi terjun bebas, maka aliran akan menggunakan energi minimum, sehingga terjadi kedalaman air kritis, h_{kr} , pada terjunan. Namun jika, tidak terjun bebas, beberapa kemungkinan akan terjadi, yang dijelaskan pada paragraf berikut.

Pada Gambar III.15, disajikan untuk kasus saluran dengan kemiringan dasar landai, sehingga akan terjadi profil muka air jenis M . Dalam kasus saluran landai maka, gangguan yang terjadi di hilir akan diteruskan ke hulu, oleh karena itu kondisi batas hilir (**KHi**) akan sangat menentukan.

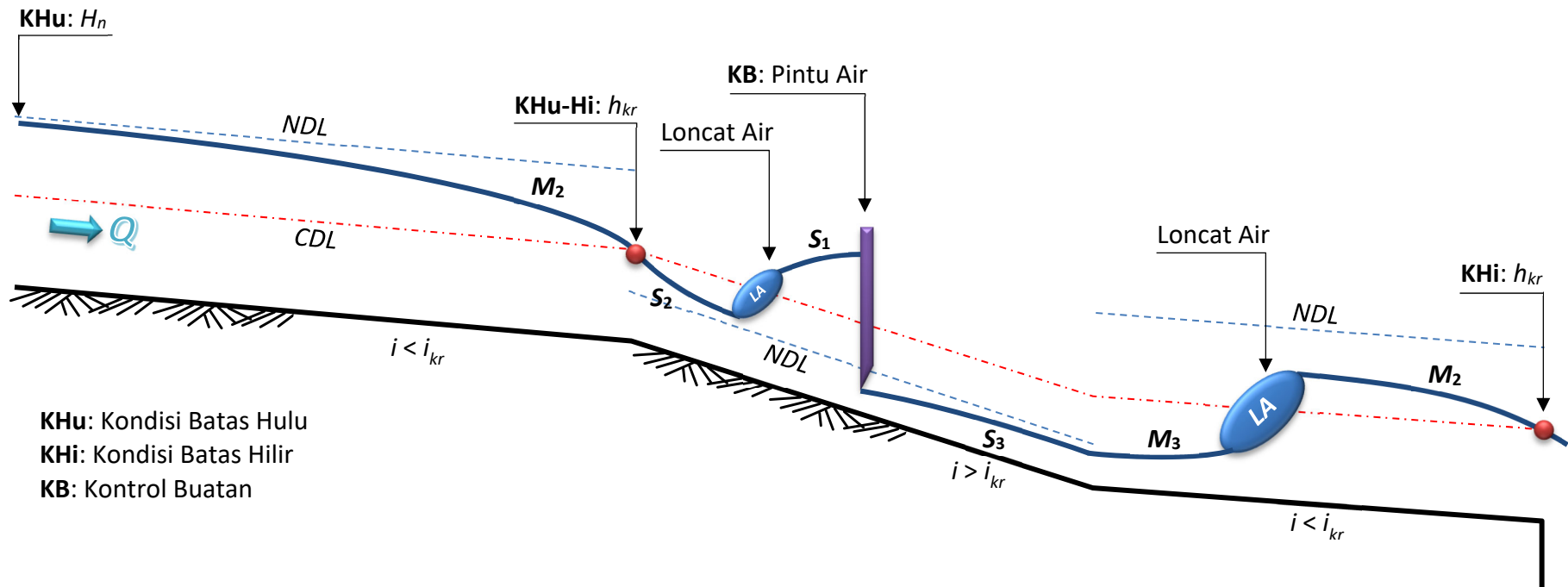


Gambar III.15 Kondisi Batas Hilir (KHi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Landai (M)

Kurva M yang terjadi akan ditentukan **KHi** yaitu elevasi muka air di hilir saluran:

1. Jika elevasi muka air hilir sama dengan atau lebih rendah dari Titik A, maka akan terjadi kurva M_2 dengan ujung hilir pada Titik A (h_{kr}).
2. Jika elevasi muka air hilir di antara Titik A dan B, maka akan terjadi kurva M_2 dengan ujung hilir pada muka air hilir.
3. Jika elevasi muka air hilir di atas Titik B, maka akan terjadi kurva M_1 dengan ujung hilir pada muka air hilir.

Pada Gambar III.17, disajikan untuk kasus saluran dengan kemiringan dasar kritis, sehingga akan terjadi profil muka air jenis C. Dalam kasus saluran kritis, kondisi aliran bergelombang dan tidak stabil, gangguan yang terjadi di hilir maupun hulu akan berpengaruh pada aliran. Kondisi batas hulu dan hilir (**KHu** dan **KHi**) sama-sama menentukan.



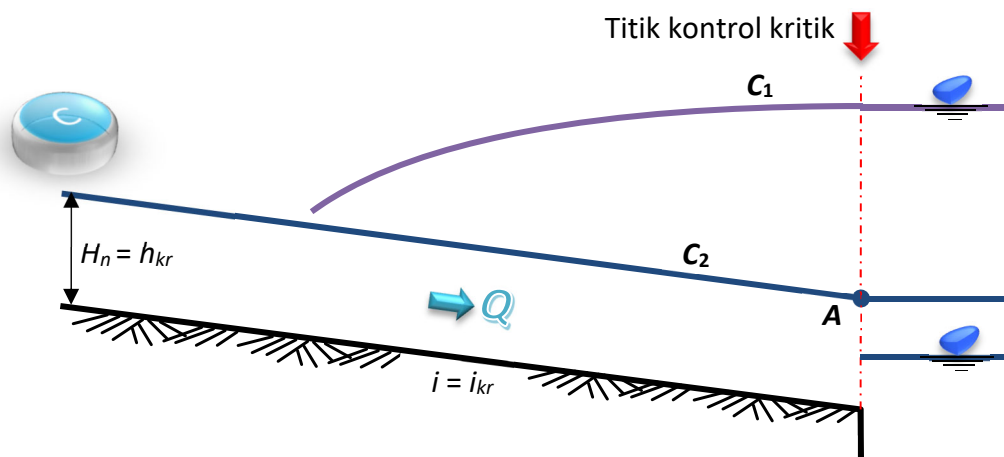
Gambar III.16 Saluran dengan kemiringan dasar i berubah: landai-curam-landai

Last saved: Sabtu, 23 Mei 2020 06:33:00

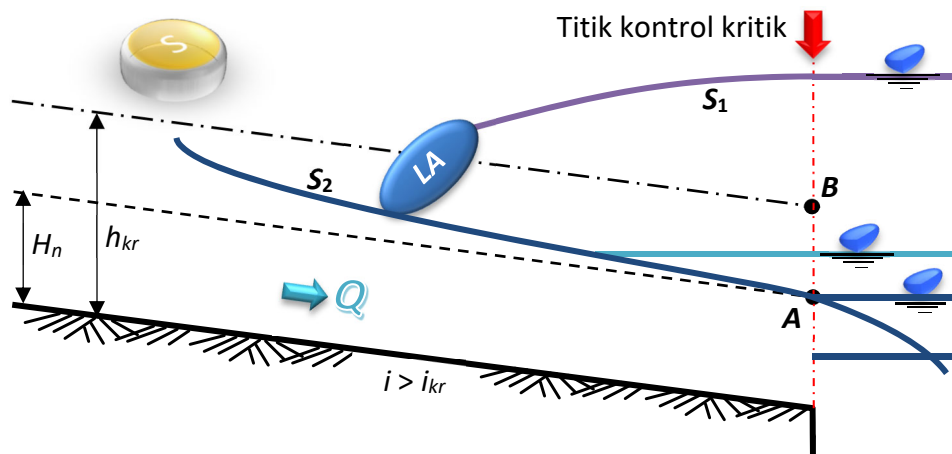
Sebagai ilustrasi Kurva C yang mungkin terjadi:

1. Jika elevasi muka air hilir sama dengan atau lebih rendah dari Titik A, maka akan terjadi kurva C_2 dengan ujung hilir pada Titik A (h_{kr}).
2. Jika elevasi muka air hilir di atas Titik A, maka akan terjadi kurva C_1 dengan ujung hilir pada muka air hilir.

Pada Gambar III.18, disajikan untuk kasus saluran dengan kemiringan dasar curam, sehingga akan terjadi profil muka air jenis S. Dalam kasus saluran curam maka, gangguan yang terjadi di hulu akan diteruskan ke hilir, oleh karena itu kondisi batas hulu (**KHu**) akan sangat menentukan.



Gambar III.17 Kondisi Batas Hilir (KHi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Kritis (C)



Gambar III.18 Kondisi Batas Hilir (KHi) Bangunan Terjunan Kasus Saluran Curam (S)

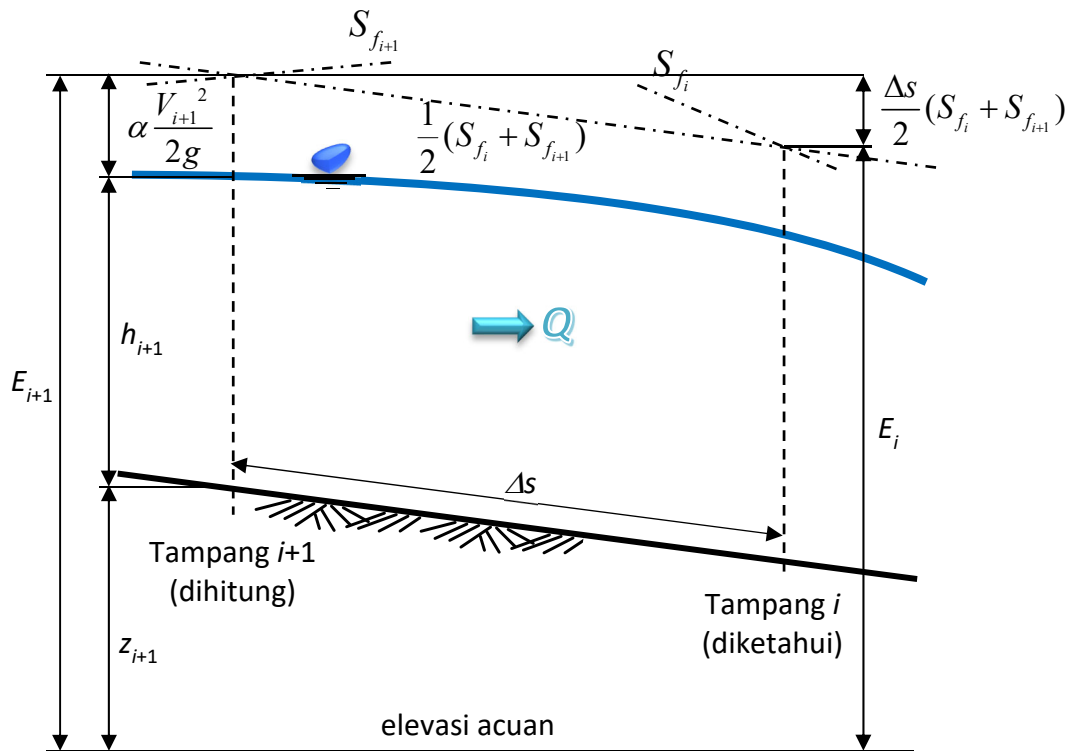
Sebagai ilustrasi Kurva S yang mungkin terjadi:

1. Jika elevasi muka air hilir sama dengan atau lebih rendah dari Titik A, maka tidak akan berpengaruh pada kurva S_2 yang berujung hilir pada Titik A (h_{kr}).
2. Jika elevasi muka air hilir di antara Titik A dan B, maka akan tetap terjadi kurva S_2 dengan muka air hilir mendatar ke hulu.
3. Jika elevasi muka air hilir di atas Titik B, maka akan terjadi kurva S_1 dengan ujung hilir pada muka air hilir.

D:\My Stuff\Kuliah\Hidraulika Terapan\Buku Kuliah\Pengaliran Permanen Tidak Beraturan.docx (845 Kb)

III.8 Metode Standard Step

Pada metode ini selain dapat digunakan pada saluran yang prismaatik, dapat pula digunakan pada sungai alami. Pada metode sebelumnya, jika kedalaman air telah diketahui, maka hitungan jarak Δs (jarak antar h_i dan h_{i+1}) lebih mudah dilakukan. Pada metode ini, jika Δs sudah ditentukan, maka penentuan h_{i+1} dapat dilakukan dengan cara *trial and error*.



Gambar III.19 Konsep hitungan *standard step*

Dalam proses hitungan profil muka air dalam sebuah saluran, hitungan selalu dimulai dari sebuah tampang yang telah diketahui kedalaman airnya atau tinggi energinya. Tinggi energi pada Tampang $i+1$ dapat dinyatakan dengan parameter setempat sebagai

$$E_{i+1} = z_{i+1} + h_{i+1} + \alpha \frac{V_{i+1}^2}{2g} \tag{III.65}$$

namun demikian tinggi energi pada Tampang $i+1$ dapat pula diprediksi/dihitung dari Tampang i yang telah diketahui kedalaman airnya (h_i).

$$E_{i+1} = E_i + \frac{\Delta s}{2}(S_{f_i} + S_{f_{i+1}}) = z_i + h_i + \alpha \frac{V_i^2}{2g} + \frac{\Delta s}{2}(S_{f_i} + S_{f_{i+1}}) \tag{III.66}$$

Karena yang dihitung adalah tinggi energi di lokasi yang sama, maka seharusnya nilai yang diperoleh dari kedua persamaan di atas harus sama. Namun demikian akan terdapat perbedaan dari kedua cara hitungan di atas yang seharusnya tidak terjadi. Oleh karena itu bila terdapat perbedaan harus dikoreksi sehingga perbedaan tersebut makin lama mengecil atau mendekati nol.

Akan diselidiki perubahan selisih tersebut terhadap perubahan h_{i+1} . Perlu diingat bahwa setiap variabel pada Tampang i telah diketahui sehingga:

$$\Delta E_{i+1} = \underbrace{z_{i+1} + h_{i+1} + \alpha \frac{V_{i+1}^2}{2g}}_{H_2} - \underbrace{\left(z_i + h_i + \alpha \frac{V_i^2}{2g} \right) + \frac{\Delta s}{2} (S_{f_i} + S_{f_{i+1}})}_{H_1} \tag{III.67}$$

diperoleh korelasi sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \frac{dE_{i+1}}{dh_{i+1}} &= \frac{d}{dh_{i+1}} \left(h_{i+1} + \alpha \frac{V_{i+1}^2}{2g} - \frac{\Delta s}{2} S_{f_{i+1}} \right) \\ \frac{dE_{i+1}}{dh_{i+1}} &= 1 + \alpha \frac{V_{i+1}}{g} \frac{dV}{dh_{i+1}} - \frac{\Delta s}{2} \frac{dS_{f_{i+1}}}{dh_{i+1}} = 1 + \alpha \frac{V_{i+1}}{g} \frac{d(QA^{-1})}{dh_{i+1}} - \frac{\Delta s}{2} \frac{dS_{f_{i+1}}}{dh_{i+1}} \\ &= 1 - \alpha \frac{V_{i+1}}{g} \frac{Q}{A^2} \frac{dA}{dh_{i+1}} - \frac{\Delta s}{2} \frac{dS_{f_{i+1}}}{dh_{i+1}} = 1 - \alpha \frac{V_{i+1}}{g} \frac{Q}{A^2} W - \frac{\Delta s}{2} \frac{dS_{f_{i+1}}}{dh_{i+1}} \\ \frac{dE_{i+1}}{dh_{i+1}} &= 1 - Fr_{i+1}^2 - \frac{\Delta s}{2} \frac{dS_{f_{i+1}}}{dh_{i+1}} \text{ dengan } Fr_{i+1}^2 = \left(\frac{V^2}{g \frac{A}{\alpha W}} \right)_{i+1} \end{aligned} \tag{III.68}$$

dengan E adalah energi total (m), h adalah kedalaman air (m), α adalah koefisien koreksi tenaga kinetik, V adalah kecepatan rerata tampang (m/d), Δs adalah jarak antar tampang (m), S_f adalah kemiringan garis energi, Q adalah debit saluran (m³/d), A adalah luas tampang basah (m²), W adalah lebar muka air (m), Fr adalah bilangan Froude.

Nilai S_f pada persamaan di atas tergantung oleh persamaan kecepatan yang digunakan.

III.8.1 Persamaan Manning

Untuk persamaan Manning, $Q = A \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{S_f} \rightarrow S_f = \frac{n^2 Q^2}{A^2 R^{4/3}} = n^2 Q^2 \frac{P^{4/3}}{A^{10/3}}$, kemudian

$$\begin{aligned} \frac{dS_f}{dh} &= n^2 Q^2 \frac{d}{dh} \left(\frac{P^{4/3}}{A^{10/3}} \right) = n^2 Q^2 \left(\frac{\frac{4}{3} A^{10/3} P^{1/3} \frac{dP}{dh} - \frac{10}{3} A^{7/3} P^{4/3} \frac{dA}{dh}}{A^{20/3}} \right) \\ &= n^2 Q^2 \frac{P^{4/3}}{A^{10/3}} \left(\frac{4A^{10/3} P^{-1} \frac{dP}{dh} - 10A^{7/3} W}{3A^{10/3}} \right) \\ &= S_f \left(\frac{4R \frac{dP}{dh} - 10W}{3A} \right) = -S_f \left(\frac{10W - 4R \frac{dP}{dh}}{3A} \right) \\ \frac{dE_{i+1}}{dh_{i+1}} &= 1 - Fr_{i+1}^2 + \frac{\Delta s}{2} S_f \left(\frac{10W - 4R \frac{dP}{dh}}{3A} \right) = 1 - Fr_{i+1}^2 + \left(\frac{5W - 2R \frac{dP}{dh}}{3A} \right)_{i+1} S_{f_{i+1}} \Delta s \end{aligned} \tag{III.69}$$

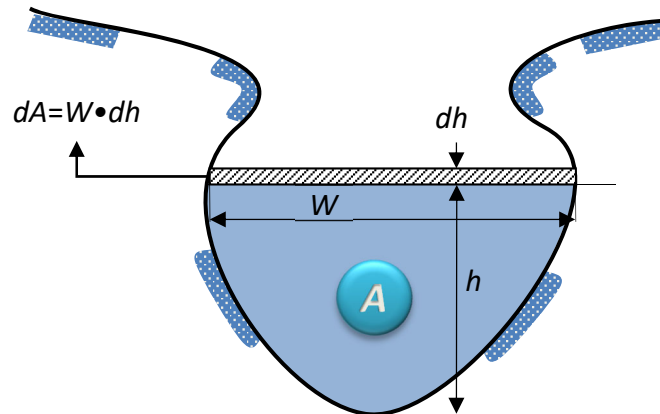
III.8.2 Persamaan Chezy

Untuk persamaan Chezy, $Q = AC\sqrt{RS_f} \rightarrow S_f = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3}$, kemudian

$$\begin{aligned} \frac{dS_f}{dh} &= \frac{Q^2}{C^2} \frac{d}{dh} \left(\frac{P}{A^3} \right) = \frac{Q^2}{C^2} \left(\frac{A^3 \frac{dP}{dh} - 3A^2 P \frac{dA}{dh}}{A^6} \right) \\ &= \frac{Q^2}{C^2 A^3} \left(\frac{A \frac{dP}{dh} - 3PW}{A} \right) = \frac{Q^2 P}{C^2 A^3} \left(\frac{R \frac{dP}{dh} - 3W}{A} \right) \\ \frac{dS_f}{dh} &= S_f \left(\frac{R \frac{dP}{dh} - 3W}{A} \right) = -S_f \left(\frac{3W - R \frac{dP}{dh}}{A} \right) \\ \frac{dE_{i+1}}{dh_{i+1}} &= 1 - Fr_{i+1}^2 + \frac{\Delta s}{2} S_f \left(\frac{3W - R \frac{dP}{dh}}{A} \right)_{i+1} = 1 - Fr_{i+1}^2 + \left(\frac{3W - R \frac{dP}{dh}}{2A} \right)_{i+1} S_{f_{i+1}} \Delta s \quad (III.70) \end{aligned}$$

III.8.3 Nilai $\frac{dP}{dh}$ untuk berbagai tampang sungai

Untuk sungai alami dianggap nilai $\frac{dP}{dh} \approx 2$, untuk persegi panjang nilai $\frac{dP}{dh} = 2$, untuk tampang trapesium nilai $\frac{dP}{dh} = 2\sqrt{1+m^2}$, dengan m adalah kemiringan tebing saluran $h:v$.



Gambar III.20 Perubahan keliling basah (P) karena perubahan kedalaman air (dh)

III.8.4 Langkah Hitungan

Rumus di atas dapat ditulis menjadi lebih sederhana sebagai berikut:

$$dh_{i+1} = \frac{dE_{i+1}}{1 - Fr_{i+1}^2 + G_{i+1} S_{f_{i+1}} \Delta s} \quad (III.71)$$

dengan nilai G_{i+1} untuk persamaan Manning adalah

$$G_{i+1} = \left(\frac{5W - 2R \frac{dP}{dh}}{3A} \right)_{i+1} \quad (III.72)$$

untuk persamaan Chezy adalah

$$G_{i+1} = \left(\frac{3W - R \frac{dP}{dh}}{2A} \right)_{i+1} \quad (III.73)$$

Menurut Henderson¹ persamaan yang digunakan dapat disederhanakan menjadi

$$G_{i+1} = \left(\frac{3P}{2A} \right)_{i+1} \quad (III.74)$$

Hitungan dimulai dengan

1. Coba nilai h_{i+1} dan hitung $\Delta h = h_{i+1} - h_i$
2. Hitung A , W , P , R , Fr , S_f , dan G dari Tampang $i+1$ saluran
3. Hitung $\Delta h_{baru} = \frac{\Delta h_{lama}}{1 - Fr_{i+1}^2 + G_{i+1} S_{f_{i+1}} \Delta s}$
4. Hitung $h_{baru} = h_{lama} - \Delta h_{baru}$
5. Ulangi Langkah 2 sampai dengan 4 sampai $\Delta h \approx 0$

III.8.5 Permulaan Hitungan

Hitungan harus dimulai dari kondisi batas hulu maupun hilir yang sesuai dengan permasalahan di lapangan, kemudian dilanjutkan ke arah hilir maupun hulu sesuai dengan karakteristik profil permukaan air sepanjang sungai atau saluran.

¹ Lihat Per. (5-24), halaman 143, dalam buku *Open Channel Flow* oleh F.M. Henderson, 1966, MacMillan Publishing Co., Inc., New York.