

tepat (Ref.3). Dalam buku ini kita hanya akan meninjau kanal-kanal dengan penampang segiempat apabila menggunakan persamaan ini.

10.4 Aliran Kanal dengan Kedalaman Seragam



V10.2 Kanal-kanal yang bersatu.

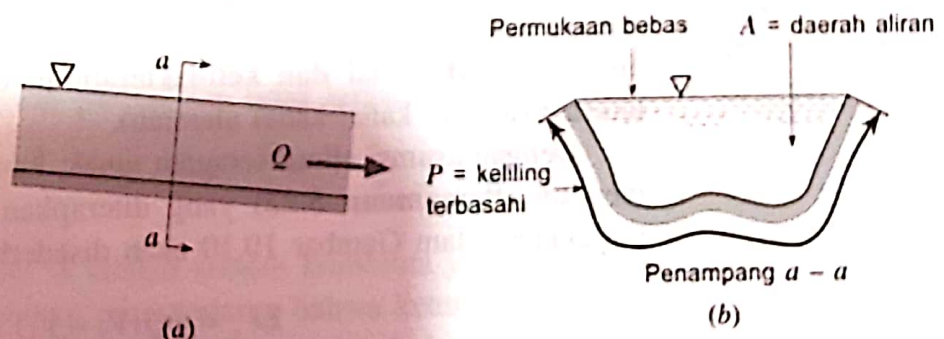
Untuk aliran dengan kedalaman seragam, kerugian energi potensial sama dengan energi yang hilang oleh gesekan.

Banyak kanal didesain untuk membawa fluida dengan kedalaman seragam di seluruh panjangnya. Kanal-kanal irigasi seringkali memiliki kedalaman dan penampang seragam yang sangat panjang. Kanal-kanal alamiah seperti sungai dan anak-anak sungai jarang berbentuk seragam, meskipun suatu perkiraan yang memadai atas laju aliran pada kanal-kanal demikian seringkali dapat diperoleh dengan mengasumsikan aliran seragam. Dalam subbab ini kita akan membahas berbagai aspek dari aliran-aliran yang demikian itu.

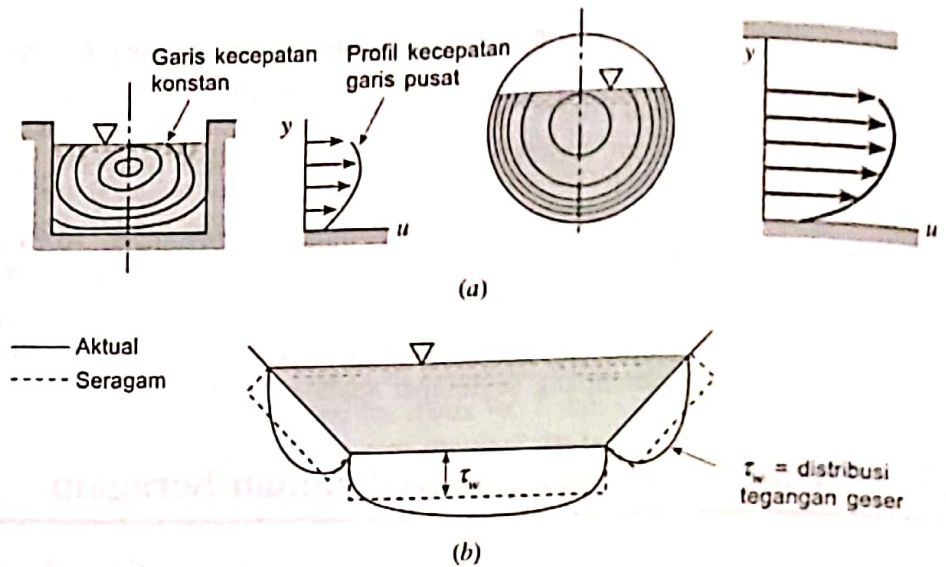
Aliran dengan kedalaman seragam ($dy/dx = 0$) dapat diperoleh dengan mengatur kemiringan dasar kanal, S_0 , sehingga kemiringan itu tepat sama dengan kemiringan garis energi, S_f . Artinya $S_0 = S_f$. Hal ini dapat dilihat dari Persamaan 10.14. Dari sudut pandang energi, aliran dengan kedalaman seragam dicapai melalui kesetimbangan antara kehilangan energi potensial oleh fluida selagi mengalir menuruni bukit dan energi yang hilang oleh efek viskos (kerugian head) yang berkaitan dengan tegangan geser di seluruh fluida. Kesimpulan yang sama dapat diperoleh dari suatu analisis keseimbangan gaya seperti dibahas dalam subbab berikut.

10.4.1 Pendekatan Aliran Seragam

Kita meninjau fluida yang mengalir di dalam sebuah kanal-terbuka dengan bentuk dan ukuran penampang yang konstan sehingga kedalaman dari aliran tetap konstan seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 10.8. Luas dari penampang adalah A dan keliling terbasahi (*wetted perimeter*) (yaitu panjang dari keliling pada penampang yang bersentuhan langsung dengan fluida) adalah P . Interaksi antara fluida dan atmosfer pada permukaan bebas diasumsikan dapat diabaikan sehingga bagian dari keliling ini tidak disertakan dalam definisi keliling terbasahi.



■ GAMBAR 10.8 Aliran seragam dalam kanal-terbuka.



■ G A M B A R 10.9 Distribusi kecepatan dan tegangan geser pada kanal-terbuka: (a) distribusi kecepatan pada seluruh penampang, (b) distribusi tegangan geser pada keliling terbasahi.

Karena fluida harus mengikuti permukaan padat, distribusi kecepatan aktual dalam sebuah kanal-terbuka tidak seragam. Beberapa profil kecepatan yang diukur pada kanal-kanal dengan berbagai bentuk ditunjukkan dalam Gambar 10.9a. Kecepatan maksimum sering dijumpai agak di bawah permukaan bebas, dan kecepatan fluida nol pada keliling terbasahi, di mana suatu tegangan geser dinding, τ_w , terbentuk. Tegangan geser ini jarang seragam sepanjang keliling terbasahi, dengan variasi yang khas ditunjukkan dalam Gambar 10.9b.

Tegangan geser dinding bekerja pada keliling terbasahi dari kanal.

Untungnya, hasil-hasil analitis yang memadai dapat diperoleh dengan mengasumsikan sebuah profil kecepatan yang seragam, V , dan sebuah tegangan geser dinding konstan, τ_w . Asumsi serupa juga dilakukan untuk aliran pipa (Bab 8), terhadap faktor gesekan yang digunakan untuk memperoleh kerugian head.

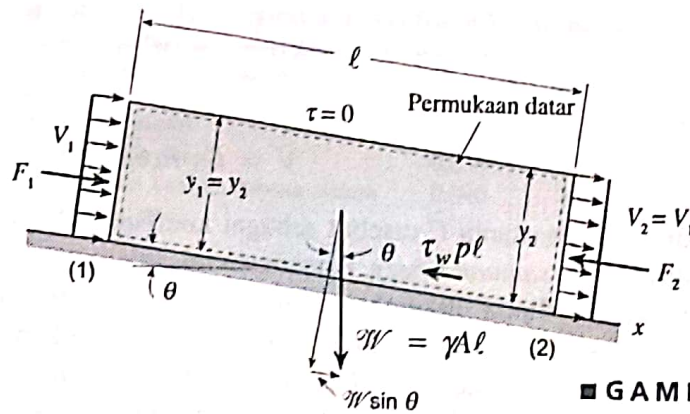
10.4.2 Persamaan-persamaan Chezy dan Manning

Persamaan-persamaan untuk menentukan laju aliran seragam dalam kanal-kanal-terbuka diturunkan ratusan tahun yang lalu. Peningkatan terus-menerus telah dilakukan untuk mendapatkan nilai-nilai yang lebih baik terhadap koefisien-koefisien empiris yang terlibat. Hasilnya adalah suatu persamaan semiempiris yang memberikan hasil-hasil yang memadai untuk keperluan rekayasa keteknikan. Analisis yang lebih terperinci lagi mungkin tidak bisa dijamin akan didapatkan karena kompleksitas dan ketidakpastian dari geometri aliran (bentuk kanal dan ketidakaturan dari keliling yang terbasahi, khususnya pada kanal-kanal alamiah).

Dengan asumsi aliran seragam tunak, komponen x dari persamaan momentum (Persamaan 5.22) yang diterapkan pada volume atur yang ditunjukkan dalam Gambar 10.10 akan disederhanakan menjadi

$$\Sigma F_x = \rho Q(V_2 - V_1) = 0$$

karena $V_1 = V_2$. Tidak terdapat percepatan pada fluida, dan fluks momentum



■ GAMBAR 10.10 Volume atur untuk aliran seragam pada kanal terbuka.

melewati penampang (1) sama dengan yang melewati penampang (2). Aliran tersebut diatur hanya oleh kesetimbangan antara gaya-gaya dalam arah aliran. Jadi $\Sigma F_x = 0$ atau

$$F_1 - F_2 - \tau_w P \ell + \mathcal{W} \sin \theta = 0 \quad (10.15)$$

di mana F_1 dan F_2 adalah gaya-gaya tekanan hidrostatis sepanjang masing-masing sisi volume atur. Karena aliran berada pada kedalaman yang seragam ($y_1 = y_2$), maka $F_1 = F_2$ sehingga kedua gaya ini tidak berkontribusi pada kesetimbangan gaya. Suku $\mathcal{W} \sin \theta$ adalah komponen berat fluida yang bekerja pada arah turun dari kemiringan, dan $\tau_w P \ell$ adalah gaya geser pada fluida, yang bekerja pada arah naik dari kemiringan sebagai hasil dari interaksi antara air dan keliling terbasahi dari kanal. Jadi Persamaan 10.15 menjadi

$$\tau_w = \frac{\mathcal{W} \sin \theta}{P \ell} = \frac{\mathcal{W} S_0}{P \ell}$$

di mana kita telah menggunakan perkiraan bahwa $\sin \theta \approx \tan \theta = S_0$, karena kemiringan dasar kanal biasanya sangat kecil ($S_0 \ll 1$). Karena $\mathcal{W} = \gamma A \ell$ dan jari-jari hidrolis didefinisikan sebagai $R_h = A/P$, persamaan kesetimbangan gaya menjadi

$$\tau_w = \frac{\gamma A \ell S_0}{P \ell} = \gamma R_h S_0 \quad (10.16)$$

Kebanyakan aliran-aliran kanal-terbuka turbulen dan bukan laminar. Pada kenyataannya, bilangan Reynoldnya sangat besar, jauh di atas nilai transisi dan masuk sepenuhnya pada daerah turbulen. Seperti yang dibahas dalam Bab 8, untuk aliran-aliran pipa dengan bilangan Reynolds sangat besar (aliran turbulen seluruhnya), faktor gesekan, f , didapati tidak tergantung pada bilangan Reynolds, hanya tergantung pada kekasaran relatif dari permukaan pipa. Untuk kasus yang demikian, tegangan geser dinding sebanding dengan tekanan dinamika, $\rho V^2/2$, dan tidak tergantung pada viskositas. Artinya,

$$\tau_w = K \rho \frac{V^2}{2}$$

di mana K adalah sebuah konstanta yang tergantung pada kekasaran pipa.

Bukan tak beralasan bahwa ketergantungan tegangan geser yang sama terjadi pada aliran-aliran kanal-terbuka dengan bilangan Reynolds yang besar. Dalam situasi seperti itu, Persamaan 10.16 menjadi

Pada kedalaman seragam, aliran kanal diatur oleh kesetimbangan antara gesekan dan berat.

$$Kp \frac{V^2}{2} = \gamma R_h S_0$$

atau

$$V = C \sqrt{R_h S_0} \quad (10.17)$$

di mana konstanta C disebut sebagai koefisien Chezy dan Persamaan 10.17 disebut *Persamaan Chezy*. Persamaan ini, salah satu yang tertua dalam bidang mekanika fluida, dikembangkan pada tahun 1786 oleh A. Chezy (1718 - 1798), seorang insinyur Prancis yang mendesain kanal-kanal suplai air kota Paris. Nilai dari koefisien Chezy, yang harus ditentukan dengan eksperimen, bukannya tak berdimensi, namun memiliki dimensi (panjang)^{1/2} per waktu (akar dari satuan percepatan).

Dari serangkaian percobaan, didapati bahwa ketergantungan kemiringan pada Persamaan 10.17 ($V \sim S_0^{1/2}$) cukup beralasan, tetapi ketergantungan terhadap jari-jari hidrolis sebenarnya tidak seperti yang diberikan. Pada tahun 1889, R. Manning (1816-1897), seorang insinyur Irlandia, mengembangkan persamaan modifikasi berikut untuk aliran kanal-terbuka untuk lebih akurat lagi menggambarkan ketergantungan R_h :

$$V = \frac{R_h^{2/3} S_0^{1/2}}{n} \quad (10.18)$$

Persamaan Manning digunakan untuk memperoleh kecepatan atau laju aliran dalam kanal-terbuka.

Persamaan 10.18 disebut sebagai *Persamaan Manning*, dan parameter n adalah koefisien hambatan Manning. Nilainya tergantung pada material permukaan dari keliling terbasahi kanal dan diperoleh dari eksperimen. Koefisien ini bukannya tak berdimensi, namun mempunyai satuan s/m^{1/3} atau s/ft^{1/3}.

Seperti dibahas di dalam Bab 7, korelasi apapun harus dinyatakan dalam bentuk tak berdimensi, dengan koefisien yang muncul adalah koefisien tak berdimensi, seperti faktor gesekan pada aliran pipa atau koefisien *drag* pada aliran yang melewati benda. Jadi, Persamaan 10.18 harus dinyatakan dalam bentuk tak berdimensi. Sayangnya, persamaan Manning digunakan sangat luas dan telah digunakan demikian lamanya sehingga persamaan tersebut terus digunakan dalam bentuknya yang berdimensi, dengan koefisien n yang bukan tak berdimensi. Nilai-nilai dari n yang dijumpai dalam literatur (seperti Tabel 10.1) dikembangkan untuk satuan SI. Praktek standar adalah dengan menggunakan nilai n yang sama apabila menggunakan sistem satuan BG, dan dengan menyisipkan faktor konversi ke dalam persamaan.

Jadi aliran seragam di dalam kanal-terbuka diperoleh dari persamaan Manning yang ditulis sebagai

$$V = \frac{\kappa}{n} R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (10.19)$$

dan

$$Q = \frac{\kappa}{n} A R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (10.20)$$

di mana $\kappa = 1$ jika satuan SI digunakan, dan $\kappa = 1,49$ jika satuan BG yang digunakan. Nilai 1,49 adalah akar pangkat tiga dari bilangan feet per meter: $(3,281 \text{ ft/m})^{1/3} = 1,49$. Jadi dengan R_h dalam meter, A dalam m², dan $\kappa = 1$, kecepatan rata-ratanya m/s dan laju aliran m³/s. Dengan R_h dalam feet, A dalam ft², dan $\kappa = 1,49$, kecepatan rata-rata adalah ft/s dan laju aliran ft³/s.

■ TABEL 10.1 Nilai dari koefisien Manning, n (Ref. 6)

Keliling Terbasahi	n	Keliling Terbasahi	n
A. Kanal alami		D. Kanal lurus buatan	
Rata dan lurus	0,030	Gelas	0,010
Lamban dengan lubang dalam	0,040	Kuningan	0,011
Sungai besar	0,035	Baja, mulus	0,012
B. Laluan banjir		Baja, dicat	0,014
Padang rumput	0,035	Baja, ditempa	0,015
Padang ilalang	0,050	Besi tuang	0,013
Semak belukar	0,075	Beton, sudah selesai	0,012
Pepohonan	0,15	Beton, belum selesai	0,014
C. Kanal tanah berlubang		Kayu	0,012
Bersih	0,022	Ubin keramik	0,014
Berkerikil	0,025	Batu bara	0,015
Berumput/tumbuhan	0,030	Aspal	0,016
Berbatu, kerakal	0,035	Metal korugasi	0,022
		Susunan batu kali	0,025

Nilai-nilai khas dari koefisien Manning ditunjukkan dalam Tabel 10.1. Seperti yang diperkirakan, semakin kasar keliling yang terbasahi, semakin besar nilai n . Sebagai contoh, kekasaran dari permukaan laluan banjir meningkat dari kondisi padang rumput, ilalang, dan pepohonan. Demikian juga nilai koefisien Manning yang bersesuaian. Nilai yang tepat dari n seringkali sulit diperoleh. Kecuali untuk permukaan kanal yang sengaja dibuat seperti pada kanal-kanal atau saluran baru, struktur permukaan kanal bisa jadi sangat kompleks dan bervariasi. Ini adalah berbagai metode yang digunakan untuk memperoleh perkiraan yang memadai dari nilai n untuk situasi tertentu yang diberikan (Ref. 5). Untuk tujuan dari buku ini, nilai-nilai dari Tabel 1 sudah mencukupi. Perhatikan bahwa kesalahan (*error*) dalam Q berbanding langsung terhadap kesalahan dalam n . Suatu kesalahan 10% dalam nilai n akan menghasilkan kesalahan 10% dalam laju aliran. Banyak upaya telah dilakukan untuk memperoleh perkiraan terbaik dari n , dengan berbagai tabel nilai yang meliputi berbagai ragam permukaan (Ref. 7). Perlu diperhatikan bahwa nilai n yang diberikan dalam Tabel 10.1 hanya berlaku untuk air sebagai fluida yang mengalir.

Baik faktor gesekan pada aliran pipa dan koefisien Manning pada aliran kanal adalah parameter yang berkaitan dengan tegangan geser dinding terhadap permukaan yang membatasi. Jadi berbagai hasil yang menggambarkan n dalam suku yang ekuivalen dengan faktor gesekan pipa, f , dan kekasaran permukaan, ϵ (Ref. 8). Untuk keperluan kita, akan digunakan nilai-nilai n dari Tabel 10.1

10.4.3 Contoh-contoh Kedalaman Seragam

Berbagai hasil-hasil yang menarik dan berguna dapat diperoleh dari persamaan Manning. Contoh-contoh berikut mengilustrasikan beberapa hal tersebut.

Parameter utama yang terlibat dalam aliran kanal-terbuka dengan kedalaman seragam adalah ukuran dan bentuk dari penampang kanal (A , R_h), kemiringan dari dasar kanal (S_0), karakteristik dari material pada dasar dan dinding-dinding kanal (n), dan kecepatan rata-rata atau laju aliran (V atau



V10.3 Aliran kanal seragam

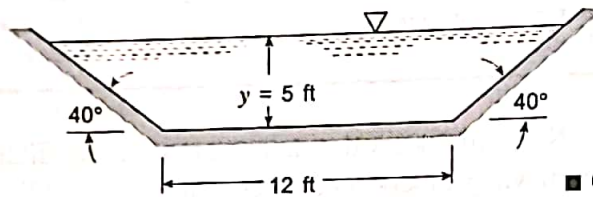
Nilai dari koefisien Manning tergantung pada sifat dari permukaan kanal.

Q). Meskipun persamaan Manning adalah persamaan yang agak sederhana, kemudahan dalam penggunaannya sebagian tergantung pada variabel mana yang diketahui dan yang mana akan ditentukan.

Penentuan dari laju aliran dari kanal yang ditentukan dengan aliran pada kedalaman yang diberikan (sering disebut sebagai *laju aliran normal* untuk *kedalaman normal*, kadang-kadang disimbolkan dengan y_n) diperoleh dari suatu perhitungan langsung seperti ditunjukkan pada Contoh 10.3

CONTOH 10.3

Air mengalir dalam kanal dengan penampang berbentuk trapesium seperti ditunjukkan pada Gambar C10.3. Dasarnya menurun 1,4 ft setiap panjang 1000 ft. Tentukan laju aliran jika kanal diratakan dengan beton mulus yang licin, atau jika tumbuh-tumbuhan menutupi keliling terbasahnya. Tentukan bilangan Froude untuk setiap kasus aliran ini.



■ GAMBAR C10.3

PENYELESAIAN

Dari Persamaan 10.20

$$Q = \frac{1,49}{n} AR_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

di mana kita telah menggunakan $\kappa = 1,49$, karena dimensinya diberikan dalam satuan BG. Untuk kedalaman $y = 5$ ft, luas aliran adalah

$$A = 12 \text{ ft} (5 \text{ ft}) + 5 \text{ ft} \left(\frac{5}{\tan 40^\circ} \text{ ft} \right) = 89,8 \text{ ft}^2$$

sehingga dengan keliling terbasahi $P = 12 \text{ ft} + 2(5/\sin 40^\circ \text{ ft}) \approx 27,6 \text{ ft}$, jari-jari hidroliknya ditentukan sebesar $R_h = A/P = 3,25 \text{ ft}$. Perhatikan bahwa meskipun kanal cukup lebar (lebar permukaan bebasnya 23,9 ft), jari-jari hidroliknya hanya 3,25 ft, yang kurang dari kedalamannya.

Jadi dengan $S_0 = 1,4 \text{ ft} / 1000 \text{ ft} = 0,0014$, Persamaan 1 menjadi

$$Q = \frac{1,49}{n} (89,8 \text{ ft}^2)(3,25 \text{ ft}^2)^{2/3} (0,0014)^{1/2} = \frac{10,98}{n}$$

di mana Q dalam ft^3/s .

Dari Tabel 10.1, nilai n diperkirakan sebesar $n = 0,012$ untuk beton licin dan $n = 0,030$ untuk kondisi tertutup tumbuh-tumbuhan. Jadi

$$Q \approx \frac{10,98}{0,012} = 915 \text{ cfs} \quad (\text{Jawaban})$$

untuk dinding dari beton baru, dan

$$Q = \frac{10,98}{0,030} = 366 \text{ cfs} \quad (\text{Jawaban})$$

jika tertutup tumbuh-tumbuhan. Kecepatan rata-rata yang bersesuaian,

$V = Q/A$, masing-masing adalah 10,2 ft/s dan 4,08 ft/s. Perhatikan bahwa tidak diperlukan kemiringan yang sangat tajam untuk kecepatan ini ($S_0 = 0,0014$ atau $\theta = \tan^{-1}(0,0014) = 0,080^\circ$).

Perhatikan bahwa kekasaran yang meningkat menyebabkan penurunan laju aliran. Hal ini mengindikasikan bahwa untuk aliran turbulen, tegangan geser dinding meningkat dengan meningkatnya kekasaran permukaan [Untuk air 50°F, bilangan Reynolds berdasarkan jari-jari hidrolis kanal sebesar 3,25 ft adalah $Re = R_h V/\nu = 3,25 \text{ ft} (4,08 \text{ ft/s}) / (1,41 \times 10^{-5} \text{ ft}^2/\text{s}) = 9,40 \times 10^5$, yang masuk sepenuhnya ke dalam daerah turbulen.]

Bilangan Froude berdasarkan kedalaman maksimum untuk kedua aliran dapat ditentukan dengan $Fr = V/(gy)^{1/2}$. Untuk kasus beton baru

$$Fr = \frac{10,2 \text{ ft/s}}{(32,2 \text{ ft/s}^2 \times 5 \text{ ft})^{1/2}} = 0,804 \quad (\text{Jawaban})$$

sementara untuk kasus tertutup tumbuh-tumbuhan

$$Fr = \frac{4,08 \text{ ft/s}}{(32,2 \text{ ft/s}^2 \times 5 \text{ ft})^{1/2}} = 0,322 \quad (\text{Jawaban})$$

Pada kedua kasus alirannya subkritis.

Hasil yang sama akan diperoleh untuk kanal tersebut, jika ukurannya diberikan dalam meter. Kita tetap menggunakan nilai n yang sama, namun $\kappa = 1$ untuk satuan SI.

Dalam beberapa situasi, suatu metode coba-coba atau iterasi harus dilakukan untuk mencari penyelesaian variabel terikatnya. Hal ini sering ditemukan ketika laju aliran, kemiringan kanal dan material kanal diberikan, dan kedalaman aliran akan ditentukan seperti diilustrasikan dalam contoh berikut.

CONTOH 10.4

Air mengalir di dalam kanal seperti ditunjukkan dalam Gambar C10.3 dengan laju aliran $Q = 10,0 \text{ m}^3/\text{s}$. Jika kanal tersebut ditutupi oleh tumbuh-tumbuhan, tentukan kedalaman aliran.

PENYELESAIAN

Dalam hal ini baik luas aliran maupun jari-jari hidrolisnya tidak diketahui, meskipun keduanya dapat dinyatakan dalam bentuk y , sebagai

$$A = 1,19y^2 + 3,66y$$

di mana lebar dasar adalah $(12 \text{ ft})(1 \text{ m}/3,281 \text{ ft}) = 3,66 \text{ m}$ dan A serta y masing-masing dinyatakan dalam meter kuadrat dan meter. Demikian pula, keliling terbasahi adalah

$$P = 3,66 + 2\left(\frac{y}{\sin 40^\circ}\right) = 3,11y + 3,66$$

sehingga

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{1,19y^2 + 3,66y}{3,11y + 3,66}$$

di mana R_h dan y dalam meter. Jadi, dengan $n = 0,030$ (dari Tabel 10.1), Persamaan 10.20 dapat dituliskan sebagai

$$Q = 10 = \frac{K}{n} AR_h^{2/3} S_0^{1/2}$$

$$= \frac{1,0}{0,30} (1,19y^2 + 3,66y) \left(\frac{1,19y^2 + 3,66y}{3,11y + 3,66} \right)^{2/3} (0,0014)^{1/2}$$

yang dapat disusun kembali sehingga membentuk

$$(1,19y^2 + 3,66y)^5 - 515(3,11y + 3,66)^2 = 0 \quad (1)$$

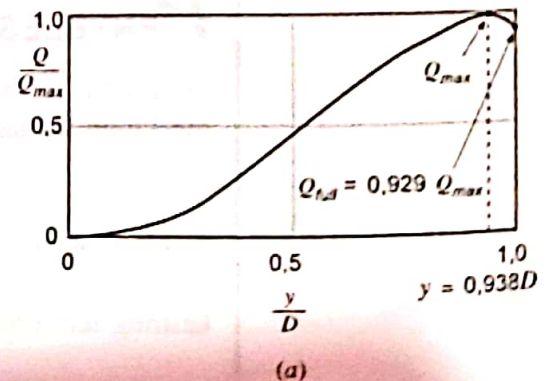
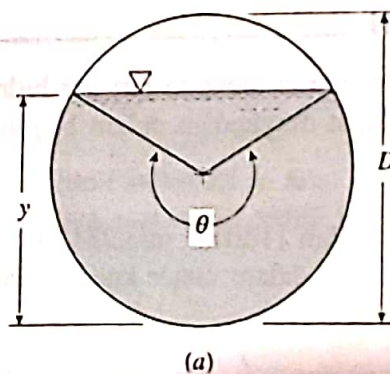
di mana y dalam meter. Penyelesaian dari Persamaan 1 dapat diperoleh dengan mudah menggunakan teknik numerik dalam mencari akar-akar persamaan atau dengan metode coba-coba. Satu-satunya akar Persamaan 1 yang berarti secara fisika (positif, dan bilangan riil), memberikan jawaban untuk kedalaman aliran normal pada laju aliran ini adalah

$$y \approx 1,50 \text{ m} \quad (\text{Jawaban})$$

Dalam Contoh 10.4 kita menentukan kedalaman aliran untuk laju aliran yang diberikan. Karena persamaan untuk kedalaman ini adalah persamaan yang tidak linier, maka mungkin terdapat lebih dari satu penyelesaian untuk persoalan ini. Untuk sebuah kanal yang ditentukan, mungkin terdapat dua atau lebih kedalaman yang dapat memberikan laju aliran yang sama. Meskipun biasanya tidak demikian, hal ini dapat terjadi seperti diilustrasikan dalam Contoh 10.5.

CONTOH 10.5

Air mengalir di dalam sebuah pipa bundar berdiameter D pada kedalaman $0 \leq y \leq D$, seperti ditunjukkan dalam Gambar C10.5a. Pipa diletakkan pada kemiringan yang konstan S_0 dan koefisien Manningnya adalah n . Pada kedalaman berapakah laju aliran maksimum terjadi? Tunjukkan bahwa untuk laju aliran tertentu terdapat dua kedalaman yang mungkin dengan laju aliran yang sama. Jelaskan sifat ini.



■ GAMBAR C10.5

PENYELESAIAN

Menurut persamaan Manning (Persamaan 10.20), laju aliran adalah

$$Q = \frac{\kappa}{n} AR_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

di mana S_0 , n dan κ konstan untuk soal ini. Dari geometri dapat ditunjukkan bahwa

$$A = \frac{D^2}{8} (\theta - \sin \theta)$$

di mana θ , adalah sudut yang ditunjukkan pada Gambar C10.5a dalam radian. Demikian pula halnya, keliling terbasahi adalah

$$P = \frac{D\theta}{2}$$

sehingga jari-jari hidroliknya adalah

$$R_h = \frac{A}{P} = \frac{D(\theta - \sin \theta)}{4\theta}$$

Oleh karena itu Persamaan 1 menjadi

$$Q = \frac{\kappa}{n} S_0^{1/2} \frac{D^{8/3}}{8(4)^{2/3}} \left[\frac{(\theta - \sin \theta)^{5/3}}{\theta^{2/3}} \right]$$

Persamaan ini dapat ditulis dalam suku kedalaman aliran dengan menggunakan $y = (D/2)[1 - \cos(\theta/2)]$.

Sebuah grafik laju aliran versus kedalaman aliran, $Q = Q(y)$, mempunyai karakteristik yang ditunjukkan dalam Gambar C10.5b. Khususnya, laju aliran maksimum, Q_{\max} , tidak terjadi apabila pipa terisi penuh; $Q_{\text{full}} = 0,929 Q_{\max}$. Hal tersebut terjadi ketika $y = 0,938D$, atau $\theta = 5,28 \text{ rad} = 303^\circ$. Jadi,

$$Q = Q_{\max} \text{ ketika } y = 0,938D \quad (\text{Jawaban})$$

Untuk $0,929 < Q/Q_{\max} < 1$, terdapat dua kedalaman yang mungkin yang dapat memberikan Q yang sama. Alasan untuk perilaku ini dapat dilihat dengan mempertimbangan peningkatan dari luas aliran A , dibandingkan dengan peningkatan keliling terbasahi, P , untuk $y \approx D$. Kenaikan luas aliran untuk kenaikan y sangat sedikit dalam daerah ini, sementara kenaikan dari keliling terbasahi, dan tentunya kenaikan dari gaya geser yang menahan fluida, relatif besar. Hasil akhirnya adalah pengurangan dalam laju aliran dengan peningkatan kedalaman. Untuk kebanyakan persoalan praktis, perbedaan kecil antara laju aliran maksimum dan laju aliran pipa penuh dapat diabaikan, khususnya karena ketidakakuratan yang biasanya terjadi pada nilai n .

Kadang-kadang perlu untuk menentukan kemiringan yang dibutuhkan untuk menghasilkan laju aliran yang diinginkan dalam sebuah kanal dengan bentuk, ukuran dan material tertentu. Perhitungan seperti itu merupakan penerapan secara langsung dari Persamaan 10.20. Sebagai tambahan, seringkali berguna untuk mengetahui apakah aliran yang diperoleh akan berupa aliran subkritis, kritis atau superkritis. Contoh 10.6 mengilustrasikan gagasan ini.

CONTOH 10.6

Air mengalir dalam kanal segiempat dengan lebar $b = 10$ m mempunyai koefisien Manning $n = 0,025$. Plot sebuah grafik dari laju aliran, Q , sebagai fungsi dari kemiringan S_0 yang menunjukkan garis-garis kedalaman konstan dan garis-garis bilangan Froude konstan.

PENYELESAIAN

Untuk kanal ini luas aliran adalah $A = by = 10y$, dan jari-jari hidrolis adalah $R_h = A/P = by/(b + 2y)$, di mana y adalah kedalaman aliran. Jadi, persamaan Manning (Persamaan 10.19) menjadi

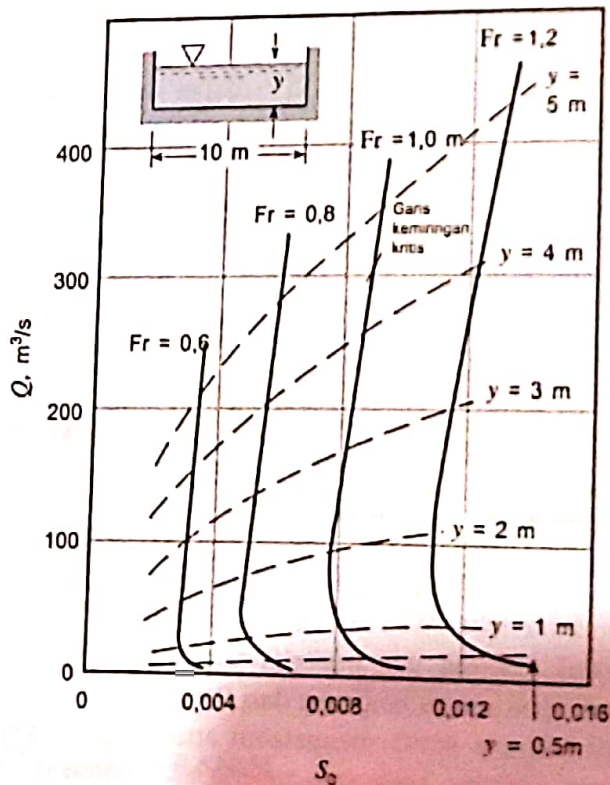
$$V = \frac{\kappa}{n} R_h^{2/3} S_0^{1/2} = \frac{1,0}{0,025} \left(\frac{10y}{10 + 2y} \right)^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

di mana kita telah menetapkan $\kappa = 1$, karena kita menggunakan satuan SI. Karena kita ingin memplot grafik Q versus S_0 pada nilai Fr yang konstan, kita gunakan fakta bahwa untuk kanal segiempat $Fr = V/(gy)^{1/2}$ dan menuliskan Persamaan 1 sebagai

$$(gy)^{1/2} Fr = \frac{1}{0,025} \left(\frac{10y}{10 + 2y} \right)^{2/3} S_0^{1/2}$$

yang dapat disederhanakan menjadi

$$S_0 = 0,00613(Fr)^2 y \left(\frac{5 + y}{5y} \right)^{4/3} \quad (2)$$



■ GAMBAR C10.6

Untuk nilai Fr yang diberikan, kita mengambil berbagai nilai y , menentukan nilai-nilai yang bersesuaian daripada S_0 dari Persamaan 2, dan menghitung $Q = VA$, dengan V baik dari Persamaan 1, atau $V = (gy)^{1/2} Fr$. Hasilnya ditunjukkan dalam Gambar C10.6.

Perhatikan bahwa untuk laju aliran yang diberikan, terdapat nilai spesifik dari kemiringan yang memberikan kondisi kritis, $Fr = 1$. Kemiringan ini, dilambangkan dengan S_{0c} , yang disebut *kemiringan kritis*. Garis *kemiringan kritis* membagi grafik menjadi dua daerah—satu subkritis dan yang lainnya superkritis. Ketergantungan dari S_{0c} pada Q agak lemah meliputi jangkauan Q yang besar. Jika kemiringan tersebut sedemikian hingga aliran kritis atau mendekati kritis, maka akan tetap demikian untuk sebagian besar laju aliran (dan kedalaman).

Garis-garis kedalaman konstan, y , juga ditunjukkan dalam Gambar C10.6. Gambar serupa ini memungkinkan seseorang dengan mudah melihat efek-efek apa yang diperkirakan dengan memvariasikan parameter yang terlibat.

Untuk berbagai kanal-terbuka, kekasaran permukaan bervariasi di seluruh kanal.

Dalam banyak kanal buatan manusia dan pada kebanyakan kanal alamiah, kekasaran permukaan (dan tentunya koefisien Manning) bervariasi sepanjang keliling terbasahi dari kanal. Sebuah parit drainase misalnya, mungkin mempunyai permukaan dasar yang berbatu dengan dinding samping dari beton untuk mencegah erosi. Jadi n efektif akan berbeda untuk kedalaman yang kecil dibandingkan untuk aliran dengan kedalaman yang besar. Demikian pula halnya, sebuah kanal sungai mungkin mempunyai satu nilai n yang cocok untuk kanal normal dan satu lagi dengan nilai n yang sangat berbeda selama kondisi banjir apabila suatu bagian dari aliran terjadi melintasi padang atau melalui hutan. Kanal yang tertutup es biasanya mempunyai nilai n berbeda untuk es dibandingkan dengan keliling terbasahi lainnya (Ref.7) (Singkatnya, kanal yang ditutupi es ini bukan kanal “terbuka”, meskipun analisis dari alirannya seringkali berdasarkan pada persamaan aliran kanal-terbuka. Hal ini dapat diterima, karena es yang menutupi seringkali cukup tipis sehingga merupakan suatu batas yang tetap dalam bentuk hambatan tegangan geser, namun tidak dapat mendukung perbedaan tekanan yang signifikan seperti pada situasi aliran pipa).

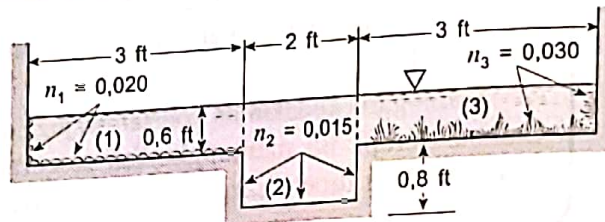
Berbagai metode telah digunakan untuk menentukan nilai yang tepat dari kekasaran efektif dari kanal yang memiliki bagian-bagian dengan nilai n berbeda-beda. Metode mana yang memberikan hasil-hasil yang mudah digunakan dan paling akurat belum terbentuk secara pasti, karena hasil-hasil tersebut hampir sama untuk setiap metode (Referensi 5). Suatu pendekatan yang memadai adalah membagi penampang kanal menjadi N subbagian penampang, yang masing-masing memiliki keliling terbasahi, P_i , luas area, A_i , dan koefisien Manning, n_i . Nilai P_i tidak termasuk batasan imajiner antara subbagian yang berbeda. Laju aliran total diasumsikan sebagai jumlah dari laju aliran melalui setiap subbagian. Teknik ini diilustrasikan pada Contoh 10.7

CONTOH 10.7

Air mengalir sepanjang kanal drainase yang mempunyai sifat seperti yang ditunjukkan dalam Gambar C10.7. Jika kemiringan dasar $S_0 = 1 \text{ ft}/500 \text{ ft} = 0,002$, perkirakan laju alirannya.

PENYELESAIAN

Kita membagi penampang menjadi tiga subbagian seperti ditunjukkan pada Gambar C10.7 dan menuliskan laju aliran sebagai $Q = Q_1 + Q_2 + Q_3$, di mana untuk setiap bagian



■ GAMBAR S10.7

$$Q_1 = \frac{1,49}{n_i} A_i R_{hi}^{2/3} S_0^{1/2}$$

Nilai-nilai A_i , P_i , R_{hi} , dan n_i diuraikan dalam Tabel C10.7. Perhatikan bahwa bagian imajiner dari keliling antara bagian (yang ditandai oleh garis putus-putus dalam Gambar C10.7) tidak termasuk dalam P_i . Artinya, untuk bagian (2)

$$A_2 = 2 \text{ ft} (0,8 + 0,6) \text{ ft} = 2,8 \text{ ft}^2$$

dan

$$P_2 = 2 \text{ ft} + 2(0,8 \text{ ft}) = 3,6 \text{ ft}$$

sehingga

$$R_{h_2} = \frac{A_2}{P_2} = \frac{2,8 \text{ ft}^2}{3,6 \text{ ft}} = 0,778 \text{ ft}$$

■ TABEL C 10.7

i	A_i (ft ²)	P_i (ft)	R_{hi} (ft)	n_i
1	1,8	3,6	0,500	0,020
2	2,8	3,6	0,778	0,015
3	1,8	3,6	0,500	0,030

Jadi, laju aliran total adalah

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 = 1,49(0,002)^{1/2}$$

$$\times \left[\frac{(1,8 \text{ ft}^2)(0,500 \text{ ft})^{2/3}}{0,020} + \frac{(2,8 \text{ ft}^2)(0,778 \text{ ft})^{2/3}}{0,015} + \frac{(1,8 \text{ ft}^2)(0,500 \text{ ft})^{2/3}}{0,030} \right]$$

atau

$$Q = 16,8 \text{ ft}^3/\text{s} \quad (\text{Jawaban})$$

Jika seluruh penampang kanal ditinjau sebagai satu luas aliran, maka $A = A_1 + A_2 + A_3 = 6,4 \text{ ft}^2$ dan $P = P_1 + P_2 + P_3 = 10,8 \text{ ft}$, atau $R_h = A/P = 6,4 \text{ ft}^2/10,8 \text{ ft} = 0,593 \text{ ft}$. Laju aliran diberikan oleh Persamaan 10.20, yang dapat dituliskan sebagai

$$Q = \frac{1,49}{n_{\text{eff}}} AR_h^{2/3} S_0^{1/2}$$

di mana n_{eff} adalah nilai efektif dari n untuk kanal ini. Dengan $Q = 16,8 \text{ ft}^3/\text{s}$ seperti yang ditentukan di atas, nilai dari n_{eff} didapatkan sebesar

$$\begin{aligned} n_{\text{eff}} &= \frac{1,49 AR_h^{2/3} S_0^{1/2}}{Q} \\ &= \frac{1,49(6,4)(0,593)^{2/3}(0,002)^{1/2}}{16,8} = 0,0179 \end{aligned}$$

Seperti diperkirakan kekasaran efektif (Manning n) berada di antara nilai minimum ($n_2 = 0,015$) dan maksimum ($n_3 = 0,030$) untuk masing-masing subbagian.

Untuk suatu laju aliran yang ditentukan, kanal dengan luas minimum dinyatakan sebagai penampang hidrolis terbaik.

Satu jenis soal yang sering dijumpai dalam aliran kanal-terbuka adalah yang berkenaan dengan penentuan *penampang hidrolis terbaik* yang didefinisikan sebagai luas minimum untuk suatu laju aliran Q , kemiringan S_0 , dan koefisien kekasaran n yang diberikan. Dengan menggunakan $R_h = A/P$ kita dapat menuliskan Persamaan 10.20 sebagai

$$Q = \frac{\kappa}{n} A \left(\frac{A}{P} \right)^{2/3} S_0^{1/2} = \frac{\kappa}{n} \frac{A^{5/3} S_0^{1/2}}{P^{2/3}}$$

yang dapat disusun kembali sebagai

$$A = \left(\frac{nQ}{\kappa S_0^{1/2}} \right)^{3/5} P^{2/5}$$

di mana kuantitas di dalam tanda kurung adalah sebuah konstanta. Jadi, sebuah kanal dengan A minimum adalah kanal yang mempunyai P minimum, sehingga baik jumlah dari ekskavasi yang diperlukan atau jumlah material yang menutupi permukaan diminimalkan oleh penampang hidrolis terbaik.

Penampang hidrolis terbaik yang mungkin adalah penampang dari sebuah kanal setengah lingkaran. Tidak ada bentuk lain yang mempunyai keliling terbasahi yang sekecilnya untuk luas yang diberikan. Seringkali diinginkan untuk menentukan bentuk terbaik untuk sejenis bentuk penampang, misalnya segiempat, trapesium atau segi tiga. Contoh 10.8 mengilustrasikan konsep dari penampang hidrolis terbaik untuk kanal segiempat.

CONTOH 10.8

Air mengalir secara seragam dalam sebuah kanal segiempat dengan lebar b dan kedalaman y . Tentukan rasio aspek, b/y , untuk penampang hidrolis terbaik.

PENYELESAIAN

Aliran seragam diberikan oleh Persamaan 10.20 sebagai

$$Q = \frac{\kappa}{n} A R_h^{2/3} S_0^{1/2} \quad (1)$$

di mana $A = by$ dan $P = b + 2y$, sehingga $R_h = A/P = by/(b + 2y)$. Kita menuliskan kembali jari-jari hidrolis dalam suku A sebagai

$$R_h = \frac{A}{(2y + b)} = \frac{A}{(2y + A/y)} = \frac{Ay}{(2y^2 + A)}$$

sehingga Persamaan 1 menjadi

$$Q = \frac{\kappa}{n} A \left(\frac{Ay}{2y^2 + A} \right)^{2/3} S_0^{1/2}$$

Persamaan ini dapat disusun kembali sehingga memberikan

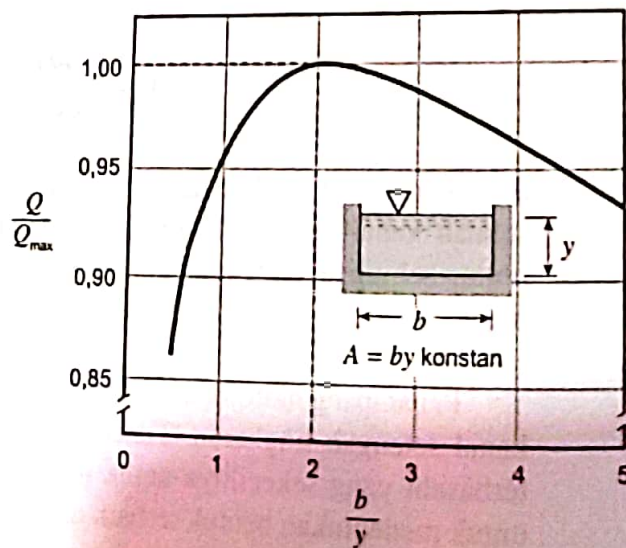
$$A^{5/2} y = K(2y^2 + A) \quad (2)$$

di mana $K = (nQ/\kappa S_0^{1/2})^{3/2}$ adalah sebuah konstanta. Penampang hidrolis terbaik adalah penampang yang memberikan A minimum untuk seluruh y . Artinya, $dA/dy = 0$. Dengan mendiferensialkan Persamaan 2 terhadap y , kita memperoleh

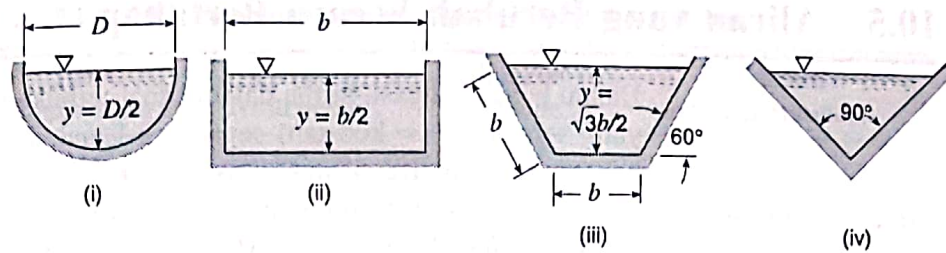
$$\frac{5}{2} A^{3/2} \frac{dA}{dy} y + A^{5/2} = K \left(4y + \frac{dA}{dy} \right)$$

yang, dengan $dA/dy = 0$, menjadi sederhana

$$A^{5/2} = 4Ky \quad (3)$$



■ GAMBAR S10.8 (a)



■ GAMBAR S10.8 (b)

Dengan $K = A^{5/2}y/(2y^2 + A)$ dari Persamaan 2, Persamaan 3 dapat dituliskan dalam bentuk

$$A^{5/2} = \frac{4A^{5/2}y^2}{(2y^2 + A)}$$

yang dapat disederhanakan menjadi $y = (A/2)^{1/2}$. Jadi, karena $A = by$, penampang hidrolis terbaik untuk bentuk segiempat mempunyai lebar b dan kedalaman

$$y = \left(\frac{A}{2}\right)^{1/2} = \left(\frac{by}{2}\right)^{1/2}$$

atau

$$2y^2 = by$$

Artinya, segiempat dengan penampang hidrolis terbaik adalah dua kali lebarnya dibandingkan kedalamannya, atau

$$b/y = 2 \quad \text{(Jawaban)}$$

Sebuah kanal segiempat dengan $b/y = 2$ akan memberikan luas terkecil (dan keliling terbasahi terkecil) untuk laju aliran yang diberikan. Sebaliknya, untuk sebuah luas tertentu, laju aliran terbesar dalam kanal segiempat akan terjadi apabila $b/y = 2$. Untuk $A = by = \text{konstan}$, jika $y \rightarrow 0$ maka $b \rightarrow \infty$ dan laju aliran kecil karena keliling terbasahi besar $P = b + 2y \rightarrow \infty$. Demikian pula halnya, jika $y \rightarrow \infty$ maka $b \rightarrow 0$, dan laju aliran kecil karena keliling terbasahi $P = b + 2y \rightarrow \infty$. Q Maksimum terjadi ketika $y = b/2$. Namun demikian, seperti terlihat dalam Gambar C10.8a, nilai maksimum yang diwakili oleh konfigurasi optimal ini agak lemah. Sebagai contoh, untuk rasio aspek antara 1 dan 4, laju aliran adalah antara 96% dari laju aliran maksimum yang diperoleh untuk luas yang sama dan $b/y = 2$.

Suatu metode alternatif tetapi ekuivalen untuk memperoleh jawaban di atas adalah dengan menggunakan kenyataan bahwa $dR_h/dy = 0$, yang dengan Persamaan 1 menggunakan $dQ/dy = 0$ (laju aliran konstan) dan $dA/dy = 0$ (penampang hidrolis terbaik mempunyai luas minimum). Diferensial dari $R_h = Ay/(2y^2 + A)$ dengan A konstan memberikan $b/y = 2$ apabila $dR_h/dy = 0$.

Penampang hidrolis terbaik dapat dihitung untuk bentuk-bentuk lain dengan cara yang sama. Hasilnya (diberikan di sini tanpa bukti) untuk lingkaran, segiempat, trapesium (dengan sisi 60°), dan bentuk segitiga ditunjukkan dalam Gambar C10.8b