

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Bendungan Riam Kiwa merupakan bendungan dengan tipe pelimpah langsung (*overflow*) dan direncanakan harus bisa mengalirkan debit Q_{PMF} dengan aman sehingga tidak terjadi *overtopping* pada tubuh bendungan. Pada bagian hilir pelimpah terdapat peredam energi yang menggunakan USBR tipe II yang diperkirakan akan efektif meredam aliran dari pelimpah sehingga loncatan hidraulik yang terjadi tidak sampai pada saluran transisi. Desain saluran transisi pada sistem pelimpah Bendungan Riam Kiwa ini mengalami penyempitan dengan sudut inklasi sebesar $>12^{\circ}30'$, yang dapat dilihat pada gambar terlampir. Dengan adanya penyempitan diharapkan aliran dapat diatur pada bagian hilirnya sesuai dengan kaidah hidraulika yang berlaku.

Saluran peluncur didesain dengan kemiringan dasar saluran $S=0,40$ dengan penambahan desain *Baffled Chute* di sepanjang saluran peluncur untuk peredaman energi awal, di bagian hilir saluran peluncur terdapat peredam energi hilir USBR Tipe I dan II yang didesain aman untuk Q_{1000th} sehingga diperkirakan dapat meredam aliran dari saluran peluncur. Sebelum menuju saluran pengarah hilir (*escape channel*), terdapat kemiringan negatif dasar saluran 1:5 dengan panjang 25 m dan penambahan *rip-rap* serta *tetrapod* yang didesain untuk mengurangi *pulsating flow* yang terjadi sehingga diharapkan aliran cukup tenang saat menuju sungai.

2.2 Pelimpah Langsung (*Overflow*)

2.2.1 Analisa Hidraulika Pada Pelimpah

Dimensi saluran pengatur tipe pelimpah langsung (*overflow*) dapat diperoleh dengan rumus-rumus hidraulika sebagai berikut:

- a. Rumus debit yang melewati pelimpah dengan penampang segiempat (Sosrodarsono, 1977, p.181)

$$Q = CBH^{2/3} \dots\dots\dots (2-1)$$

dengan:

Q = debit (untuk perencanaan digunakan debit banjir rancangan, m^3/det)

C = koefisien debit

B = lebar efektif ambang pelimpah (m)

H = tinggi tekan di atas ambang pelimpah (m)

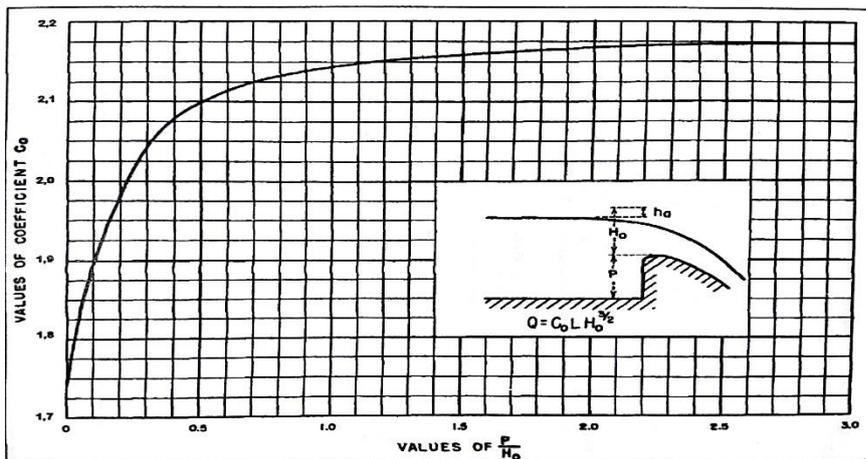
b. Koefisien debit

Secara teori besarnya koefisien debit (C) akan berkurang akibat adanya gesekan.

Beberapa factor yang mempengaruhi besarnya koefisien debit (C) adalah:

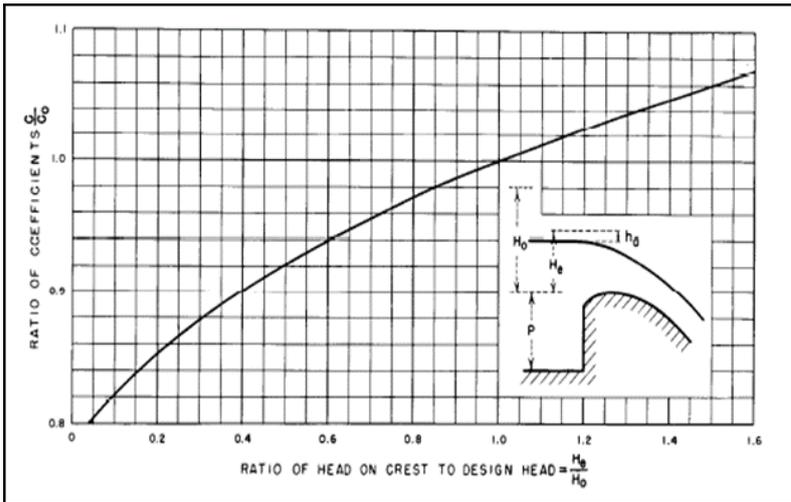
- Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran,
- Kemiringan lereng udik bendung,
- Tinggi air di atas mercu bendung,
- Perbedaan antara tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran yang bersangkutan.

Semakin rendah air di atas ambang, koefisien (C) akan berkurang. Pengaruh-pengaruh kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran dan kemiringan lereng hulu bendung terhadap angka (C) pada berbagai bangunan pelimpah dapat dilihat pada Gambar 2.1 sampai 2.3:



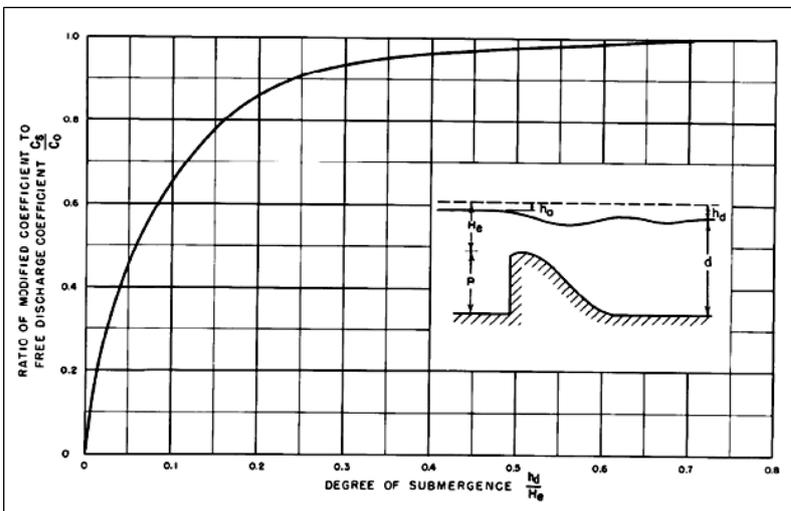
Gambar 2.1 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor P/H_0

Sumber: United States Department of The Interior: Bureau of Reclamation (1973, p.370).



Gambar 2.2 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_c/H_0

Sumber: United States Department of The Interior: Bureau of Reclamation (1973, p.371).



Gambar 2.3 Koefisien limpahan dipengaruhi oleh faktor H_d/H_c

Sumber: United States Department of The Interior: Bureau of Reclamation (1973, p.371).

Jika aliran di belakang ambang cukup tinggi, maka akan mempengaruhi debit yang masuk ambang dan disebut dengan aliran tenggelam. Kondisi ini sangat jarang atau hampir tidak pernah untuk aliran pelimpah dan hanya mungkin pada konstruksi bendung.

c. Lebar efektif ambang pelimpah (B_{eff})

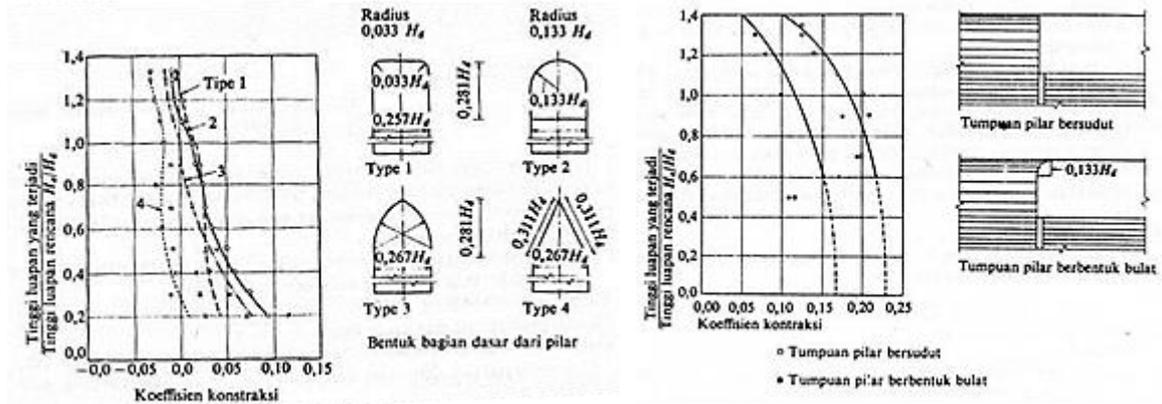
Pada saat terjadi debit *outflow* yang melintasi mercu ambang pelimpah akan terjadi kontraksi aliran baik pada kedua dinding samping maupun pada pilar-pilarnya. Debit air yang melewati mercu ambang pelimpah didasarkan pada lebar efektifnya. Besarnya perbandingan antara B_{eff} dan B dipengaruhi oleh bentuk pilar bagian hulu, tembok tepi dan kedalaman air. (United States Department of The Interior: Bureau of Reclamation, 1987, p.370)

$$B_{eff} = B - 2 (N \cdot K_p + K_a) H \dots\dots\dots (2-2)$$

Koefisien kontraksi tembok tepi sebagai berikut:

- Tembok tepi bersudut runcing 0,2
- Tembok tepi bersudut bulat/tumpul 0,1

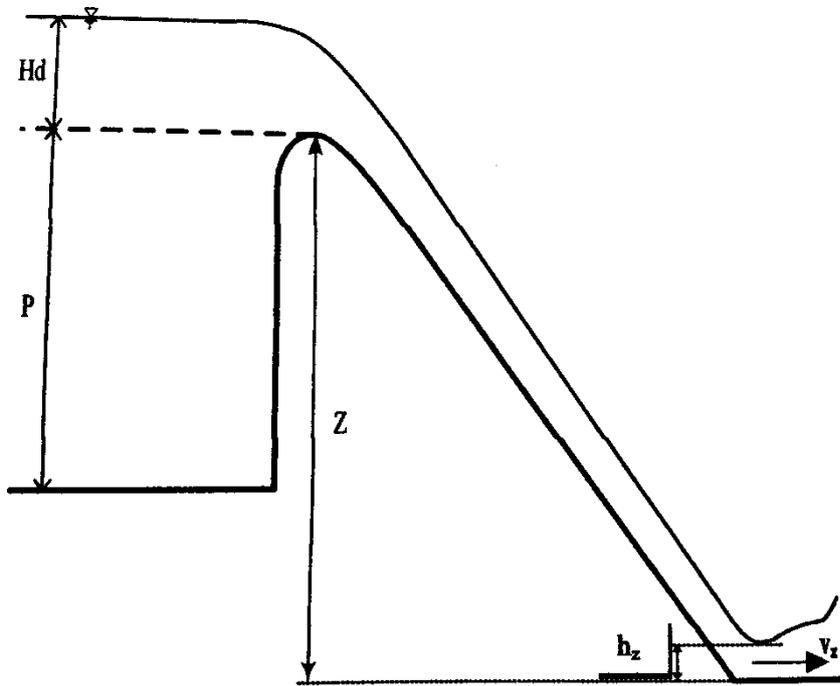
Atau dengan grafik pada dan Gambar 2.4 untuk kontraksi tembok tepi:



Gambar 2.4 Koefisien kontraksi pilar sesuai dengan bentuk tumpuannya.

Sumber: Sosrodarsono (2002, p.183).

d. Tinggi Muka Air di atas Pelimpah (Crest) dan Tubuh Pelimpah



Gambar 2.5 Tinggi muka air di atas tubuh pelimpah

Sumber: Chow (1997, p.347).

Kecepatan aliran teoritis pada pelimpah dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

(Chow, 1997, p.345)

$$V_z = \sqrt{2g(Z + H_d - y_z)} \dots \dots \dots (2-3)$$

$$\frac{Q}{L} = V_z \cdot y_z \dots \dots \dots (2-4)$$

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot y_z}} \dots \dots \dots (2-5)$$

dengan:

Q = debit aliran (m^3/dt)

L = lebar efektif pelimpah (m)

V_z = kecepatan aliran (m/dt)

g = percepatan gravitasi (m/dt^2)

Z = jarak vertikal dari permukaan hulu sampai lantai kaki hilir (m)

H_d = tinggi tekan air 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 (*crest*) pelimpah dianggap kritis (nilai $F_r = 1$) sehingga:

$$F_r = \frac{v}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} = \frac{\left[\frac{Q}{L \cdot y_{cr}} \right]}{\sqrt{g \cdot y_{cr}}} \dots \dots \dots (2-6)$$

$$y_{cr} = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \dots \dots \dots (2-7)$$

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)

2.3 Saluran Transisi

Saluran transisi pada bangunan pelimpah diperlukan untuk menghubungkan perubahan penampang dari ukuran dimensi yang lebih besar 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:

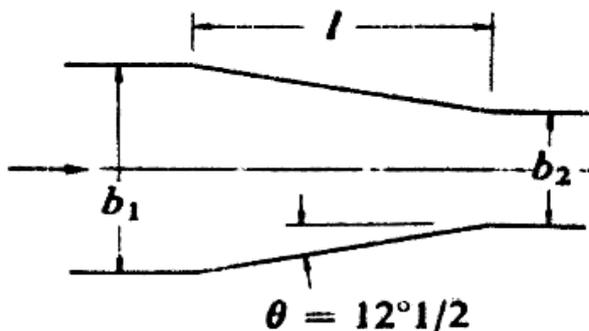
1. Ada perbedaan lebar antara ambang dan peluncur (ambang selalu lebih besar daripada saluran peluncur).
2. Ada perbedaan bentuk antara penampang ambang dan peluncur. Seringkali ambang berbentuk trapesium dan peluncur berbentuk segi empat.

3. Menenangkan aliran yang mempunyai turbulensi tinggi
4. Membuat kontrol hidraulis

Saluran transisi direncanakan agar debit banjir rencana yang akan disalurkan memberikan kondisi yang paling menguntungkan, baik pada aliran di dalam saluran transisi tersebut maupun pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur, dimana pada aliran permulaan yang akan menuju saluran peluncur diharapkan terjadi aliran kritis, karena pada potongan ini merupakan titik kontrol sebagai awal perhitungan kedalaman secara hidrolik.

2.3.1 Penyempitan Pada Saluran Transisi

Pada hakikatnya belum ada cara yang paling baik untuk merencanakan bentuk saluran transisi dan karenanya saluran tersebut direncanakan dengan pertimbangan yang didasarkan pada pengalaman-pengalaman serta pada pengujian-pengujian *model test* hidraulika di laboratorium. Untuk bangunan pelimpah yang relatif kecil, biasanya saluran ini dibuat dengan dinding tegak yang makin menyempit ke hilir dengan sudut inklinasi sebesar $>12^{\circ}30'$ terhadap sumbu saluran peluncur, seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.6:



Gambar 2.6 Skema penyempitan pada saluran transisi

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.203).

Akan tetapi kondisi topografi yang kurang menguntungkan, kadang-kadang memaksakan pembuatan dinding saluran yang melebihi sudut inklinasi tersebut. Dalam kondisi yang demikian, maka pengujian-pengujian *model test* hidraulika sangat membantu, agar dapat diperoleh bentuk yang paling sesuai dalam berbagai variasi debit yang akan melintasi bangunan pelimpah.

Perhitungan hidraulika pada saluran transisi mengkondisikan aliran di ujung saluran transisi adalah subkritis dan hilir kritis sesuai dengan Rumus Bernoulli, yakni:

$$d_e + \frac{v_e^2}{2g} = d_c + \frac{v_c^2}{2g} + \frac{K(v_e^2 - v_c^2)}{2g} + h_m \dots\dots\dots (2-8)$$

dengan:

d_e = kedalaman aliran masuk ke dalam saluran transisi

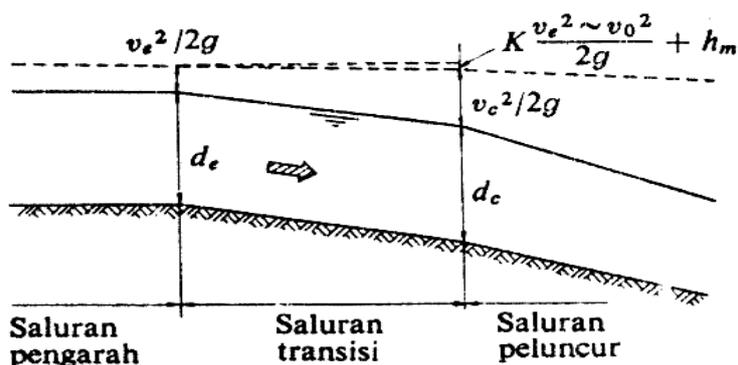
v_e = kecepatan aliran masuk ke dalam saluran transisi

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 dan lain-lain.



Gambar 2.7 Skema aliran pada saluran transisi

Sumber: Sosrodarsono (1977, p.204)

2.4 Saluran Peluncur

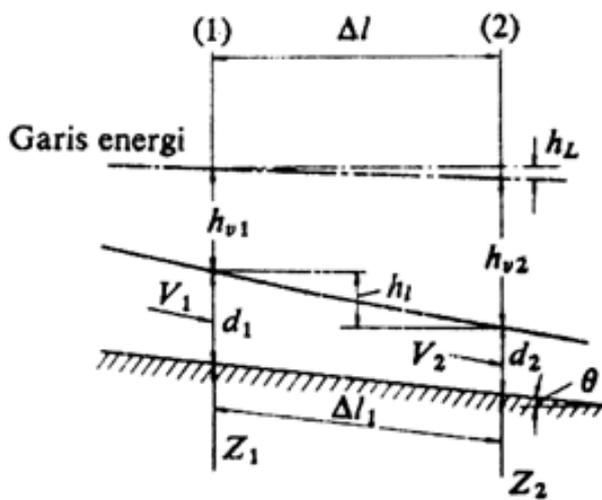
Saluran peluncur merupakan saluran pembawa dari ujung hilir saluran transisi sampai ke peredam energi. Agar saluran peluncur mempunyai volume beton kecil, maka alirannya harus mempunyai kecepatan tinggi. Saluran ini direncanakan dengan aliran super kritis, dengan $Fr > 1$, namun tidak sampai $Fr < 9$. Profil muka air pada saluran peluncur gelombang alirannya sudah menurun dan relatif berkurang dibanding pada bagian saluran transisi.

Dalam merencanakan saluran peluncur (*flood way*), harus memenuhi persyaratan sebagai berikut (Sosrodarsono, 2002, p.205):

1. Agar air yang melimpah dari saluran pengatur mengalir dengan lancar tanpa hambatan-hambatan hidrolis.
2. Agar konstruksi saluran peluncur cukup kukuh dan stabil dalam menampung semua beban yang timbul.
3. Agar biaya konstruksinya diusahakan seekonomis mungkin.

Guna memenuhi persyaratan tersebut, supaya diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

1. Diusahakan agar tampak atanya selurus mungkin. Jika bentuk lengkung tidak bisa dihindarkan, maka harus dibuat lengkung dengan jari-jari (r) cukup besar.
2. Penampang lintang saluran peluncur sebagai patokan supaya diambil bentuk persegi empat.
3. Kemiringan dasar saluran diusahakan sedemikian rupa, sehingga semakin ke hilir semakin curam, agar kecepatan aliran dapat ditingkatkan secara berangsur-angsur dan kemudian aliran berkecepatan tinggi di dalam saluran tersebut tidak menimbulkan gejala kavitasi yang akan menghancurkan permukaan dasar saluran serta getaran-getaran yang ditimbulkan akan dapat memberikan efek yang negatif pada stabilitas saluran peluncur.



Gambar 2.8 Skema penampang memanjang aliran pada saluran peluncur.

Sumber: Sosrodarsono (2002, p.208)

Perhitungan profil muka air pada saluran peluncur dapat didekati dengan rumus kekekalan energi dalam aliran (persamaan Bernoulli), sebagai berikut:

$$z_1 + d_1 + h_{v1} = z_2 + d_2 + h_{v2} + h_L + h_e \dots\dots\dots (2-9)$$

dengan:

z = elevasi dasar saluran pada suatu bidang vertical (m)

d = kedalaman air pada bidang tersebut (m)

h_v = tinggi tekan kecepatan pada bidang tersebut (m)

h_l = kehilangan tinggi tekan yang terjadi di antara 2 (dua) bidang vertical yang ditentukan akibat gesekan (m), dinyatakan dengan:

$$h_l = S_f \cdot \Delta l \quad ; \quad S_f = \frac{n^2 \cdot v^2}{R^{4/3}} \dots\dots\dots (2-10)$$

h_e = kehilangan tinggi tekan akibat perubahan penampang (m)

$$h_e = K \cdot \left| \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g} \right| \dots\dots\dots (2-11)$$

g = percepatan gravitasi (m/dt²)

sehingga menjadi:

$$\frac{V_1^2}{2g} + d_1 + S_0 \cdot \Delta l = \frac{V_2^2}{2g} + d_2 + h_l \dots\dots\dots (2-12)$$

dengan:

Δl = jarak horizontal antara bidang-1 dan bidang-2 (m)

h_l = kehilangan tinggi tekanan (m)

V_1 = kecepatan aliran pada bidang-1 (m/dt)

V_2 = kecepatan aliran pada bidang-2 (m/dt)

d_1 = kedalaman air pada bidang-1 (m)

d_2 = kedalaman air pada bidang-2 (m)

S_0 = kemiringan dasar saluran peluncur

2.5 *Baffled Chute*

Baffled Chute atau *Apron* merupakan salah satu dari tipe peredam energi yang direkomendasikan oleh USBR (peredam energi kolam olakan tipe IX), yang penempatannya biasanya pada saluran peluncur pada sistem pelimpah. Bangunan ini telah digunakan pada proyek-proyek irigasi selama bertahun-tahun. Fakta bahwa banyak dari struktur ini telah dibangun dan menunjukkan hasil yang memuaskan, mengindikasikan bahwa bangunan ini praktis dan dalam beberapa kasus bangunan ini adalah jawaban ekonomis dari masalah peredaman energi. Struktur prototipe yang dibangun dengan rekomendasi desain oleh USBR telah berhasil teruji dengan baik, bahkan ketika dioperasikan debit melebihi batas yang direncanakan. Struktur ini dibangun dengan beberapa baris blok atau *baffled chute* dengan jarak yang seragam. Efek dari *baffled chute* adalah untuk menghilangkan energi kinetik yang didapat dari terjunan. Sehingga kecepatan aliran tetap dalam batas-batas yang dapat diterima ketika di dasar saluran. Bangunan ini tidak memerlukan loncatan air untuk efektif, meskipun dasar saluran permukaan tidak dalam dan kurang ekstensif ketika loncatan air mengisi kolam olakan saat debit mengalir. Beberapa baris dari *baffled chute* pada saluran peluncur mencegah percepatan aliran yang berlebihan dan membuat kecepatan aliran masuk akal, terlepas dari ketinggian peluncur. Ketika aliran lewat di antara dan di sekitar *baffled chute*, dalam hal ini tidak mungkin

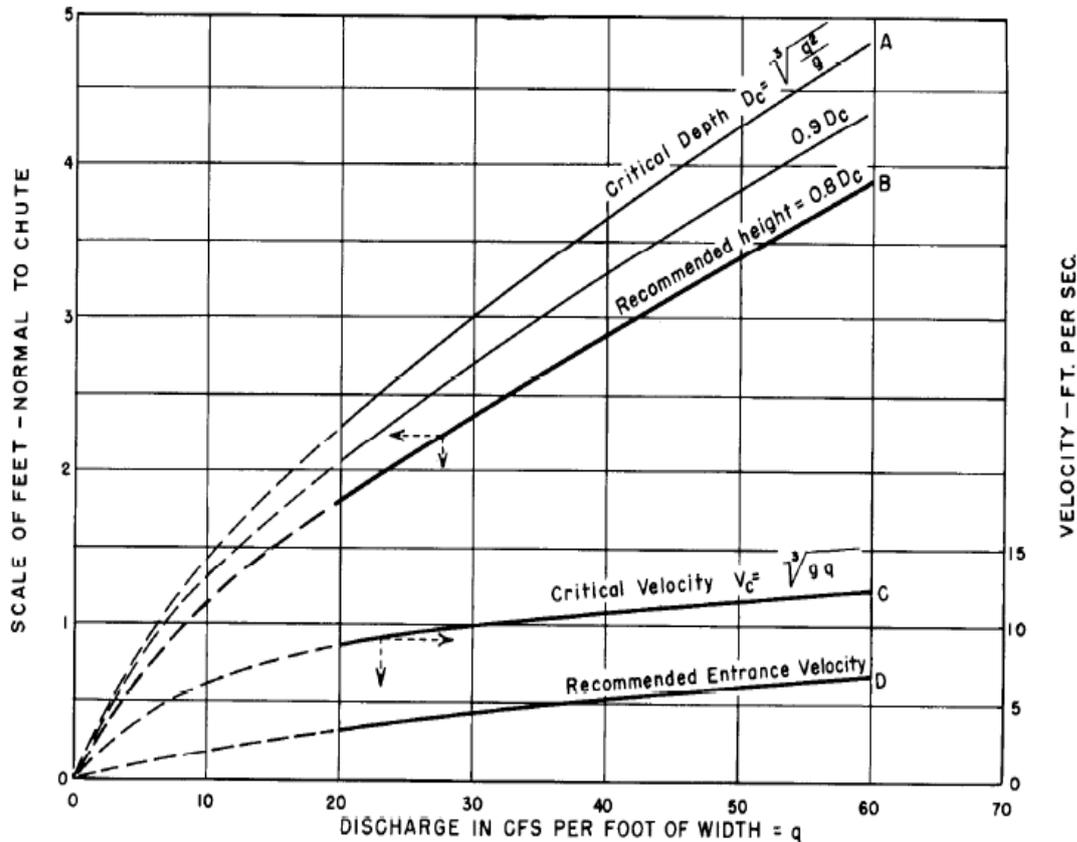
untuk menentukan kondisi aliran pada saluran secara biasa. Arus permukaannya melambat di setiap *baffled chute* dan menjadi cepat setelah melewati *baffled chute*, besarnya kecepatan arus tergantung pada debit dan ketinggian *baffled chute*.

Baffled Chute dibangun pada lereng yang memiliki kemiringan dengan memanjang ke bagian bawah saluran. *Backfill* yang ditempatkan pada satu atau lebih baris *baffled chute* di atasnya berfungsi untuk mengembalikan ketinggian dasar aliran di awal. Ketika permukaan atau dasar saluran terjadi degradasi, *baffled chute* baris selanjutnya yang akan menerima dampaknya dan mencegah percepatan aliran yang berlebihan pada saluran. Jika degradasi tidak terjadi, di permukaan akan tercipta kolam olakan pada dasar saluran hilir *baffled chute* yang bertujuan untuk menstabilkan pola permukaan. Jika degradasi terjadi berlebihan, maka diperlukan untuk memperpanjang saluran.

Sejumlah *baffled chute* telah dibangun dan dicoba di lapangan. Beberapa struktur yang sudah ada dikembangkan dari desain yang diperoleh dari uji model hidraulik yang dibuat. Desain lainnya untuk struktur yang ada, didapat dengan memodifikasi desain uji model yang teruji namun menyesuaikan dengan kondisi topografi dan aliran setempat.

Berikut secara sederhana perencanaan desain *Baffled Chute*:

1. *Baffled Chute* harus didesain untuk debit inflow maksimum, Q .
2. Untuk unit debit desain $\left(q = \frac{Q}{W}\right)$ dimungkinkan hingga sebesar 60 c.f.s. (*cubic feet per second*) per kaki atau 1,7 m³/det per m dari lebar saluran, W . Pada kondisi aliran yang cukup parah pada dasar saluran, q berkisar 35 c.f.s. per kaki (0,99 m³/det per m) dan kondisi aliran yang relatif ringan, q berkisar 20 c.f.s. per kaki (0,57 m³/det per m) atau kurang.



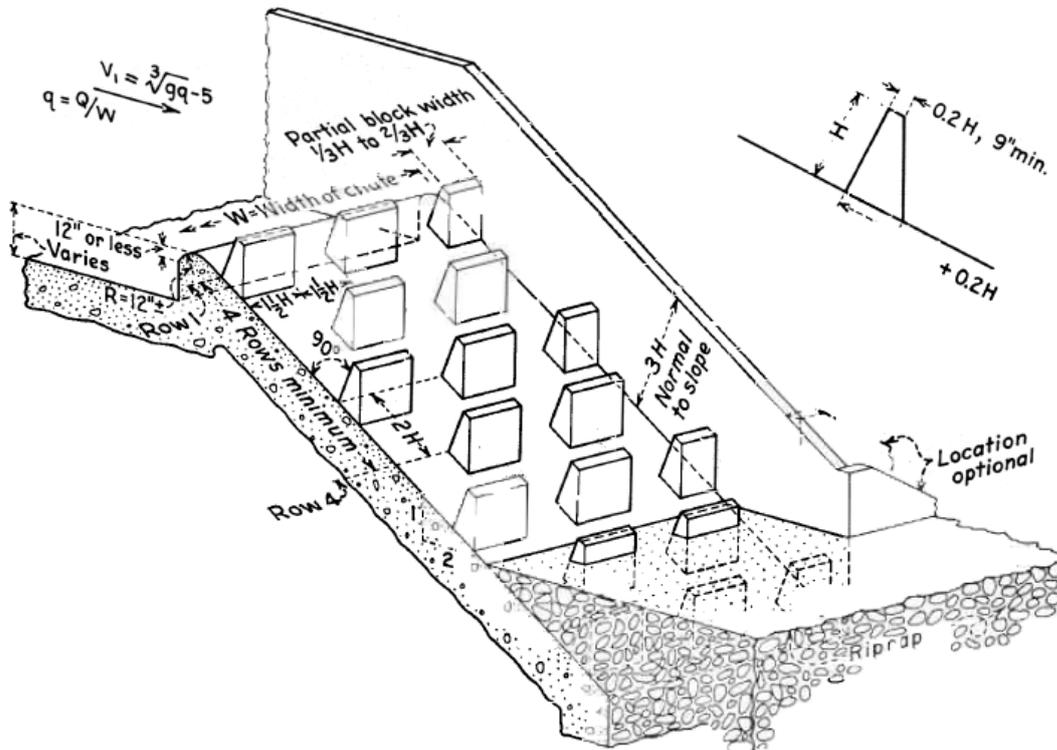
Gambar 2.9 Kurva rekomendasi ketinggian *baffled chute* dan kecepatan yang diijinkan.

Sumber: Peterka (1978, p.174)

3. Kecepatan masuk, V_1 , sebisa mungkin serendah apa yang sudah ada. Kondisi ideal terjadi ketika $V_1 = \sqrt[3]{gq} - 5$ (kurva D, pada gambar 2.10). Kondisi aliran tidak dianjurkan ketika $V_1 = \sqrt[3]{gq}$ (kurva C, pada gambar 2.10).
4. Penyeimbang vertikal antara lantai saluran masuk dengan *baffled chute*, digunakan untuk membuat kolam olakan atau V_1 yang diinginkan dan akan bervariasi dalam setiap instalasi. Kurva radius pendek digunakan untuk merencanakan puncak *baffled chute*. Baris pertama dari barisan *baffled chute* ditempatkan dekat dengan bagian atas *crest* peluncur dan tidak lebih dari 12 inci/1 feet (0,30 m) dari ketinggian di bawah puncak.
5. Ketinggian *baffled chute*, H , harus sekitar $0,8 D_c$ (kurva B, gambar 2.10). Kedalaman kritis pada *baffled chute* persegi panjang adalah $D_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$ (kurva A, gambar 2.10). Dimensi ketinggian *baffled chute* tidak selalu dipermasalahkan tetapi tidak boleh kurang dari yang direkomendasikan. Ketinggian dapat ditinggikan hingga $0,9 D_c$ (gambar 2.10).

6. Lebar dan jarak *baffled chute* harus sama, sebaiknya dikisaran $3/2 H$, tapi tidak kurang dari H . Dimensi *baffled chute* yang lain tidak diharuskan ditampilkan pada potongan melintang. *Baffled chute*, dengan lebar $1/3 H$ hingga $2/3 H$, harus ditempatkan menghadap dinding penahan di baris 1, 3, 5, 7, dan seterusnya bergantian dengan lebar yang sama di baris 2, 4, 6, dst.
7. Jarak sepanjang lereng antara deretan *baffled chute* harus $2H$, dua kali ketinggian *baffled chute*, H . Saat ketinggian *baffled chute* kurang dari 3 feet (0,91 m), jarak antar baris mungkin lebih besar dari $2H$ tetapi tidak boleh melebihi 6 feet (1,83 m).
8. *Baffled chute* biasanya dibangun dengan sisi tegak menghadap ke hulu dan sisi miring menghadap hilir. Namun, *baffled chute* dengan tampak vertical juga dapat digunakan. *Baffled chute* vertikal cenderung menghasilkan lebih banyak percikan dan lebih sedikit penggerusan dasar saluran, tetapi tidak signifikan.
9. Setidaknya diperlukan empat baris *baffled chute* untuk mengendalikan aliran, walaupun dengan lebih sedikit baris juga sudah bisa berhasil. Baris tambahan melebihi baris keempat berfungsi untuk mempertahankan kendali aliran hulu dan banyaknya baris dapat dibangun jika memang diperlukan. *Baffled chute* harus diperluas ke bawah dasar saluran hilir.
10. Dinding penahan *baffled chute* harus tiga kali lebih tinggi dari ketinggian *baffled chute*, untuk mempertahankan aliran air dan menahan percikan. Tidak terlalu disarankan untuk menambah ketinggian dinding agar menampung semua percikan.

Ada juga varian desain untuk layout alternatif aliran masuk yang lain. Baris pertama dan kedua *baffled chute* dihapuskan dan digantikan oleh dentated sill berbentuk segitiga. Alasan untuk modifikasi ini adalah menghindari struktur tersumbat oleh puing-puing besar yang terjebak oleh *baffled chute* baris pertama.



Gambar 2.10 Dasar perencanaan *baffled chute*

Sumber: Peterka (1978, p.188)

2.6 Peredam Energi

Sebelum aliran air yang melintasi bangunan pelimpah dikembalikan lagi ke dalam sungai, maka aliran dengan kecepatan yang tinggi dalam kondisi superkritis tersebut harus diperlambat dan diubah pada kondisi aliran subkritis. Dengan demikian kandungan energi dengan daya penggerus yang sangat kuat timbul dalam aliran tersebut harus direduksi hingga mencapai tingkat normal kembali, sehingga aliran tersebut kembali ke dalam sungai tanpa membahayakan kestabilan alur sungai yang bersangkutan (Sosrodarsono, 2002, p.213).

Peredam energi mempunyai berbagai tipe yang disesuaikan dengan kondisi topografi dan sistem kerjanya:

1. Tipe loncatan (*water jump type*)
2. Tipe kolam olakan (*stilling basin type*)
3. Tipe bak pusaran (*roller bucket type*).

Agar diperoleh tipe peredam energi yang sesuai untuk bangunan pelimpah, maka perlu dipertimbangkan hal-hal sebagai berikut:

1. Gambaran karakteristik hidrolis pada peredam energi yang direncanakan.

2. Hubungan lokasi antara peredam energi dengan tubuh bendungan.
3. Karakteristik hidrolis dan karakteristik konstruktif dari bangunan pelimpah.
4. Kondisi-kondisi topografi, geologi dan Hidrolika di daerah tempat kedudukan peredam energi.
5. Situasi serta tingkat perkembangan dari sungai di sebelah hilir.

2.6.1 Tipe Kolam Olakan (*Stilling Basin Type*)

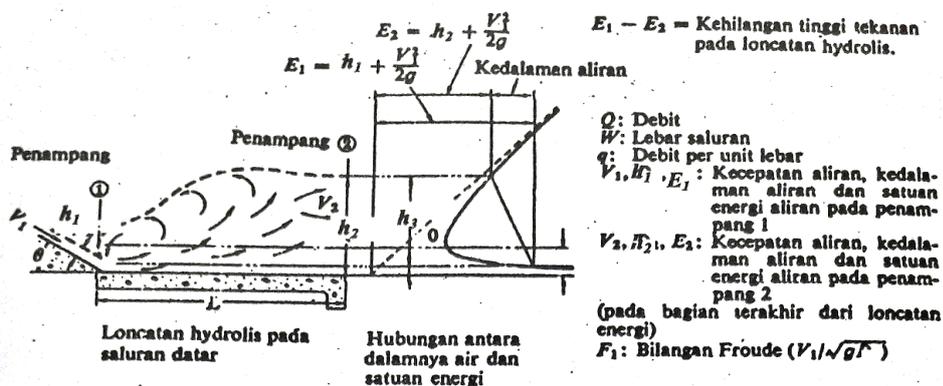
Kebanyakan tipe peredam energi yang digunakan sebagai dasar perencanaan umumnya adalah peredam energi tipe kolam olakan (*stilling basin type*), yang prinsip peredaman energinya sebagian besar terjadi akibat pergesekan atau benturan di antara molekul-molekul air, sehingga timbul olakan-olakan di dalam kolam tersebut, oleh karenanya dinamakan peredam energi tipe kolam olakan.

Menurut USBR, ada 4 tipe kolam olakan dalam perencanaan peredam energi kolam olak datar, yaitu:

1) Kolam Olakan Tipe I

Tipe ini digunakan untuk debit yang kecil dengan kapasitas peredaman energi yang kecil pula dan kolam olakannya berdimensi kecil. Tipe ini biasanya dibangun untuk suatu kondisi yang tidak memungkinkan pembuatan perlengkapan-perlengkapan lainnya pada kolam olak tersebut. Secara teori kolam olakan tipe I cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60$ m)
- Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5$ m³/det/m)
- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $< 4,50$.



Gambar 2.11 Bentuk kolam olakan tipe I

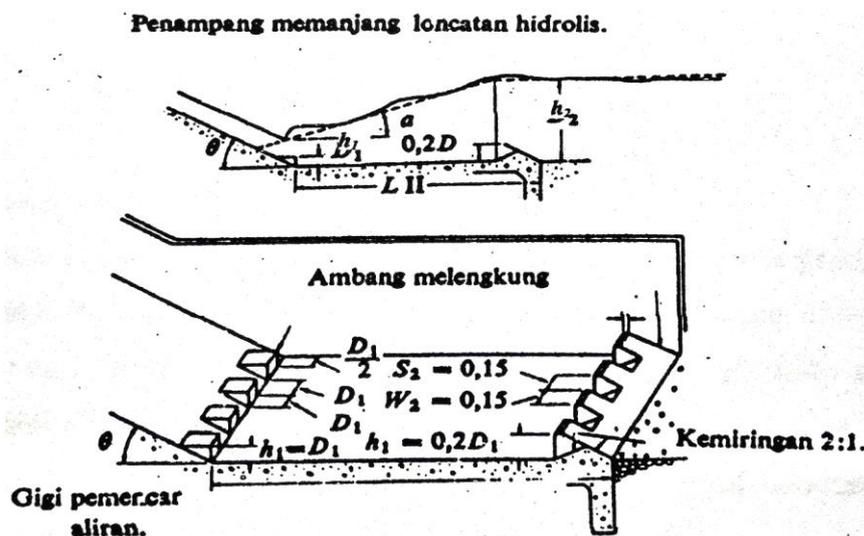
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.217)

2) Kolam Olakan Tipe II

Kolam olakan ini dilengkapi dengan gigi-gigi pemencar aliran di pinggir hulu dasar kolam dan ambang bergerigi di pinggir hilirnya. Kolam olakan tipe ini digunakan untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang tinggi dan dengan debit yang besar. Secara teori kolam olakan tipe II cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- Aliran dengan tekanan hidrostatik yang sangat tinggi ($P_w < 60\text{m}$)
- Debit yang dialirkan besar (debit spesifik $q > 45 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$.

Gigi-gigi pemencar aliran berfungsi untuk lebih meningkatkan efektifitas peredaman, sedangkan ambang bergigi berfungsi sebagai penstabil loncatan hidraulik dalam kolam olakan tersebut. Kolam olakan tipe ini sangat sesuai untuk bendungan tipe urugan dan penggunaannya cukup luas.



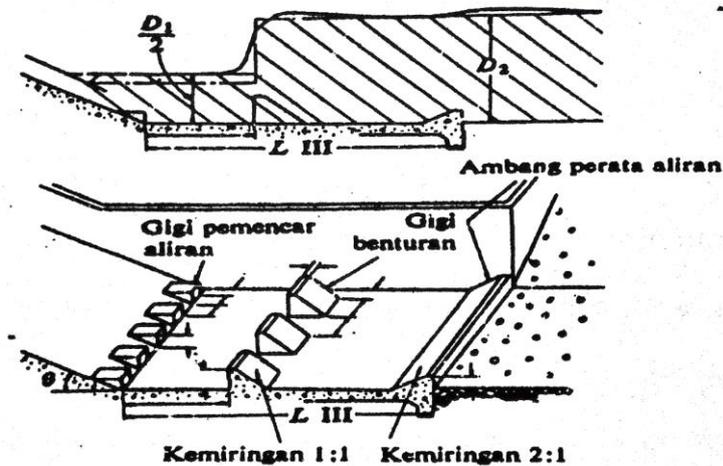
Gambar 2.12 Bentuk kolam olakan tipe II

Sumber: Sosrodarsono (1989, p.218)

3) Kolam Olakan Tipe III

Pada dasarnya prinsip kerja kolam olakan ini mirip dengan sistem kerja kolam olakan tipe II, namun lebih sesuai untuk mengalirkan air dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang agak kecil. Untuk mengurangi panjang kolam olakan, biasanya dibuatkan gigi pemencar aliran di tepi hulu dasar kolam dan gigi penghadang aliran pada dasar kolam olakan. Kolam olakan tipe ini biasanya untuk bangunan pelimpah pada bendungan urugan yang rendah. Secara teori kolam olakan tipe III cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
- Debit yang dialirkan kecil (debit spesifik $q < 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur $> 4,50$.



Gambar 2.13 Bentuk kolam olakan tipe III

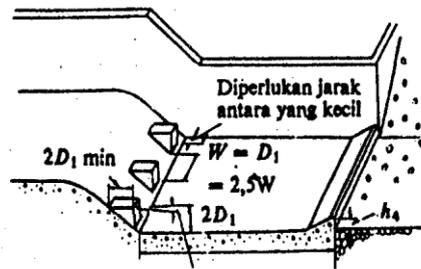
Sumber: Sosrodarsono (1989, p.218)

4) Kolam Olakan Tipe IV

Sistem kerja kolam olakan tipe ini sama dengan sistem kerja kolam olakan tipe III, tetapi penggunaannya yang cocok adalah untuk aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah dan debit yang besar per unit lebar. Biasanya kolam olakan ini digunakan pada bangunan pelimpah suatu bendungan urugan yang sangat rendah. Secara teori kolam olakan tipe IV cocok untuk keadaan sebagai berikut:

- Aliran dengan tekanan hidrostatik yang rendah ($P_w < 60 \text{ m}$)
- Debit yang dialirkan relative besar (debit spesifik $q > 18,5 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$)
- Bilangan Froude di akhir saluran peluncur 2,5 s/d 4,5.

Berhubung peredaman energi untuk aliran dengan angka Froude antara 2,5 s/d 4,5 umumnya sangat sukar, karena getaran hidraulik yang timbul pada aliran tersebut tidak dapat dicegah secara sempurna, maka apabila keadaannya memungkinkan, sebaiknya lebar kolam diperbesar, supaya bilangan Froude yang ditimbulkan diluar angka-angka tersebut.



Puncak gigi pemencar aliran hendaknya dibuat 5° condong ke hilir. Jarak antara dua gigi pemencar = 2,5 W

Gambar 2.14 Bentuk kolam olakan tipe IV

Sumber: Sosrodarsono (1989, p.219)

Rumus hidraulika struktur yang digunakan dalam perhitungan pada tipe kolam olakan antara lain yaitu:

- Panjang loncatan hidraulik dan kedalaman minimum air yang diperkenankan di hilir

$$\frac{D_2}{D_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right) \dots\dots\dots (2-13)$$

$$L = A(D_2 - D_1) \dots\dots\dots (2-14)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{gD_1}} \dots\dots\dots (2-16)$$

dengan:

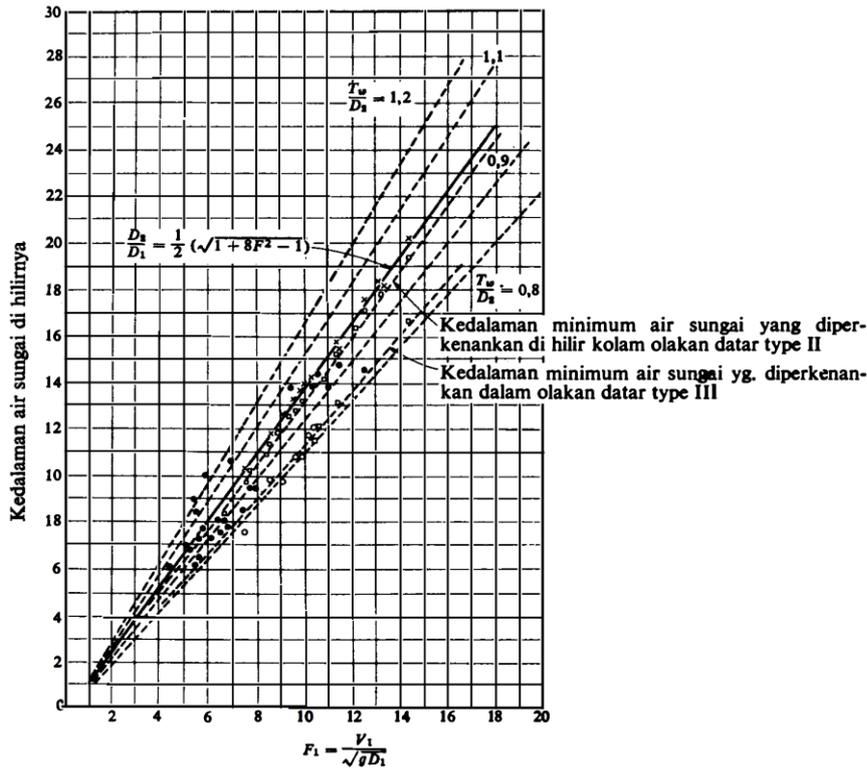
D_1 dan D_2 = Kedalaman air

V_1 = Kecepatan Aliran

F_1 = Bilangan Froude

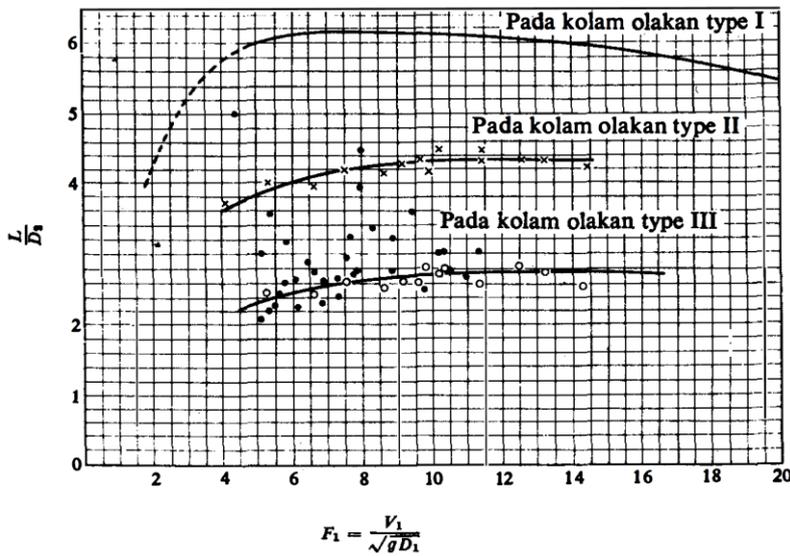
A = (5,0 – 6,9)

Seperti yang dapat dilihat pada Gambar 2.15 dan 2.16:



- × —Kondisi pengujian-pengujian model untuk kolam olakan datar type I
- —Kondisi sebenarnya kolam olakan datar type II
- —Kedalaman minimum air sungai untuk kolam olakan datar type II
- —Kedalaman minimum air sungai untuk kolam olakan datar type III

Gambar 2.15 Grafik kedalaman minimum air di hilir kolam olakan (tipe I, II dan III)
 Sumber: Sosrodarsono (1989, p.221).

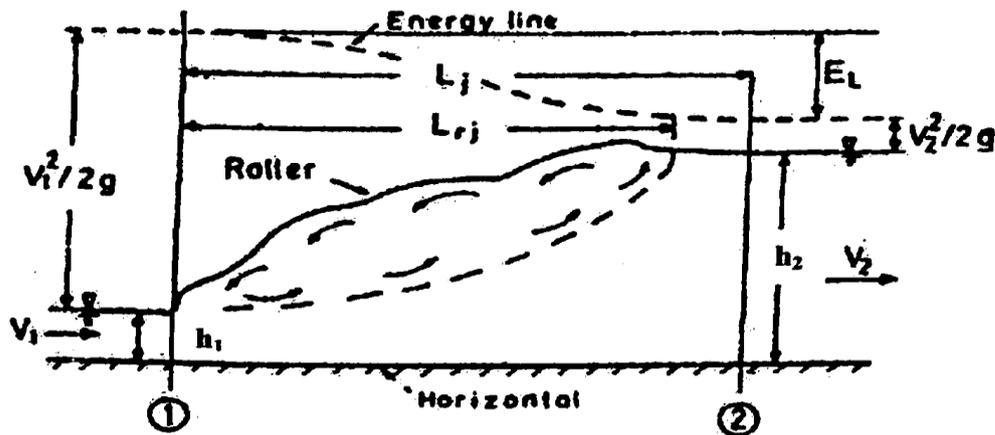


- —Kondisi sesungguhnya pada kolam olakan type II
- × —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type II
- —Kondisi pengujian model untuk kolam olakan type III

Gambar 2.16 Grafik panjang loncatan hidraulik pada kolam olakan (tipe I, II dan III)
 Sumber: Sosrodarsono (1989, p.222).

2.7 Loncatan Hidraulik

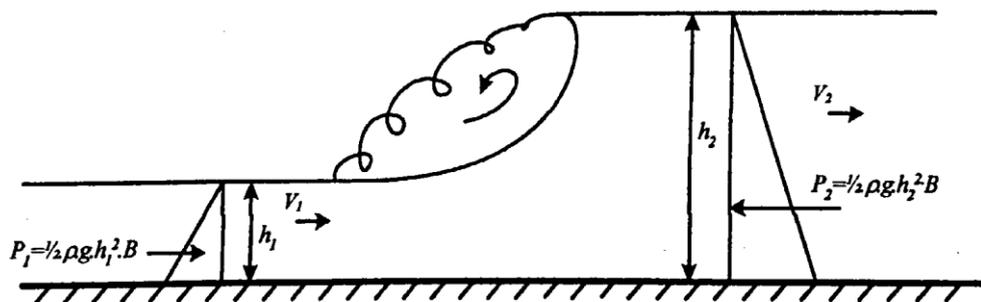
Loncatan hidraulik terjadi apabila suatu aliran berubah dari kondisi superkritis ke kondisi subkritis. Terdapat suatu kenaikan yang tiba-tiba pada permukaan air dan kehilangan energi yang besar dalam loncatan hidraulik. Pusaran turbulen yang berukuran besar terbentuk pada awal loncatan. Pusaran ini menarik energi dari aliran utama dan pusaran terpecah-pecah menjadi bagian-bagian yang lebih kecil sambil mengalir ke hilir (Subramanya, 1986, p.185), seperti yang terlihat pada Gambar 2.17:



Gambar 2.17 Sketsa loncatan hidraulik

Sumber: Subramanya (1986, p.189).

Pada peristiwa loncatan hidraulik, komponen dasar yang berpengaruh pada perhitungan energy adalah persamaan momentum, seperti pada Gambar 2.18:



Gambar 2.18 Persamaan momentum dalam loncatan hidraulik

Sumber: Raju (1986, p.12).

Dengan persamaan:

$$P_1 - P_2 = \rho \cdot Q (v_2 - v_1) \dots\dots\dots (2-17)$$

$$\left[\frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot h_1^2 - \frac{1}{2} \rho \cdot g \cdot h_2^2 \right] \cdot B = \rho \cdot v_1 \cdot h_1 \cdot B (v_2 - v_1) \dots\dots\dots (2-18)$$

$$(h_1 - h_2)(h_1 + h_2) = \frac{2v_1 y_1}{g} \cdot (v_2 - v_1) \dots\dots\dots (2-19)$$

Sedangkan dari persamaan kontinuitas:

$$q = v_1 \cdot y_1 = v_2 \cdot y_2 \dots\dots\dots (2-20)$$

Dengan menggabungkan persamaan diatas, diperoleh:

$$(h_1 + h_2) = \frac{2v_1^2}{g} \cdot \frac{h_1}{h_2} \dots\dots\dots (2-21)$$

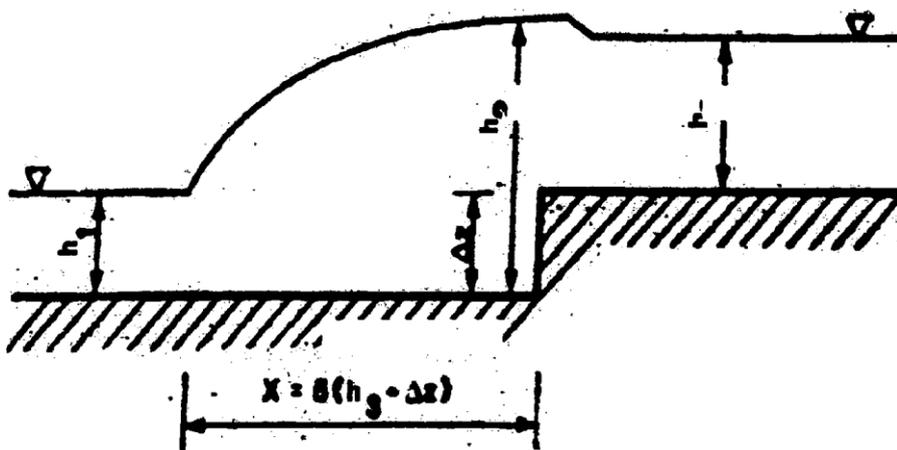
$$\frac{h_2}{h_1} \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) = 2F_1^2 \dots\dots\dots (2-22)$$

Dengan menyederhanakan persamaan diatas maka diperoleh persamaan:

$$\frac{h_2}{h_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} + 1 \right) \dots\dots\dots (2-23)$$

Loncatan air dapat dikendalikan, salah satunya dengan menggunakan kenaikan mendadak (*abrupt rise*). Dalam bentuk analitik Forster dan Skrinde (1950) membuat persamaan perencanaan pengendalian loncatan hidraulik dengan kenaikan mendadak (*abrupt rise*) yang didasarkan pada persamaan momentum dan kontinuitas sebagai berikut (Subramanya, 1986, p.214):

$$\left(\frac{h_3}{h_1}\right)^2 = 1 + 2F_1^2 \left(1 - \frac{h_1}{h_3}\right) + \frac{\Delta z}{h_1} \cdot \left(\frac{\Delta z}{h_1} - \sqrt{1 + 8F_1^2} + 1\right) \dots\dots\dots (2-24)$$



Gambar 2.19 Pengendalian loncatan hidraulik dengan kenaikan mendadak

Sumber: Subramanya (1986, p.213).

2.8 Kavitasasi

Bila suatu cairan mengalir ke dalam suatu daerah yang tekanannya adalah sama dengan tekanannya sama dengan tekanan uap pada temperatur tersebut, yang merupakan titik awal terjadinya kavitasasi.

Apabila gelembung udara terbawa ke daerah yang bertekanan lebih tinggi gelembung-gelembung udara tadi tiba-tiba pecah dan sekitar cairan tersebut akan mengalir dengan cepat mengisi rongga-rongga yang terjadi karena pecahnya gelembung udara. Kekuatan

dorongan yang terjadi akibat keadaan tersebut pada umumnya berakibat pada tekanan setempat yang sangat tinggi, yang menyebabkan permukaan yang padat menjadi berlubang dan rusak, gejala tersebut dikenal dengan kavitasi (Dake, 1983, p.196).

Dalam pengertian lain, 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 (Patty, 1995, p.99).

Pengaruh kavitasi yang paling menonjol adalah di daerah kecepatan setempat yang tinggi, menurut persamaan Bernoulli cenderung mempunyai tekanan yang rendah. Saluran peluncur yang tinggi khususnya daerah dengan lengkungan jari-jari kecil mempunyai kecenderungan untuk mengalami kavitasi.

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 (Roberto, Cassidy, Chaudry, 1998, p.386):

$$\sigma = \frac{P_o - P_v}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \dots\dots\dots (2-25)$$

$$C_p = \frac{P - P_o}{\rho \frac{V_o^2}{2}} \dots\dots\dots (2-26)$$

dengan:

σ = indeks kavitasi

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

= P_a + P_g

P_a = tekanan atmosfer (= 101 kPa)

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

h = tinggi muka air (m)

P_v = tekanan uap (kPa)

ρ = massa jenis cairan (kg/m³)

V_o = kecepatan aliran (m/dt)

C_p = koefisien kavitasi

Kriteria timbulnya kavitasi ditentukan dengan syarat:

1. $\sigma > C_p$: tidak terjadi kavitasi
2. $\sigma \leq C_p$: terjadi kavitasi

Untuk menghitung besarnya angka kavitas, harus diketahui besarnya massa jenis air dan tekanan uap yang mana kedua hal tersebut dipengaruhi oleh suhu 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)	Massa Jenis (ρ)	Tekanan Uap (Pv)	Kekentalan Kinematis (ν)
°C	Kg/m ³	kPa	m ² /dt.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: Fahley, Henry T. (1990, p.4)

Salah satu cara untuk mencegah kavitas adalah dengan menghilangkan sumber dari penurunan tekanan tersebut. Desain formasi dasar dapat pula digunakan untuk mengurangi penurunan tekanan yang terjadi. Mengurangi kecepatan aliran juga merupakan salah satu cara untuk mengurangi tingkat kavitas. Ada beberapa cara untuk menghindari gejala kavitas antara lain:

1. Penggunaan material dasar yang lebih tahan terhadap kavitas seperti *stainless stell*, beton berlapis *fiber* yang dapat mengurangi angka kavitas meskipun gejala tersebut masih tetap ada.

2. Dengan menggunakan sistem pengudaraan kedalaman aliran sehingga dapat mengurangi kemunculan letupan-letupan udara yang dapat menyebabkan kavitasi.

Untuk mengontrol dan mereduksi munculnya gejala kavitasi pada dinding dan dasar bangunan, penggunaan sistem pengudaraan lebih tepat digunakan karena dapat menghindarkan terjadi penurunan tekanan sampai pada tekanan uap yang dapat menyebabkan kavitasi.

2.9 Penggerusan di Hilir Bangunan Hidraulik

Gaya hidrodinamik bekerja pada suatu butiran dari sedimen atau agregat dari partikel sedimen non kohesif yang apabila telah mencapai suatu nilai yang bila bertambah sedikit saja akan menyebabkan partikel atau butiran bergerak, maka kecepatan rata-ratanya telah mencapai kondisi kritis. Untuk itu kecepatan rata-rata dari partikel butiran tersebut perlu dihitung dengan persamaan berikut:

$$U^* = (g h I)^{1/2} \dots\dots\dots (2-27)$$

dimana:

U^* = kecepatan rata-rata butiran (m/dt)

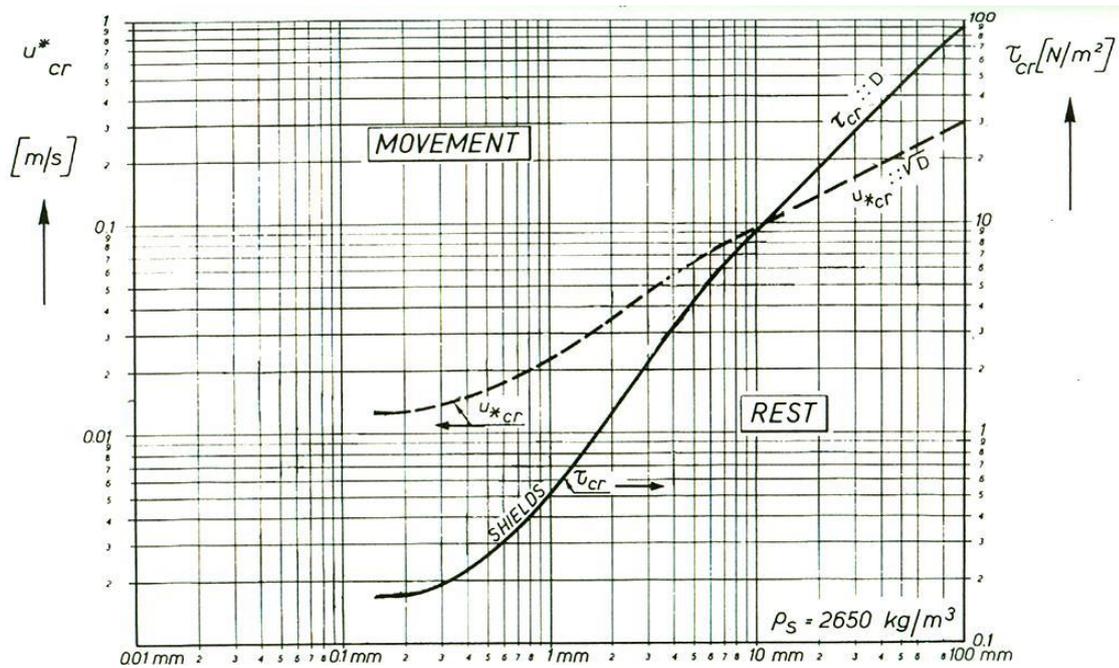
h = kedalaman rata-rata aliran (m)

I = kemiringan dasar saluran

g = gravitasi (9,81 m/dt²)

D = diameter butiran (mm).

Setelahnya, maka perlu dilakukan koreksi dengan menggunakan Grafik Shield untuk menentukan gerak butiran pada rerata ijin, seperti Gambar 2.20 berikut:



Gambar 2.20 Grafik shield

Sumber: Chow (1985).

Karakteristik gerusan pada hilir bangunan hidraulik telah menjadi subjek sejumlah penelitian dan berhubungan dengan memperkirakan kedalaman gerusan maksimum dari loncatan air. Persamaan oleh Schoklitsch secara umum ditulis dalam persamaan berikut (Priyantoro, 1987, p.80):

$$ds = 4,75 \left(\frac{H^{0,2} \cdot q^{0,5}}{D_{90}^{0,82}} \right) \dots\dots\dots (2-28)$$

dimana:

ds = kedalaman gerusan (m)

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

H = jarak vertikal antara garis energi dan dasar pada *stilling basin*

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

2.10 Skala Model dan Konstruksi Model

Definisi dari skala model adalah ratio 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 perbandingan. Sehingga kejadian (fenomena) yang ada di model sebangun dengan kondisi di prototipe.

Ada dua jenis skala model fisik hidrolika, 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. Berdasarkan kondisi dasar yang digunakan, model fisik hidrolik dapat diklasifikasikan dalam dua tipe, yaitu model dengan dasar tetap (*fixed bed*) dan model dengan dasar tidak tetap (*movable bed*) (Triatmodjo, 1995).

Hubungan skala (*scale relations*) yang digunakan untuk pembuatan atau perencanaan model fisik dibedakan menjadi dua kelompok (de Vries, 1977, p.28):

- a) *Scale Law* adalah hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi (dalam hal ini adalah *Roughnes Condition* dan *Froude Condition*)
- b) *Scale Condition* adalah hubungan antar skala parameter yang harus dipenuhi untuk menghindari *Scale Effects* (dalam hal ini adalah kriteria kesebangunan)

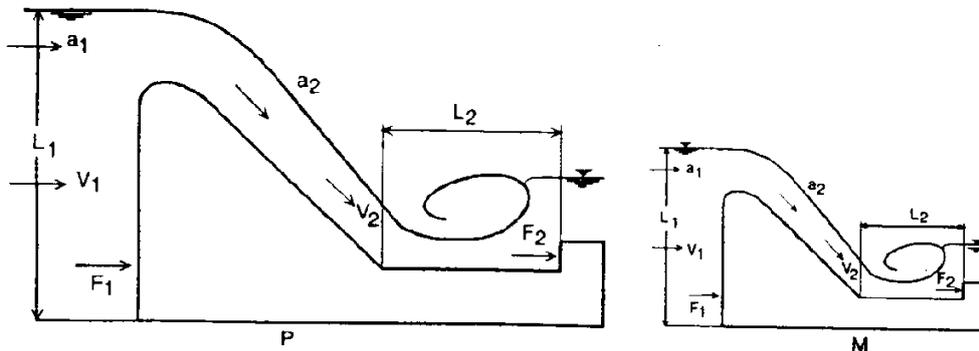
Gaya-gaya yang bekerja pada aliran zat cair dapat berupa gaya tekanan FP, gaya berat FG, gaya kental FV, gaya kenyal FE, dan gaya tegangan permukaan FST. Jika besar dan arah dari komponen gaya-gaya tersebut diketahui, maka resultan gaya dapat ditentukan. Apabila jumlah dari gaya-gaya pada elemen zat cair tidak sama dengan nol, maka elemen tersebut akan mengalami percepatan. Sistem gaya yang tidak seimbang tersebut dapat ditransformasikan menjadi sistem seimbang dengan menambah gaya inersia FI yang sama tetapi berlawanan arah dengan resultan gaya yang bekerja (R).

Dalam kebanyakan masalah teknik, tidak semua gaya-gaya tersebut bekerja secara bersamaan, atau mungkin beberapa gaya dapat diabaikan, atau saling berlawanan arah sehingga saling meniadakan. Misalnya dalam aliran sungai atau gelombang di laut, pengaruh gaya tegangan permukaan sangat kecil dibandingkan dengan gaya-gaya yang lain, sehingga gaya tersebut dapat diabaikan.

Pada pengaliran saluran terbuka, gaya yang paling dominan adalah gaya berat, sehingga gaya-gaya lain seperti gaya kenyal, tegangan permukaan, dan gaya kental dapat diabaikan. Angka Froude digunakan apabila gaya berat mempunyai pengaruh yang dominan dibandingkan gaya lain. Dan apabila suatu model dipelajari berdasarkan angka Froude, maka pengaruh gaya lain dihilangkan dengan membuat model yang besar dan permukaannya halus (Triatmodjo, 1995).

Hubungan antara model dan prototipe dipengaruhi oleh hukum-hukum sifat sebangun hidrolika. Perbandingan antara prototipe dan model disebut dengan skala model. Dalam merencanakan suatu model terdapat sifat-sifat kesebangunan model, yang amat menentukan ketelitian model tersebut.

Penjelasan mengenai sebangun geometrik, kinematik, dan dinamik dapat memperhatikan Gambar 2.21 berikut:



Gambar 2.21 Hubungan model dan *prototype* pada pengaliran melalui bangunan pelimpah

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.

$$n_L = \frac{\text{ukuran di prototipe}}{\text{ukuran di model}} = \frac{L_p}{L_m}$$

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

$$\text{skala panjang} \quad \frac{(L_1)_p}{(L_1)_m} = \frac{(L_2)_p}{(L_2)_m} = n_L$$

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

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

Sebangun geometrik 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.

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

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

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

3. Kesebangunan dinamik, 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 dipenuhi, 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 (ruang, peralatan, dan kapasitas pompa)
- 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 (J.J. Sharp, 1986):

$$H_e = H - k_h \dots\dots\dots (2-29)$$

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 (menurut Russel)

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

$$q_1 = C \cdot H^{3/2} \dots\dots\dots (2-30)$$

$$q_1 = C \cdot H_e^{3/2} \dots\dots\dots (2-31)$$

Penyelesaian persamaan diatas berdasarkan kontinuitas aliran menghasilkan:

$$\frac{\Delta q}{q} = 1 - \left\{ \frac{H_e}{H} \right\}^{3/2} \dots\dots\dots (2-32)$$

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

2.11 Penjabaran Skala Model Tanpa Distorsi (*Undistorted*)

2.11.1 Kecepatan Aliran (n_v)

Untuk suatu bangunan hidrolika berupa pelimpah, dimana gaya gravitasi merupakan faktor yang dominan, maka yang menentukan keadaan aliran adalah bilangan Froude (Fr) :

$$Fr = \frac{v}{(g h)^{1/2}} \dots\dots\dots (2-33)$$

dengan :

v = kecepatan aliran (m/det)

g = percepatan gravitasi (9,81 m/dt²)

h = kedalaman aliran (m)

Agar keadaan aliran di model sama dengan di prototipe, maka nilai $(Fr)_p = (Fr)_m$.

Dalam hal ini .perbandingan antara model dan prototype bilangan Froude dirumuskan:

$$n_{Fr} = \frac{(Fr)_p}{(Fr)_m} = 1 \dots\dots\dots (2-34)$$

Berdasarkan ketentuan tersebut skala dari kecepatan aliran dapat dijabarkan:

$$\left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_p = \left[\frac{v}{(g h)^{1/2}} \right]_m \dots\dots\dots (2-35)$$

$$\frac{v_p}{(g_p h_p)^{1/2}} = \frac{v_m}{(g_m h_m)^{1/2}} \rightarrow \frac{v_p}{v_m} = \left(\frac{g_p}{g_m} \right)^{1/2} \cdot \left(\frac{h_p}{h_m} \right)^{1/2} \dots\dots\dots (2-36)$$

$$n_v = (n_g)^{1/2} \cdot (n_h)^{1/2} \dots\dots\dots (2-37)$$

karena $g_p = g_m$, maka:

$$n_v = n_h^{1/2} \dots\dots\dots (2-38)$$

2.11.2 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 :

$$n_t = \frac{n_L}{n_v} \text{ dan } n_v = (n_h)^{1/2}, \text{ sehingga :}$$

$$n_t = (n_h)^{1/2} \dots\dots\dots (2-39)$$

2.11.3 Debit Aliran (n_Q)

Rumus kontinuitas aliran : $Q = V \cdot A$, dengan $A =$ luas penampang basah ($A=L \cdot h$).

Selanjutnya dengan memperhatikan hubungan:

$$n_Q = n_V \cdot n_A \dots\dots\dots (2-40)$$

$$n_V = (n_h)^{1/2} \dots\dots\dots (2-41)$$

$$n_A = n_L \cdot n_h \dots\dots\dots (2-42)$$

maka untuk model skala tanpa distorsi diperoleh :

$$n_Q = (n_h)^{5/2} \dots\dots\dots (2-43)$$

2.11.4 Koefisien Chezy dan Manning

A. Koefisien Chezy

Untuk suatu penampang yang lebar : $v = C (h I)^{1/2}$, maka:

$$n_V = n_C \cdot (n_h)^{1/2} (n_I)^{1/2} \dots\dots\dots (2-44)$$

dan $n_V = (n_h)^{1/2}$, sehingga untuk model skala tanpa distorsi diperoleh:

$$n_C = 1 \dots\dots\dots (2-45)$$

B. Koefisien Manning

Rumus Manning pada saluran dengan penampang lebar adalah:

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

$$n_V = \frac{(n_h)^{2/3}}{n_n} \text{ dan } n_V = (n_h)^{1/2}, \text{ sehingga:}$$

$$n_n = (n_h)^{1/6} \dots\dots\dots (2-46)$$

2.11.5 Kesalahan Model Test

Kesalahan sistematik dapat diperkecil dengan cara melakukan kalibrasi peralatan sebelum digunakan. Sedangkan kesalahan stokastik besarnya sangat tergantung dengan peralatan yang dipakai. Kesalahan biasanya diwujudkan dalam bentuk prosentase (%) dari hasil pengukuran. Untuk mengurangi kesalahan ini perlu dilakukan pemilihan alat atau instrumen yang sesuai pada percobaan yang sedang dilakukan. Dalam menganalisis perambatan kesalahan pada suatu peralatan ke hasil penelitian dapat dilakukan analisis statistik yaitu menggunakan metode *quadratic error propagation*. Dengan rumus sebagai berikut:

$$z = f(x,y) \dots\dots\dots (2-47)$$

$x,y =$ stochastic independent variable and normal distribution

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial x} \right) + \sigma_y^2 \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial y} \right) \dots\dots\dots (2-48)$$

Misalkan percobaan yang diteliti adalah hubungan antara variabel z , x , dan y sebagai berikut ini:

$$Z = a x^b y^c$$

$$\sigma_z^2 = \sigma_x^2 (a b x^{b-1} y^c)^2 + c^2 (\sigma_y / y)^2$$

$$r_z = \sigma_z / z$$

$$r_x = \sigma_x / x$$

$$r_y = \sigma_y / y$$

$$(r_z)^2 = b^2 (r_x)^2 + c^2 (r_y)^2$$

Dari persamaan ini dapat ditentukan ketelitian z apabila kesalahan relatif x dan y diketahui.