

BAB II LANDASAN TEORI

2.1. Analisa Hidraulika pada Pelimpah Samping

2.1.1. Aliran pada Pelimpah

Bangunan pelimpah samping (*side channel spillway*) adalah suatu bangunan pelimpah yang saluran peluncurnya berposisi menyamping terhadap saluran pengatur aliran di hulunya (Sosrodarsono 2002:190).

Persyaratan yang perlu diperhatikan pada bangunan pelimpah tipe ini adalah agar debit banjir yang melintasi, tidak menyebabkan aliran yang menenggelamkan bendung pada saluran pengatur, karenanya agar saluran samping dibuat cukup rendah terhadap bendung tersebut.

Untuk dapat memenuhi persyaratan tersebut, maka bangunan pelimpah direncanakan sedemikian rupa, agar pada saat mengalirkan debit banjir abnormal, perbedaan elevasi permukaan air di hulu dan di hilir bendung pengatur tidak kurang dari 2/3 kali tinggi air di atas mercu bendung tersebut.

2.1.2. Koefisien Debit Pelimpah

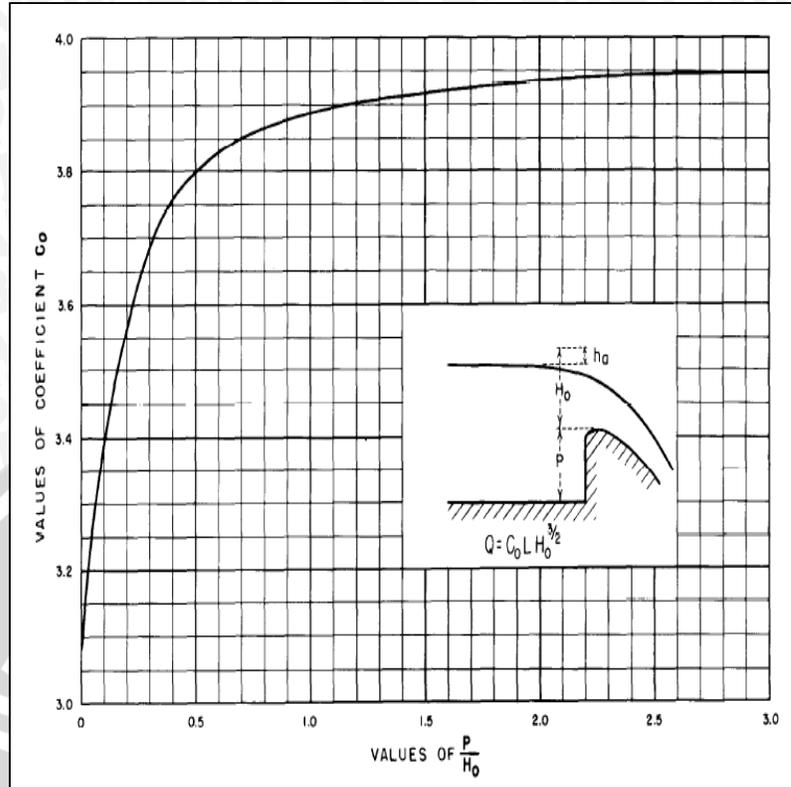
Rumus yang digunakan untuk menghitung debit di atas pelimpah adalah sebagai berikut:

$$Q = C.L.H^{3/2} \quad (2-1)$$

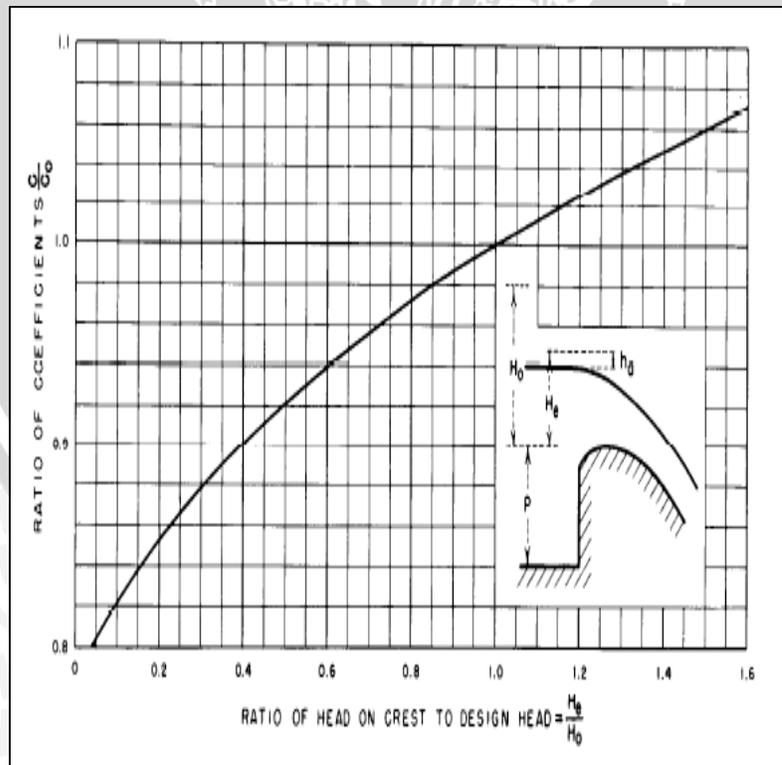
Koefisien limpahan pada bendung tersebut biasanya dipengaruhi oleh beberapa faktor sebagai berikut:

- Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran
- Kemiringan lereng hilir bendungan
- Tinggi air di atas mercu bendungan
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan

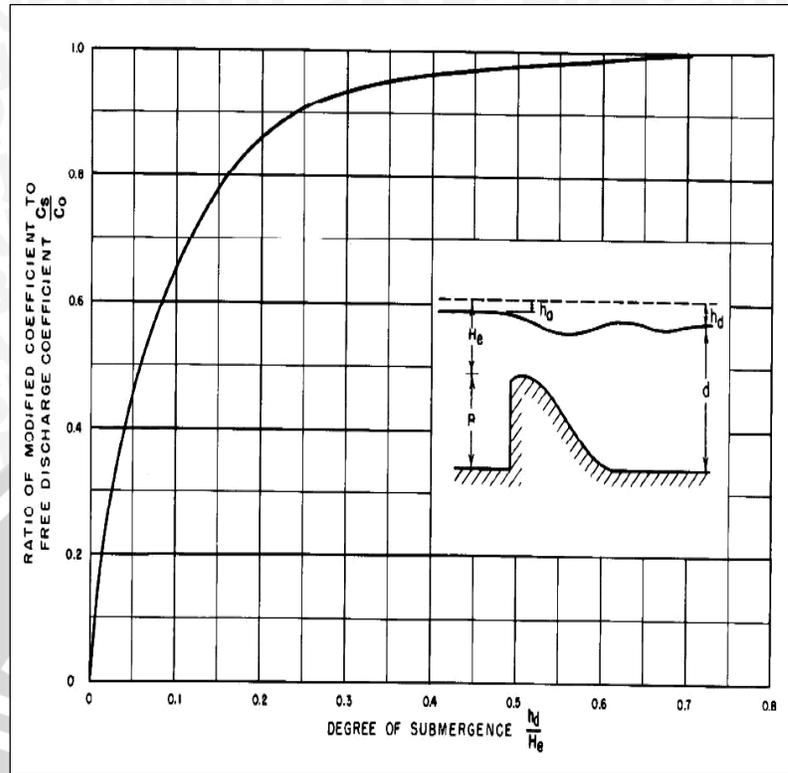
Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hilir bendungan terhadap angka C pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada **Gambar 2.1** sampai **Gambar 2.3**.



Gambar 2.1. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_0
 Sumber: *Design of Small Dam*, 1987:370



Gambar 2.2. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_e/H_0
 Sumber: *Design of Small Dam*, 1987:371



Gambar 2.3. Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_o
 Sumber: *Design of Small Dam*, 1987:371

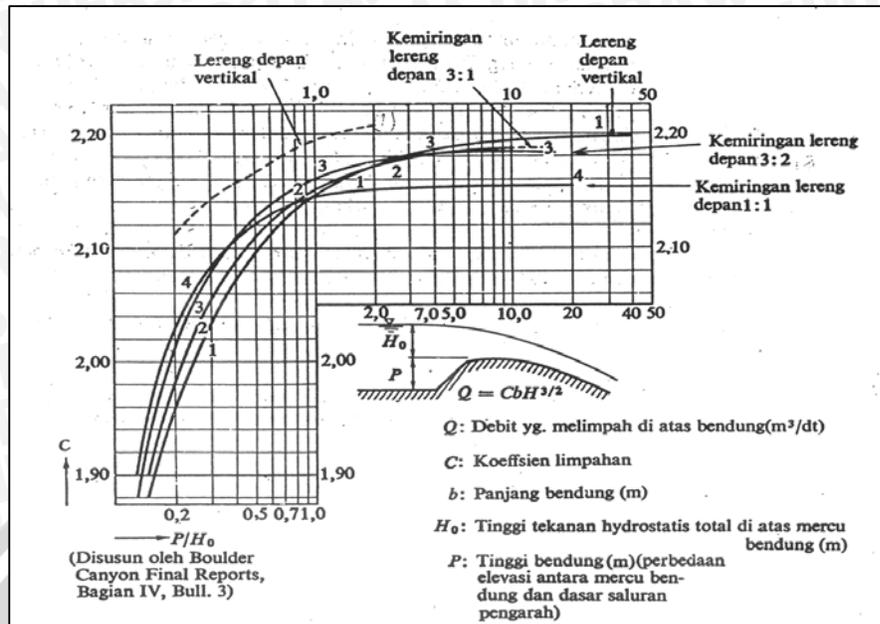
Besarnya koefisien debit limpahan (C) dari tipe standar suatu bendung dapat diperoleh dengan rumus Iwasaki sebagai berikut:

$$C_d = 2,200 - 0,0416(H_d / W)^{0,9900} \quad (2-2)$$

$$C = 1,60 \frac{1 + 2\alpha(h / H_d)}{1 + \alpha(h / H_d)} \quad (2-3)$$

Dengan:

- C = koefisien debit limpahan
- C_d = koefisien debit limpahan pada saat $h = H_d$
- h = tinggi air di atas mercu bendung (m)
- H_d = tinggi tekanan rencana di atas mercu bendung (m)
- W = tinggi bendung (m)



Gambar 2.4. Koefisien limpahan dari berbagai tipe bendung yang dipengaruhi oleh kedalaman air dalam saluran pengarah
 Sumber: Sosrodarsono, 2002:182

2.1.3. Lebar Efektif Pelimpah

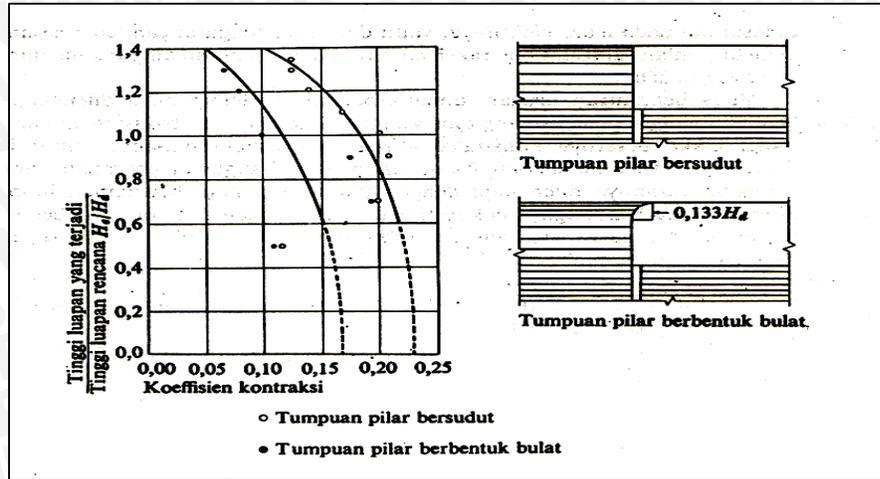
Pada saat terjadi pelimpahan air melintasi mercu suatu pelimpah terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping pelimpah maupun di sekitar pilar-pilar yang dibangun di atas mercu pelimpah tersebut, sehingga secara hidraulik lebar efektif suatu pelimpah akan lebih kecil dari lebar keseluruhan pelimpah yang sebenarnya. Dan debit air yang melintasi mercu pelimpah yang bersangkutan selalu didasarkan pada lebar efektifnya, yaitu dari hasil pengurangan lebar sesungguhnya dengan jumlah seluruh kontraksi yang timbul pada aliran air yang melintasi mercu pelimpah tersebut (Sosrodarsono, 1989:190).

Rumus yang digunakan untuk menghitung panjang efektif bendung adalah sebagai berikut:

$$L = L' - 2(N.K_p + K_a).H \tag{2-4}$$

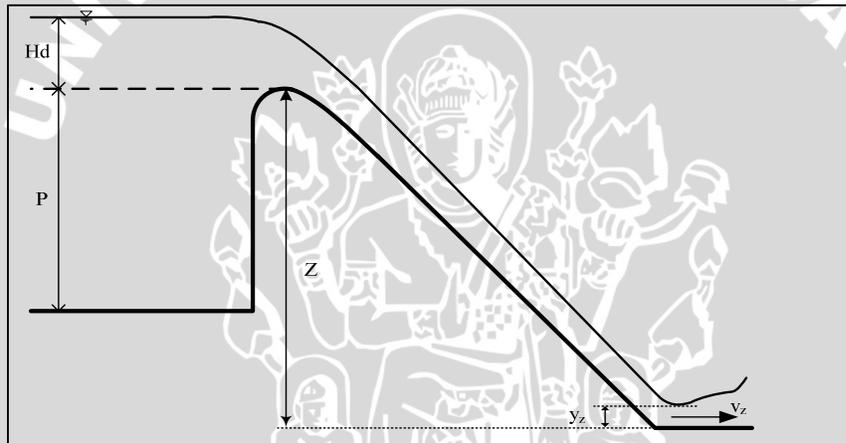
Dengan:

- L = lebar efektif pelimpah (m)
- L' = lebar pelimpah sebenarnya (m)
- N = jumlah pilar-pilar di atas mercu
- K_p = koefisien kontraksi pilar
- K_a = koefisien kontraksi dinding samping
- H = tinggi tekanan total di atas mercu pelimpah (m)



Gambar 2.5. Koefisien kontraksi pilar (sesuai dengan bentuk tumpuannya)
 Sumber: Sosrodarsono, 1989:184

2.1.4. Tinggi Muka Air di Atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah



Gambar 2.6. Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah
 Sumber: Chow, 1997:347

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:
 (Chow, 1997:345).

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - y_z)} \tag{2-5}$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \tag{2-6}$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \tag{2-7}$$

Dengan:

Q = debit aliran (m³/dt)

L = lebar efektif pelimpah (m)

V_z = kecepatan aliran (m/dt)

- g = percepatan gravitasi (m/dt^2)
 Z = tinggi jatuh atau jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)
 H_d = tinggi kecepatan hulu (m)
 Y_z = kedalaman aliran di kaki pelimpah (m)
 F_z = bilangan Froude

Sedangkan untuk menghitung tinggi muka air di atas mercu (*crest*) pelimpah, digunakan persamaan dimana kondisi di atas mercu pelimpah dianggap kritis.

(nilai $F_r = 1$).

sehingga:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} = \frac{\left(\frac{Q}{L \cdot y_{cr}}\right)}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \quad (2-8)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

Dengan:

y_{cr} = tinggi muka air kritis di atas mercu pelimpah (m)

q = debit aliran persatuan lebar ($m^3/dt/m'$)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

2.1.5. Perhitungan Hidrolika untuk Saluran Samping

Saluran samping pada bangunan pelimpah yang besar-besar biasanya lebar dasar kolam akan semakin besar ke hilir, sedemikian rupa sehingga pada saat melewati debit banjir rencana, permukaan air di dalam kolam tersebut membentuk bidang yang hampir datar dengan penampang basah paling efektif (Sosrodarsono, 1989:192). Dalam saluran samping akan terjadi proses peredaman energi, maka saluran tersebut akan menerima beban hidrodinamis berupa hampasan (*impact*) aliran air dan gaya-gaya vibrasi (*vibration*), sehingga saluran ini harus dibangun di atas pondasi batuan yang kukuh.

Dengan memulai dari Hukum Newton II tentang gerak, kita bisa memperoleh persamaan momentum yang menyatakan bahwa pengaruh dari semua gaya luar terhadap volume kontrol dari cairan dalam setiap arah sama dengan besarnya perubahan momentum dalam arah tersebut (Raju, 1986:11).

$$\sum F_x = \rho Q \cdot (\Delta V) \quad (2-9)$$

Sesuai dengan **Gambar 2.7.** dan dengan mempertimbangkan volume kontrol 1-2-3-4, dapat ditulis:

$$W \sin \theta + P_1 - P_2 - F_t - F_a = \rho Q(V_2 - V_1) \tag{2-10}$$

Dengan:

Q = debit aliran (m^3/dt)

V = kecepatan rerata aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

ρ = berat satuan air (kg/m^3)

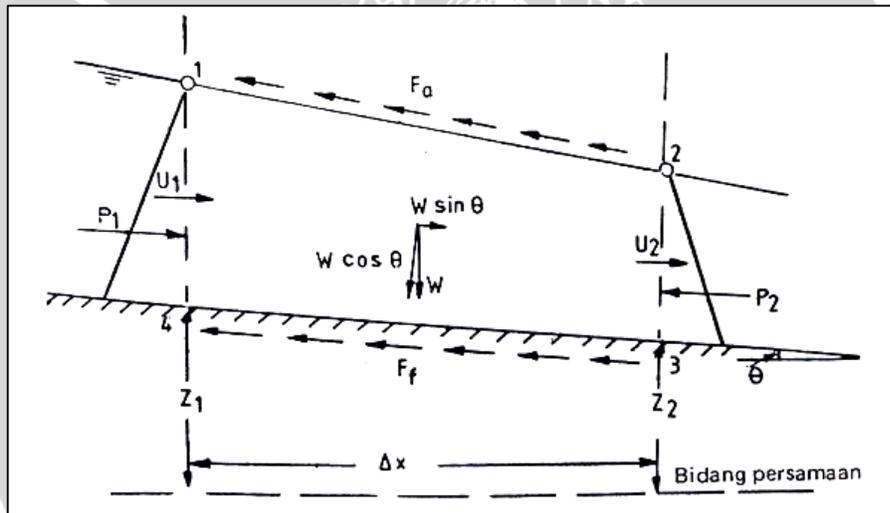
P_1 = tekanan hidrostatik pada potongan 1-4

P_2 = tekanan hidrostatik pada potongan 2-3

θ = sudut kemiringan terhadap bidang datar ($^\circ$)

F_f = gesekan batas terhadap panjang Δx

F_a = tahanan udara pada permukaan bebas



Gambar 2.7. Prinsip energi dan momentum yang digunakan untuk saluran terbuka
 Sumber: Raju, 1986:10

Persamaan yang digunakan adalah rumus dasar dari Julian Hinds:

(Sosrodarsono, 1981:192).

$$Qx = q \cdot x \tag{2-11}$$

$$V = a \cdot x^n$$

$$y = \alpha \left(\frac{n+1}{n} \right) h_v \tag{2-12}$$

Qx = debit pada titik x

q = debit per unit lebar yang melintasi bendung pengatur ($m^3/dt/m^2$)

x = jarak antara tepi hulu pelimpah dengan suatu titik pada mercu pelimpah

- v = kecepatan rata-rata aliran di saluran samping pada titik tertentu (m/dt)
- a = koefisien yang berhubungan dengan kecepatan aliran di saluran samping
- n = eksponen untuk kecepatan aliran di saluran samping (antara 0.4-0.8)
- y = perbedaan elevasi antara mercu bendung dengan permukaan air di dasar saluran samping pada bidang Δx yang melalui titik tersebut (m)
- hv = tinggi tekan kecepatan aliran ($h_v = \alpha \cdot v^2 / 2g$)
- α = koefisien distribusi kecepatan

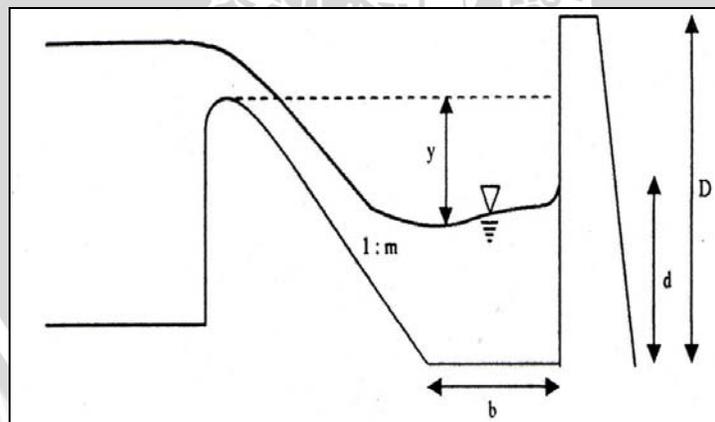
Angka “a” dan “n” dari persamaan (2-11) agar dicari dalam kombinasi sedemikian rupa sehingga disatu pihak biaya konstruksi saluran samping ekonomis sedang di pihak lain agar mempunyai bentuk hidrolika yang menguntungkan.

Dimana metode ini didasarkan pada Hukum Momentum seperti berikut:

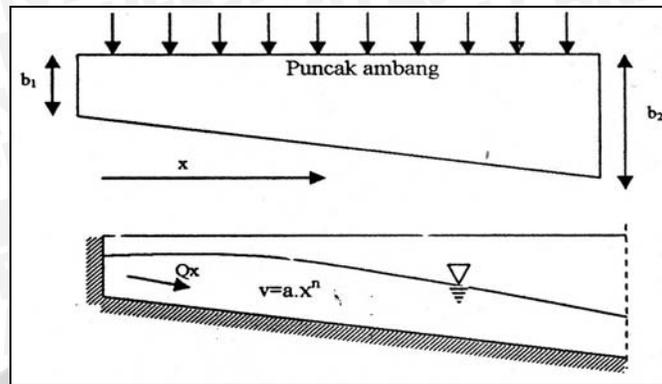
$$\Delta y = \frac{\beta \cdot Q_1}{g} \cdot \frac{(v_1 + v_2)}{Q_1 + Q_2} \left[v_1 - v_2 + \frac{v_2(Q_2 - Q_1)}{Q_1} \right] \quad (2-13)$$

Dengan:

- Δy = tinggi muka air pada titik yang ditinjau (m)
- β = faktor koreksi momentum
- Q_1 = debit pada bagian hulu (m^3/dt)
- Q_2 = debit pada titik yang ditinjau (m^3/dt)
- V_1 = kecepatan pada bagian hulu (m^2/dt)
- V_2 = kecepatan titik yang ditinjau (m^2/dt)



Gambar 2.8. Penampang melintang saluran samping



Gambar 2.9. Bentuk saluran dan penampang memanjang saluran samping

2.1.6. Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar ke ukuran yang lebih kecil pada ruas hilir profil pelimpah sampai ke suatu potongan sebelum menuju ke saluran peluncur. Sedangkan secara lebih rinci umumnya perlu dibuat apabila:

1. Ada perbedaan lebar antara ambang dan peluncur (ambang selalu \geq saluran peluncur).
2. Ada perbedaan bentuk antara penampang ambang dan peluncur. Seringkali ambang berbentuk trapesium dan peluncur berbentuk segi empat.
3. Menenangkan aliran yang mempunyai turbulensi tinggi (contoh *side channel spillway*).
4. Membuat kontrol hidraulik.

Mengingat saluran transisi ini sangat besar pengaruhnya terhadap rezim aliran di dalam saluran peluncur dan berfungsi pula sebagai pengatur aliran pada debit-debit banjir abnormal, maka bentuk saluran direncanakan dengan sangat hati-hati.

Saluran transisi biasanya direncanakan agar debit banjir rancangan yang akan disalurkan tidak menimbulkan kecepatan yang tidak rata dan air terhenti (*back water*) di bagian hilir saluran setelah pelimpah, sehingga dapat memberikan kondisi yang menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur.

Perhitungan hidrolika pada saluran transisi mengkondisikan aliran di ujung saluran transisi adalah sub kritis dan di hilir kritis sesuai dengan rumus *Bernoulli*, adalah sebagai berikut:

$$d_e + \frac{v_e^2}{2g} = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \quad (2-14)$$

Dengan:

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi

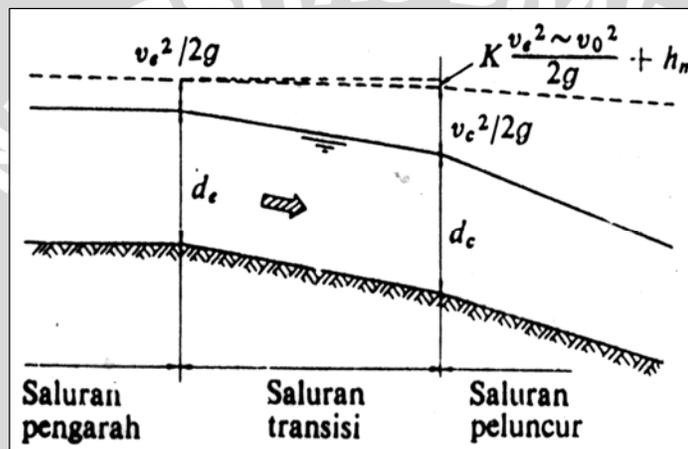
v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi

d_c = kedalaman kritis pada ujung hilir saluran transisi

v_c = kecepatan aliran kritis pada ujung hilir saluran transisi

K = koefisien kehilangan tinggi tekanan yang disebabkan oleh perubahan penampang lintang saluran transisi (0,1 — 0,2)

h_m = kehilangan total tinggi tekanan yang disebabkan oleh gesekan

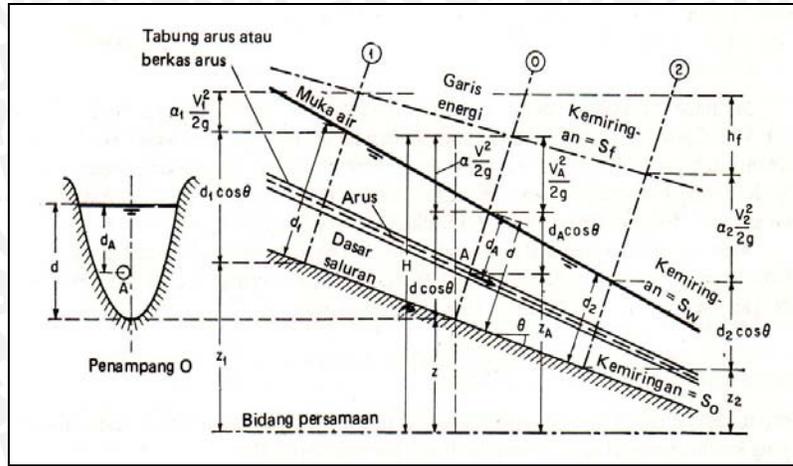


Gambar 2.10. Skema aliran pada saluran transisi
Sumber: Sosrodarsono, 1989: 204

2.1.7. Saluran Peluncur (*chute way*)

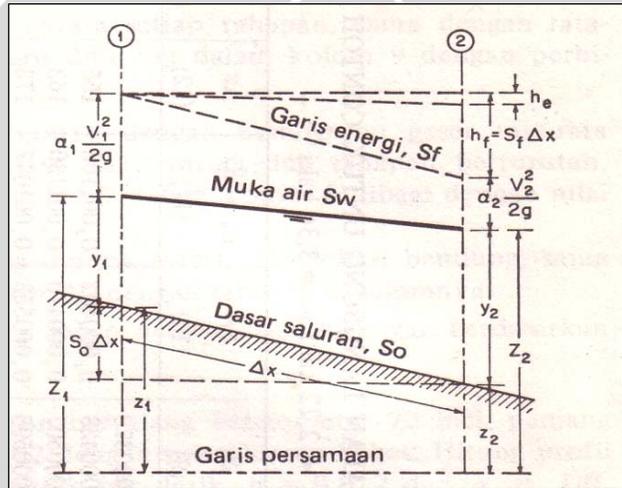
Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi atau ujung hilir ambang pelimpah (tanpa saluran transisi) sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran super kritis, dengan $F_r > 1$ namun $F_r < 9$.

Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi. Rumus pengaliran hidrolika pada saluran transisi dan saluran peluncur secara teori dapat dihitung dengan pendekatan rumus kekekalan energi antara dua pias, yaitu dengan pendekatan Hukum Bernoulli yang secara skematik dapat dijelaskan sebagai berikut:



Gambar 2.11. Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur
 Sumber: Chow, 1985:39

Atau dalam bentuk yang disederhanakan dengan $y_1 = d_1 \cos$ dan $y_2 = d_2 \cos$ maka penjelasannya adalah sebagai berikut:



Gambar 2.12. Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur yang disederhanakan
 Sumber: Chow, 1985:261

Persamaan kekekalan energi pada pias penampang saluran transisi dan peluncur adalah sebagai berikut:

$$Z_1 = S_o \cdot \Delta x + y_1 + Z_2 \tag{2-15}$$

$$Z_2 = y_2 + Z_2 \tag{2-16}$$

Kehilangan tekanan akibat gesekan adalah:

$$h_f = S_f \cdot \Delta x = \frac{1}{2} (S_1 + S_2) \Delta x \tag{2-17}$$

dengan kemiringan gesekan S_f diambil sebagai kemiringan rata-rata pada kedua ujung penampang atau $\bar{S} f$.

Maka persamaan di atas dapat ditulis:

$$Z_1 + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} = Z_2 + \alpha_2 \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_e \quad (2-18)$$

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan saluran peluncur antara lain:

- Denah selurus mungkin. Jika bentuk lengkung tidak bisa dihindarkan, maka harus dibuat lengkung dengan jari-jari “R” cukup besar. Biasanya aliran helisoidal terjadi pada saluran peluncur yang melengkung, terutama terjadi pada bagian saluran yang curam, dan apabila pada bagian ini terjadi suatu kejutan gelombang hidraulis maka gelombang ini akan menjalar masuk ke dalam peredam energi dan fungsi peredam energi akan terganggu.
- Penampang lintang sebaiknya dibuat bentuk segi empat.
- Kemiringan dasar saluran dibuat landai bagian atas dan semakin ke hilir semakin curam, sehingga kecepatan aliran dipercepat secara berangsur-angsur dan membentuk garis lengkung sedemikian rupa, sehingga berkas aliran super kritis yang melintasi saluran tidak terangkat dari bidang dasar. Terangkatnya aliran mungkin juga disebabkan bilangan Froude terlalu besar $F_r > 9$. Hal ini akan menimbulkan bahaya kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran, sedang getaran-getaran yang timbul akan memberikan efek negatif bagi stabilitas saluran.

Pada suatu saluran peluncur yang panjang terdapat bahaya aliran yang tidak stabil yang disebut sebagai aliran getar (*slug/pulsating flow*). Apabila panjang saluran tersebut lebih dari 30 meter, maka harus dikontrol dengan cara menghitung bilangan “vendernikov (V)” dan bilangan “Montuori (M)”.

Bilangan Vendernikov (V)

$$V = \frac{2bv}{3P\sqrt{gd \cos \theta}} \quad (2-19)$$

Bilangan Montuori (M)

$$M^2 = \frac{V^2}{gIL \cos \theta} \quad (2-20)$$

Dengan:

b = lebar dasar saluran (m)

v = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (= 9,81 m/det²)

P = keliling basah (m)

d = kedalaman hidraulik (m)

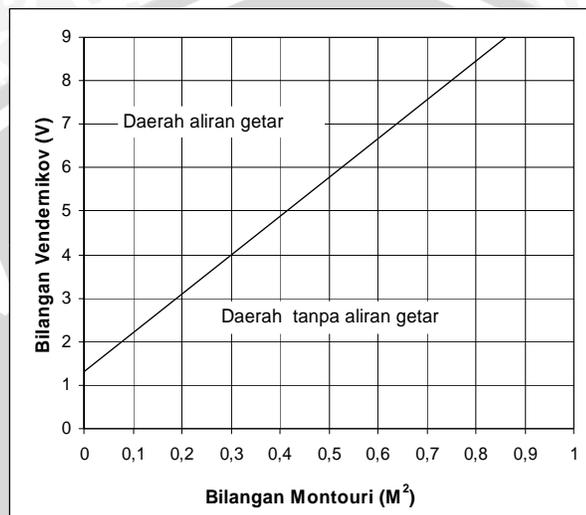
I = kemiringan rerata gradien energi (= $\tan \theta$)

θ = sudut gradien energi

L = panjang saluran (m)

Untuk perhitungan dari kedua persamaan tersebut selanjutnya diplotkan pada

Gambar 2.13. untuk mengetahui timbul tidaknya aliran getar.



Gambar 2.13. Kriteria aliran getar (USBR 1978)

Sumber: Anonim, 1986:97

2.1.8. Peredam Energi

Fenomena aliran yang terjadi pada saluran peluncur adalah dengan kecepatan aliran yang sangat tinggi, dengan kondisi pengaliran super kritis. Oleh karena itu sebelum aliran air di alirkan ke sungai harus diperlambat dan dirubah pada kondisi aliran sub kritis, agar supaya tidak terjadi gerusan yang membahayakan geometri sungai pada bagian dasar, dan tebing sungai.

Rumus hidrolika yang digunakan sebagai dasar perencanaan peredam energi adalah berasal dari prinsip hukum kekekalan energi dengan fenomena gaya-gaya yang bekerja pada pias saluran untuk keadaan aliran yang mengalami perubahan dari super kritis menjadi aliran sub kritis.

Peredam energi untuk bendungan urugan digunakan tipe sebagai berikut:

1) Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)

Peredam energi yang secara luas digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe “kolam olakan”, yang prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat gesekan atau benturan di antara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya

dinamakan peredam energi tipe kolam olakan atau disingkat dengan nama kolam olakan.

- Kolam olakan datar tipe III secara teoritis cocok untuk keadaan sebagai berikut:
 - 1). Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
 - 2). Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
 - 3). Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$

Rumus hidrolika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada kolam olakan datar antara lain adalah sebagai berikut:

- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur:

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot y_1}} \tag{2-21}$$

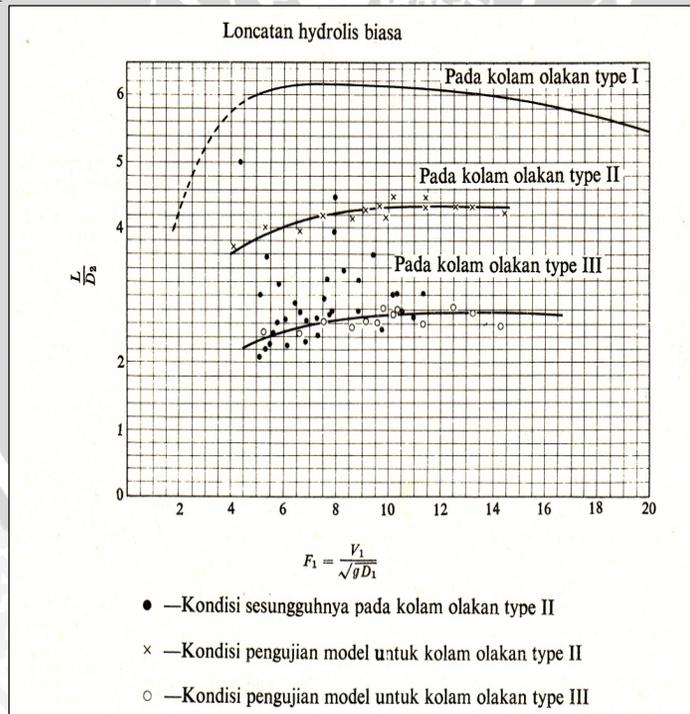
Kedalaman aliran setelah loncatan (kedalaman konjugasi):

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \tag{2-22}$$

Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan (Raju, 1986:194):

$$L = A (y_2 - y_1) \tag{2-23}$$

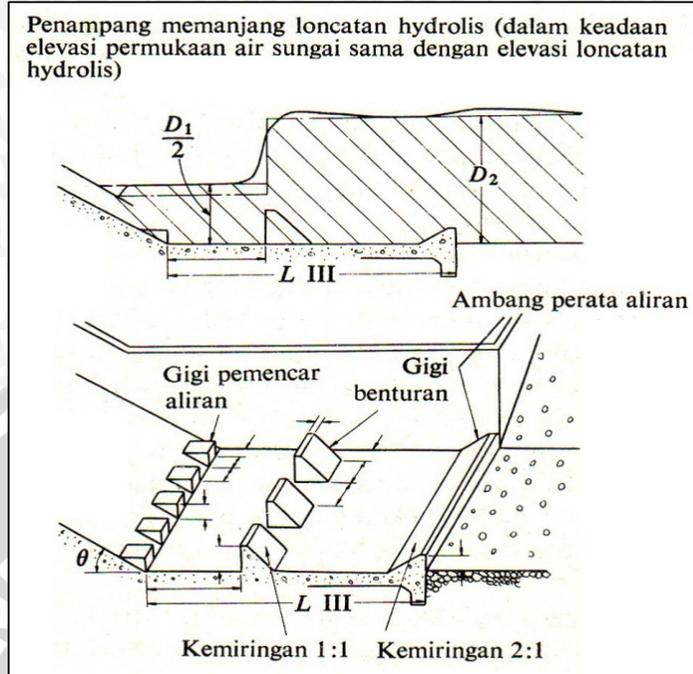
Dimana A bervariasi dari 5,0 sampai 6,9, atau secara empirik dapat digunakan grafik pada **Gambar 2.14.** berikut:



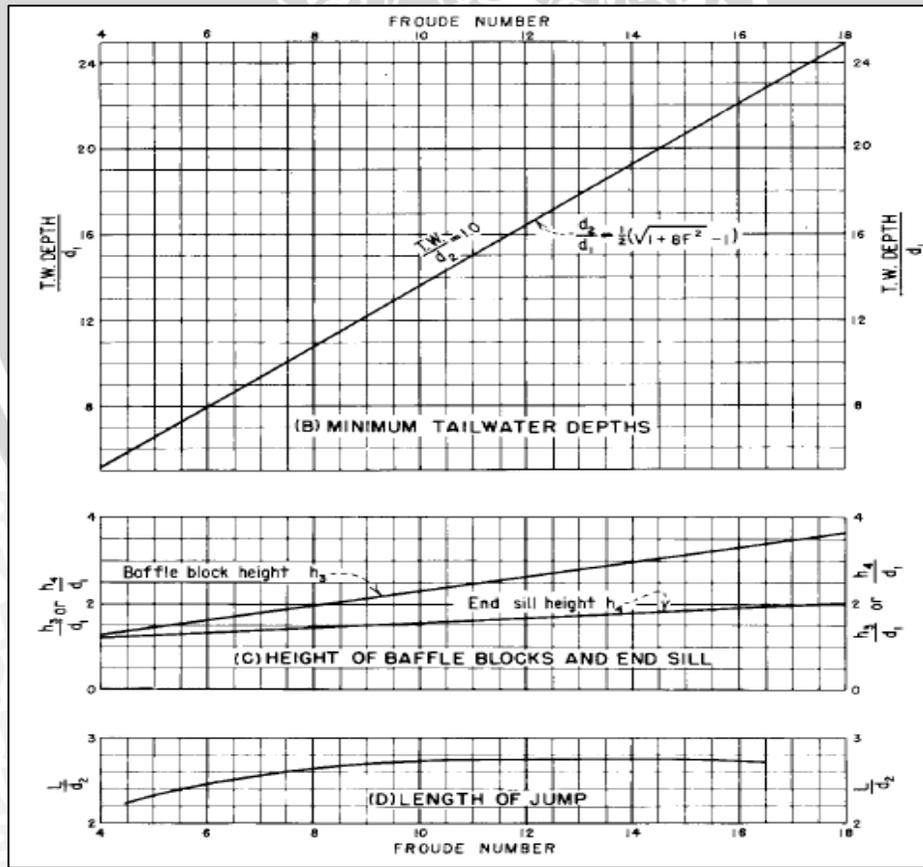
Gambar 2.14. Panjang loncatan hidrolis pada kolam olakan datar tipe I, II dan III

Sumber: Sosrodarsono, 1977:222

Berikut ini adalah gambar kolam olakan datar tipe III:



Gambar 2.15. Kolam olakan datar tipe III
 Sumber: Sosrodarsono, 1977:218

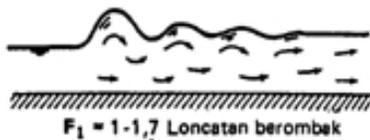


Gambar 2.16. Grafik penentuan dimensi chute block, baffle block, dan end sill

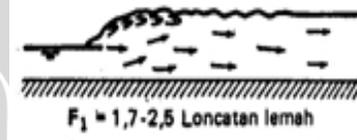
2.1.9. Loncatan Hidraulik

Apabila tipe aliran disaluran berubah dari aliran super kritis menjadi sub kritis maka akan terjadi loncatan air. Loncatan air merupakan contoh bentuk aliran berubah cepat (*rapidly varied flow*). Loncatan hidrolis terjadi pada daerah yang memiliki kemiringan berubah dari kemiringan curam menjadi landai. Keadaan ini terjadi misalnya pada kaki bangunan pelimpah. Aliran dibagian hulu adalah super kritis sedang dibagian hilir adalah sub kritis. Diantara kedua tipe tersebut terdapat daerah dimana loncatan air terjadi. (Triatmodjo, 1999:135).

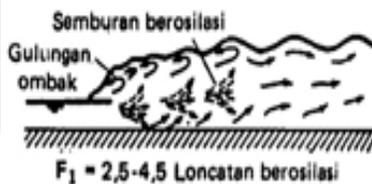
Loncatan hidrolis yang terjadi pada dasar mendatar, terdiri dari beberapa jenis yang berbeda-beda, dapat dibedakan berdasarkan bilangan Froude aliran yang terlibat, antara lain jenis tersebut adalah:



Gambar 2.17. Loncatan berombak
Sumber: Chow, 1997:347



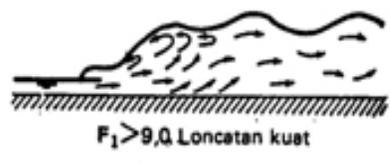
Gambar 2.18. Loncatan lemah
Sumber: Chow, 1997:347



Gambar 2.19. Loncatan berisilasi
Sumber: Chow, 1997:347

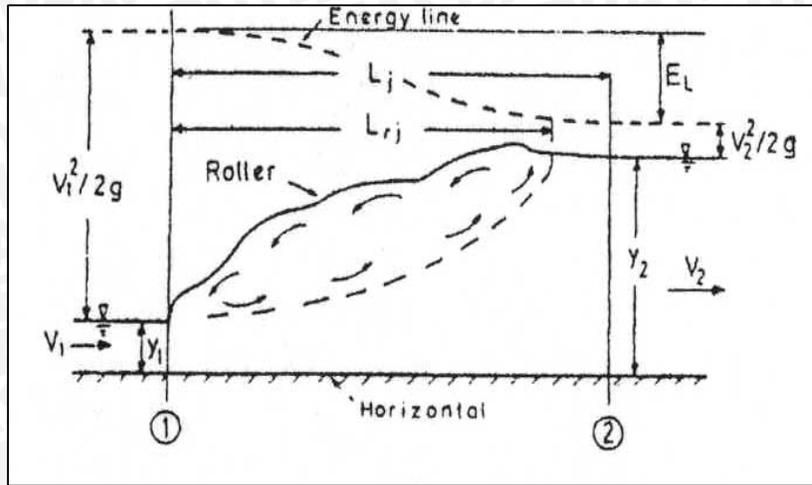


Gambar 2.20. Loncatan tunak
Sumber: Chow, 1997:347



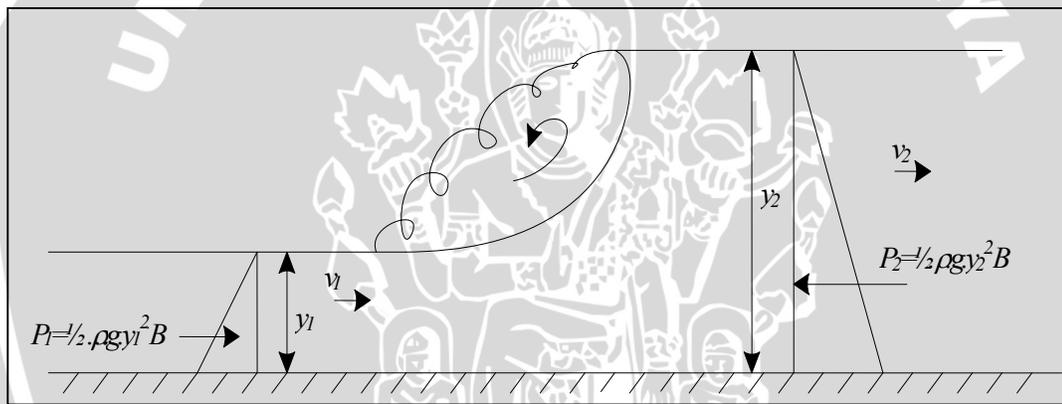
Gambar 2.21. Loncatan kuat
Sumber: Chow, 1997:347

1. Untuk $F_r = 1$, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan berombak
2. Untuk $F_r = 1,7$ sampai 2,5, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan lemah
3. Untuk $F_r = 2,5$ sampai 4,5, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan berisilasi
4. Untuk $F_r = 4,5$ sampai 9, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan tunak
5. Untuk $F_r =$ lebih dari 9, terjadi loncatan yang dinamakan loncatan kuat



Gambar 2.22. Sketsa loncatan hidraulik
 Sumber: Subramanya, 1986:189

Pada peristiwa loncatan hidraulik, komponen dasar yang berpengaruh pada perhitungan energi adalah persamaan momentum.



Gambar 2.23. Persamaan momentum dalam loncatan hidraulik
 Sumber: Raju, 1986:12

Dengan:

$$P_1 - P_2 = \rho \cdot Q \cdot (v_2 - v_1) \tag{2-24}$$

$$\left(\frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot y_1^2 - \frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot y_2^2 \right) \cdot B = \rho \cdot v_1 \cdot y_1 \cdot B \cdot (v_2 - v_1) \tag{2-25}$$

$$(y_1 - y_2)(y_1 + y_2) = \frac{2v_1 y_1}{g} \cdot (v_2 - v_1) \tag{2-26}$$

Sedangkan dari persamaan kontinuitas:

$$q = v_1 \cdot y_1 = v_2 \cdot y_2 \tag{2-27}$$

2.2. Kavitasi

Kavitasi adalah suatu kejadian yang timbul dalam aliran dengan kecepatan begitu besar, sehingga tekanan air menjadi lebih kecil dari pada tekanan uap air maksimum di temperatur itu. Proses ini menimbulkan gelembung-gelembung uap air yang dapat menimbulkan erosi pada konstruksi.

Kavitasi berisi uap air, udara, dan gas-gas lainnya akan terbentuk dalam zat cair bila tekanan mutlak dari zat cair tersebut hampir sama dengan tekanan uap air. Fenomena ini dapat terjadi jika kecepatan yang tinggi mengakibatkan turunnya tekanan. Kondisi semacam ini dapat timbul bila dinding lintasan sangat tajam, sehingga menyebabkan terpisahnya aliran air dari bidang sentuhnya. Pada waktu bergerak kearah hilir kavitasi dapat memasuki suatu daerah dimana tekanan mutlaknya sangat jauh lebih besar. Hal ini akan mengakibatkan mengembungnya tekanan uap air dalam kavitasi dan berubah menjadi zat cair kembali yang menyebabkan ledakan atau kempisnya kavitasi tersebut. Bila kavitasi kempis akan terjadi tekanan yang sangat tinggi.

Dengan ledakan yang terus-menerus ini permukaan akan mengalami rusak karena keletihan dan partikel-partikel kecil akan pecah dan terlepas, sehingga permukaan tersebut akan terlihat seperti spons. Kekuatan perusak dari kavitasi disebut pelubang. Suatu bentuk persamaan untuk memperkirakan kavitasi berupa parameter tak berdimensi, merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) disebut indeks kavitasi.

Perhitungan kavitasi dengan persamaan berikut (Roberson, Cassidy, Chaudry, 1998:386):

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-28)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \quad (2-29)$$

Jika $P \approx P_v$, maka $\sigma_1 = -C_p$

Dengan:

σ = indeks kavitasi

P_o = *ambient pressure* (kPa) \rightarrow 1kPa = 1000 N/m²

= Pa + P_g

P_a = tekanan atmosfer (=101 kPa)

$P_g = \rho \cdot g \cdot h$ = tekanan setempat (kPa)

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m^3)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

P = tekanan setempat (kPa)

σ_1 = angka batas kavitasi

Kriteria kavitasi:

- $\sigma > \sigma_1$: tidak terjadi kavitasi
- $\sigma \leq \sigma_1$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitasi, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu pada saat penelitian berlangsung. Adapun besarnya nilai massa jenis air dan tekanan uap berdasarkan suhu dapat dilihat pada **Tabel 2.1.** berikut:

Tabel 2.1. Sifat fisik air pada tekanan atmosfer (satuan SI)

Temperatur (t) °C	Massa jenis (ρ) kg/m^3	Tekanan Uap Air (P_v) kPa	Kekentalan Kinematis (ν) $\text{m}^2/\text{dt} \cdot 10^6$
0	999,868	0,61	7,787
5	999,992	0,87	1,519
10	999,726	1,23	1,307
15	999,125	1,70	1,140
20	998,228	2,33	1,004
25	997,069	3,16	0,893
30	995,671	4,23	0,801
35	994,055	5,62	0,724
40	992,238	7,58	0,658
45	990,233	9,58	0,602
50	998,052	12,30	0,553
60	983,200	19,90	0,475
70	977,770	31,10	0,413
80	971,800	47,30	0,365
90	965,310	70,10	0,326
100	958,360	101,30	0,294

Sumber: Falvey, 1990:4

2.3. Kehilangan Energi dan Efektivitas Peredam Energi

Kehilangan energi pada loncatan adalah sama dengan perbedaan energi spesifik sebelum dan sesudah terjadi loncatan. Besarnya kehilangan energi adalah:

$$\Delta E = E_1 - E_2 = \frac{(y_2 - y_1)^3}{4y_1 y_2} \quad (2-30)$$

Dengan:

ΔE = kehilangan energi

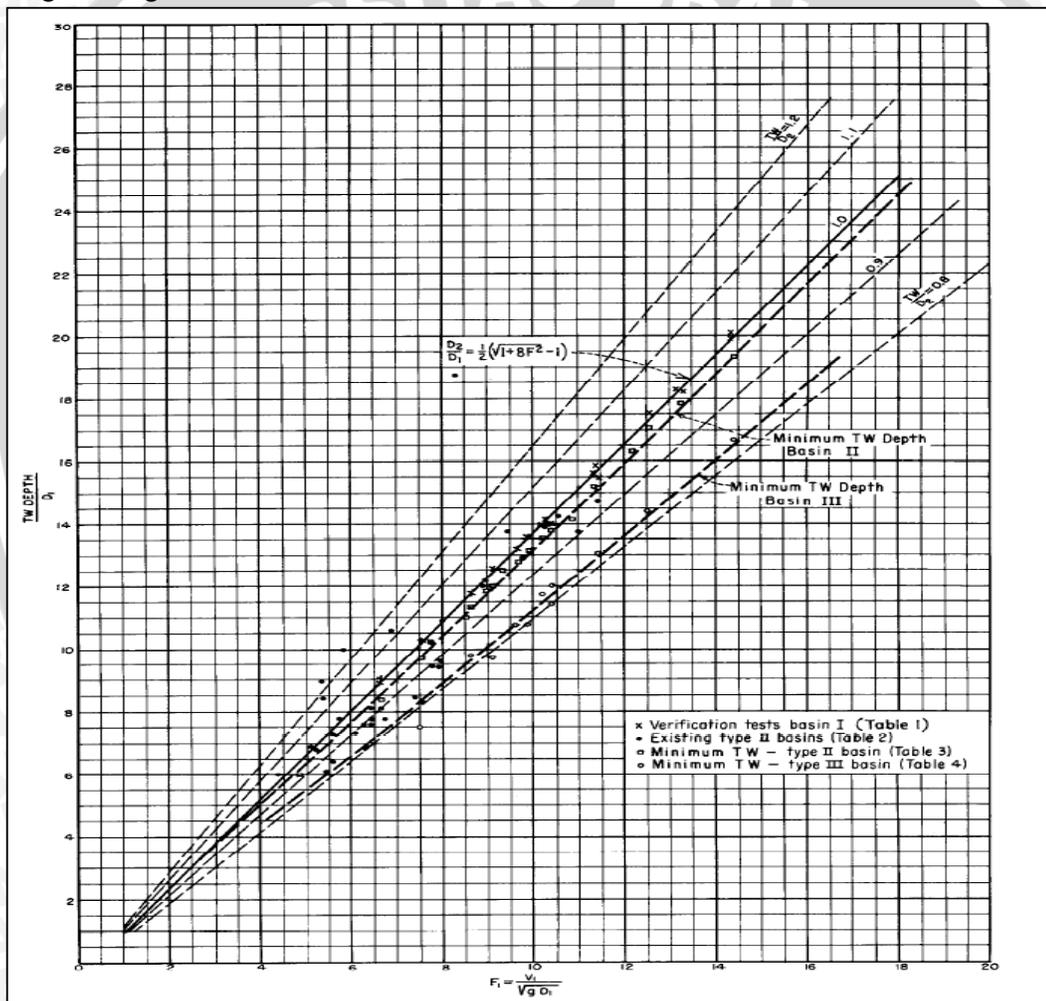
E_1 = energi spesifik sebelum loncatan

E_2 = energi spesifik setelah loncatan

y_1 = kedalaman air sebelum loncatan

y_2 = kedalaman air setelah loncatan

Kehilangan relatif adalah besarnya rasio atau perbandingan antara kehilangan energi dengan energi sebelum loncatan.



Gambar 2.24. Grafik hubungan Froude dengan Tail Water Depth
 Sumber: Peterka, J.A, 1984:209

Efektifitas peredam energi adalah rasio antara energi setelah loncatan dengan sebelum loncatan didefinisikan sebagai efisiensi loncatan, yang besarnya dapat dihitung dengan persamaan berikut:

$$\frac{E_1}{E_2} = \frac{(2F_1^2)^{3/2} + 4F_1^2 + 1}{8F_1^2(2+F_1^2)} \quad (2-31)$$

Dengan:

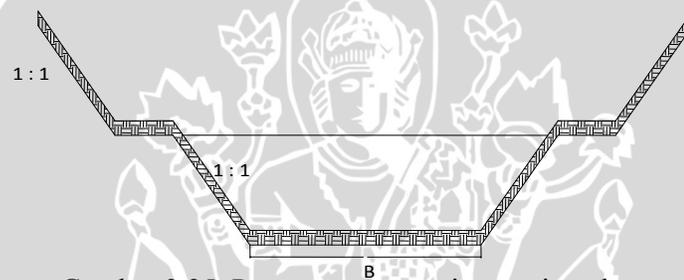
E_1 = energi spesifik sebelum loncatan

E_2 = energi spesifik sesudah loncatan

F_1 = bilangan Froude

2.4. Desain Penampang Trapesium Majemuk

Di dalam praktek seringkali dijumpai aliran saluran terbuka yang melalui penampang majemuk dengan angka kekasaran yang sama atau suatu penampang kekasarannya berbeda-beda. Saluran dengan penampang majemuk sering dijumpai pada saluran-saluran atau sungai-sungai aluvial yang karena banjir saluran terdiri dari saluran utama dan dua bagian saluran samping seperti pada **Gambar 2.25.** berikut:



Gambar 2.25. Penampang trapesium majemuk

Untuk mengetahui nilai bilangan Froude dapat dilihat pada rumus di bawah ini:

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{g \cdot D}} \quad (2-32)$$

Dengan:

Fr = bilangan Froude

U = kecepatan penampang (m/dt)

D = kedalaman hidrolis saluran (m)

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

2.5. Batuan Lindung (rip-rap)

Rip-rap digunakan untuk melindungi bangunan air terhadap gerusan. Rip-rap direncanakan sepanjang saluran pengarah hilir. Lapisan rip-rap dinilai baik apabila mengandung sekitar 40% pecahan-pecahan batu yang lebih kecil daripada ukuran yang diperlukan.

Untuk menentukan besarnya diameter butir batuan lindung pada saluran pengarah hilir dapat didekati menggunakan kurva yang menunjukkan ukuran maksimum batuan yang diperbolehkan sebagai bahan campuran rip-rap. Kurva tersebut merupakan hasil pengujian lapangan yang dilakukan pada *Bureau of Reclamation Hydraulic Laboratory* terhadap beberapa jenis batuan, seperti pasir, kerikil, dan batuan lainnya dengan ukuran lebih dari 2,5 inci.

Tabel 2.2. Macam batuan berdasarkan berat jenisnya

N0	Jenis Batuan	Berat Jenis (kg/m ³)
1	Granit	2500 – 2700
2	Andesit	1600 – 2600
3	Diorit	2800 – 2900
4	Gabro	2900 – 3000
5	Peridotit	2600 – 2800
6	Batu Gamping	2500 – 2700
7	Batu Pasir	2200 – 2700
8	Dunit	3200 – 3300
9	Marmer	2700
10	Gneis	2600 - 3100

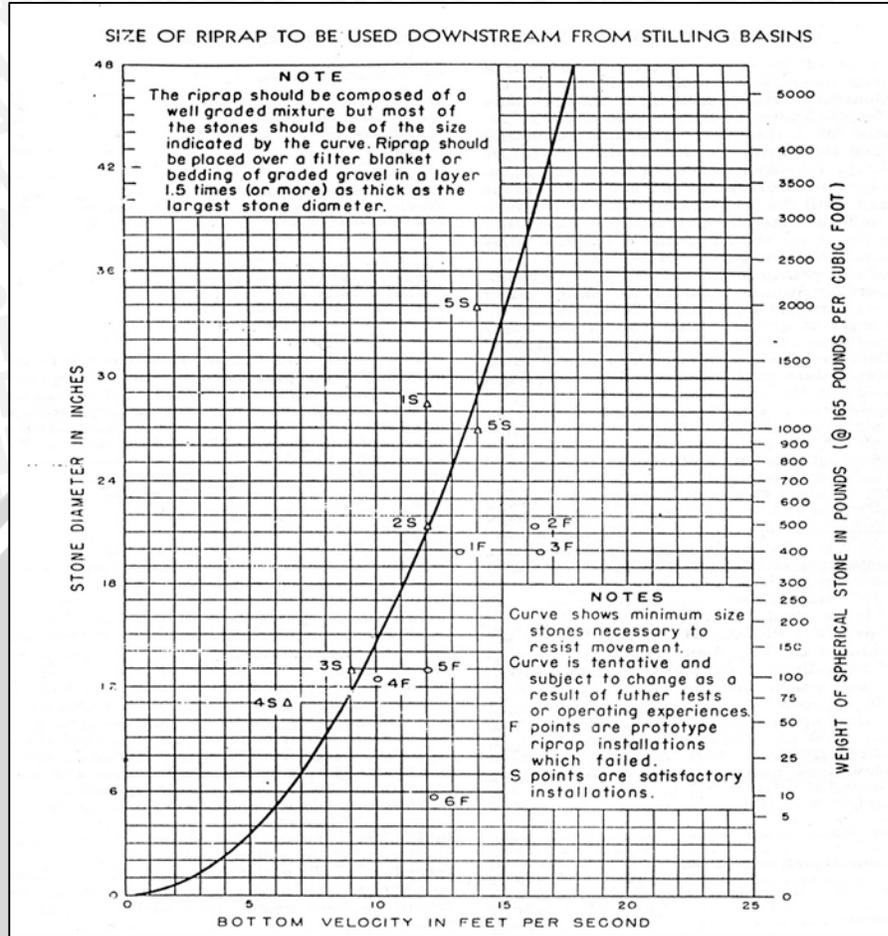
Sumber: Anonim, 1986:95

Bahan untuk rip-rap adalah berbagai macam jenis batuan diameter antara 30-50 cm yang terdapat di lokasi proyek yang tanahnya jenis kapur dengan kriteria batuan, yaitu batuan sedimen yang berupa batuan gamping kristalin, berikut spesifikasinya:

- Struktur umum : non klastik
 Ciri khas : butiran kasar dan berkrystal
 Komposisi mineral : garam, karbon, karbonat, silikat
 Tekstur : sangat kasar



Gambar 2.26. Batu gamping kristalin



Gambar 2.27. Kurva ukuran batuan untuk bahan campuran rip-rap
Sumber: Peterka, J. A, 1984:209

2.6. Kedalaman Gerusan Pada Alur Sungai di Hilir Peredam Energi

Analisis penggerusan diperlukan untuk mengetahui gerusan (*local scouring*) yang terjadi di bagian hilir suatu bangunan. Perhitungan gerusan dapat menggunakan pendekatan rumus empirik sebagai berikut:

1). Rumus Schotlich:

$$ds = S + hd = 4,75 (H^{0,2} q^{0,5} / D_{90}^{0,32}) \quad (2-33)$$

Dengan:

ds = jarak dari titik kedalaman terhadap lubang gerusan ke arah permukaan air bagian hilir (m)

S = kedalaman lubang gerusan (m)

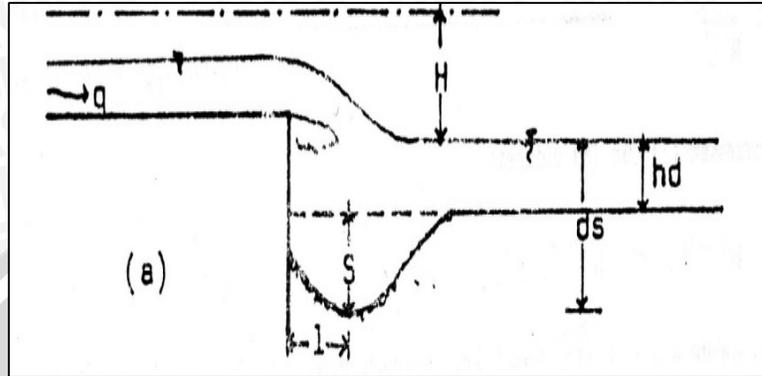
hd = kedalaman air di hilir (m)

q = debit persatuan lebar ($m^3/dt/m'$)

D_{90} = ukuran butiran dimana 90% material tertahan (mm)

H = jarak vertikal antara garis energi dan dasar pada peredam energi

Rumus tersebut akan memberikan hasil yang baik untuk harga D_{90} yang relatif besar dengan kondisi aliran seperti **Gambar 2.28.** berikut:



Gambar 2.28. Penggerusan di hilir bangunan hidraulik
Sumber: Priyantoro, 1987:79

2). **Rumus Veronise:**

$$S = (KxHe^{0.255} xq^{0.54}) - dm \tag{2-34}$$

Dengan:

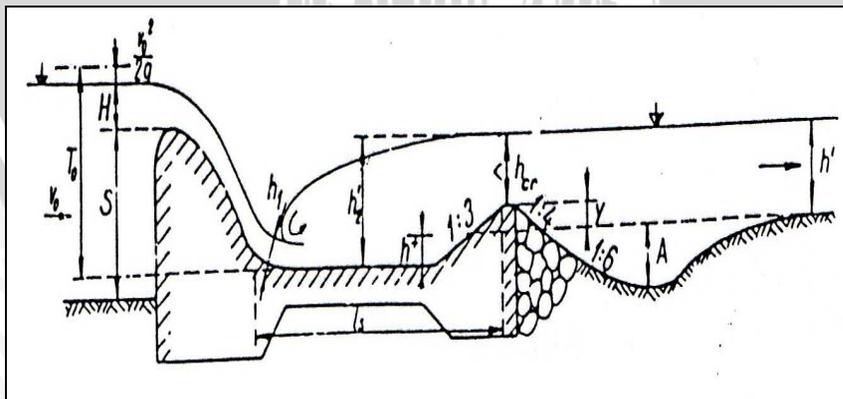
S = kedalaman gerusan (*local scouring*) yang terjadi di hilir bangunan

He = jarak vertikal antara garis energi dengan permukaan air di hilir bangunan (m)

q = debit per satuan lebar (m^2/S)

k = koefisien

d_m = diameter butiran (m)



Gambar 2.29. Sketsa gerusan lokal

Tabel 2.3. Ringkasan dari nilai eksponen dan koefisien dari kedalaman gerusan maksimum

Penulis	C	x	y	z	w
Scholistch	4.71	0.57	0.2	0.32	0
Veronise	1.9	0.54	0.225	0	0
Damle	0.65	0.5	0.5	0	0
Martins	1.5	0.6	0.1	0	0
Wu	1.18	0.51	0.235	0	0
Chee & Kung	2.22	0.6	0.20	0.1	0.1
Chee & Padiyat	3.35	0.67	0.18	0.063	0

Sumber: *Development In Hydraulic Engineering* – 2. Novak, 1984:214

2.7. Skala Model dan Konstruksi Model

Definisi dari skala model adalah rasio antara nilai masing-masing parameter yang ada di prototipe dengan nilai masing-masing parameter yang ada di model. Prinsip pembuatan skala adalah membentuk kembali masalah yang ada di prototipe dengan suatu angka pembanding, sehingga kejadian yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada dua jenis yang dapat digunakan dalam pemakaian skala model fisik hidraulika, yaitu skala model sama (*undistorted model*) dan skala model yang tidak sama (*distorted model*). Skala model sama adalah skala yang dipakai dalam pembuatan model dimana perbandingan skala mendatar dan skala tegak adalah sama. Sedangkan skala model yang tidak sama adalah perbandingan antara skala mendatar dan skala tegak yang tidak sama.

Hubungan skala (*scale relation*) yang digunakan pembuatan /perencanaan model fisik dibedakan menjadi dua kelompok (de Vries, 1977:28):

1. *Scale Law*

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi (dalam hal ini adalah *Roughnes condition* dan *Froude condition*).

2. *Scale Condition*

Hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi untuk menghindari *scale effects* (dalam hal ini adalah kriteria kesebangunan).

Hubungan antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidraulika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala

model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang menentukan ketelitian model tersebut.

Yang dimaksudkan dengan kesebangunan tersebut adalah:

1. Sebangun geometris, disebut juga dengan sebangun bentuk. Yaitu perbandingan antara ukuran analog prototipe dengan model harus sama besarnya. Perbandingan yang digunakan adalah panjang, luas dan volume.

$$n_l = \frac{\text{ukurandi prototipe}}{\text{ukurandi model}} = \frac{L_p}{L_m}$$

Semua ukuran pada titik sembaran di model dan prototipe harus mempunyai skala yang sama.

$$\text{Skala panjang} : \frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = n_L$$

$$\text{Skala luas} : \frac{(A_1)_p}{(A_1)_m} = \frac{(L_2^2)_p}{(L_2^2)_m} = n_L^2$$

$$\text{Skala volume} : \frac{(V_1)_p}{(V_1)_m} = \frac{(L_2^3)_p}{(L_2^3)_m} = n_L^3$$

Sebangun geometris sempurna tidak selalu mudah dicapai, sehingga kekasaran permukaan dari model yang kecil tidak mungkin merupakan hasil dari skala model, tetapi hanya dibuat permukaan yang lebih licin daripada prototipe.

2. Sebangun kinematis, yaitu sebangun gerakan. Perbandingan yang digunakan adalah waktu, kecepatan dan debit.

$$\text{Skala kecepatan} : \frac{v_p}{v_m} = \frac{L_p / T_p}{L_m / T_m} = \frac{n_L}{n_T}$$

$$\text{Skala percepatan} : \frac{a_p}{a_m} = \frac{L_p / T_p^2}{L_m / T_m^2} = \frac{n_L}{n_T^2}$$

$$\text{Skala debit} : \frac{Q_p}{Q_m} = \frac{L_p^3 / T_p}{L_m^3 / T_m} = \frac{n_L^3}{n_T^2}$$

3. Sebangun dinamis, yaitu kesebangunan gaya-gaya yang terjadi bila gerakannya sebangun kinematis, dan rasio dari massa yang bergerak serta gaya penyebabnya sudah homolog besarnya.

$$n_F = \frac{(F_1)_p}{(F_1)_m} = \frac{(F_2)_p}{(F_2)_m}$$

Apabila hubungan antar skala dan kesebangunan telah terpenuhi, maka tingkat ketelitian perlu diperhatikan sehubungan dengan besarnya nilai skala yang digunakan. Skala model yang digunakan dalam pengujian ini didasarkan pada beberapa pertimbangan berikut:

- Tujuan dari pengujian
- Ketelitian yang diharapkan
- Fasilitas yang tersedia di laboratorium
- Waktu dan biaya yang tersedia

Untuk suatu bangunan pelimpah, analisa tinggi aliran di atas pelimpah dapat digunakan untuk menentukan skala model dengan penjabaran sebagai berikut:

$$H_e = H - k_h \quad (2-35)$$

Dengan:

H_e = tinggi efektif air di atas pelimpah (m)

H = tinggi air di atas pelimpah (m)

k_h = kehilangan tinggi

= 0,457 mm untuk pelimpah mercu bulat

Debit aliran per satuan lebar di atas pelimpah dengan mempertimbangkan kedua ketinggian air tersebut adalah:

$$q_1 = C \cdot H^{3/2} \quad (2-36)$$

$$q_2 = C \cdot H_e^{3/2} \quad (2-37)$$

Penyelesaian persamaan (2-36) dan (2-37) berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan.

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \quad (2-38)$$

dalam hal ini $\frac{\Delta q}{q}$ adalah rasio perbedaan yang diharapkan (ketelitian yang diharapkan).

2.8. Penjabaran Besaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.8.1. Kecepatan Aliran (n_v)

Untuk suatu bangunan hidraulika berupa saluran pelimpah (*Over Flow Wier Type*), maka yang menentukan keadaan aliran adalah bilangan Froude (Triatmodjo, 1996:179):

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot h}} \quad (2-39)$$

Dengan:

v = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dt}^2$)

h = kedalaman aliran (m)

Agar kedalaman aliran di model sama dengan di prototipe, maka nilai $(Fr)_p = (Fr)_m$, ini merupakan kriteria kesamaan pola aliran.

Skala bilangan Froude dirumuskan: $n_{Fr} = \frac{(Fr)_p}{(Fr)_m} = 1$, selanjutnya skala kecepatan aliran

dapat dijabarkan:

$$\left[\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \right]_p = \left[\frac{v}{\sqrt{g \cdot h}} \right]_m$$

$$\frac{v_p}{\sqrt{g_p \cdot h_p}} = \frac{v_m}{\sqrt{g_m \cdot h_m}} \Rightarrow \frac{v_p}{v_m} = \frac{g_p}{g_m} \cdot \sqrt{\frac{h_p}{h_m}}$$

$$n_v = n_g \cdot \sqrt{n_h}$$

karena $g_p = g_m$, maka:

$$n_v = \sqrt{n_h} \quad (2-40)$$

2.8.2. Waktu Aliran (n_t)

Waktu yang ditempuh oleh suatu partikel zat cair dengan gerak beraturan adalah:

$$\text{waktu}(t) = \frac{\text{jarak}(L)}{\text{kecepatan}(v)}$$

Untuk model skala tanpa distorsi, diperoleh (Triatmodjo, 1996:180):

$$n_t = \frac{n_L}{n_v} \text{ dann } n_v = \sqrt{n_h}, \text{ sehingga:}$$

$$n_t = \sqrt{n_h} \quad (2-41)$$

2.8.3. Debit Aliran (n_Q)

Rumus kontinuitas aliran:

$$Q = v \cdot A \quad (2-42)$$

dengan:

$$\begin{aligned} A &= \text{Luas penampang basah} \\ &= L \cdot h \end{aligned}$$

dengan memperhatikan hubungan:

$$n_Q = n_v \cdot n_A$$

$$n_v = \sqrt{n_h}$$

$$n_A = n_t \cdot n_h$$

maka untuk model skala tanpa distorsi diperoleh (Triatmodjo, 1996:180):

$$n_Q = \sqrt{(n_h)^5} \quad (2-43)$$

2.8.4. Koefisien Chezy dan Manning

2.8.4.1. Koefisien Chezy

Untuk suatu penampang yang lebar: $v = C (h \cdot I)^{1/2}$, (Triatmodjo, 1996:180):

$$n_v = n_C \cdot (n_h)^{1/2} (n_l)^{1/2}$$

$n_l = \frac{n_h}{n_L}$ dan $n_v = (n_h)^{1/2}$, sehingga untuk model skala tanpa distorsi diperoleh:

$$n_C = 1 \quad (2-44)$$

2.8.4.2. Koefisien Manning pada Penampang Persegi dan Penampang Trapesium

Rumus manning pada saluran dengan penampang lebar adalah (Triatmodjo, 1996:180):

$v = \frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2}$, sehingga untuk model skala tanpa distorsi diperoleh:

$n_v = \frac{(n_R)^{2/3}}{n_n}$ dan $n_v = (n_R)^{1/2}$, sehingga:

$$n_n = (n_R)^{1/6} \quad (2-45)$$

$$a. \frac{Bh}{B + 2h} = R \quad (2-46)$$

$$b. \frac{(B + zh)h}{B + 2h\sqrt{1+z^2}} = R \quad (2-47)$$

