



ASWANDY  
HERBUDIMAN  
IMAM ASCHURI  
RULLI RANASTRA IRAWAN  
YATI MULYATI

# **PENILAIAN BEBAN, PENYELIDIKAN JEMBATAN, PERENCANAAN PERLETAKAN DAN SAMBUNGAN LANTAI**

# **PENILAIAN BEBAN, PENYELIDIKAN JEMBATAN, PERENCANAAN PERLETAKAN DAN SAMBUNGAN LANTAI**

Penyusun  
Aswandi, Herbudiman  
Imam Aschuri  
Rulli Ranastra Irawan  
Yati Mulyati



PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN JALAN DAN JEMBATAN  
Badan Penelitian dan Pengembangan  
Kementerian Pekerjaan Umum  
[www.pusjatan.pu.go.id](http://www.pusjatan.pu.go.id)

## PENILAIAN BEBAN, PENYELIDIKAN JEMBATAN, PERENCANAAN PERLETAKAN DAN SAMBUNGAN LANTAI

Aswandy, Herbudiman, Imam Aschuri, Rulli Ranastra Irawan, Yati Mulyati.  
Desember 2011

Cetakan Ke-1 2011, 266 halaman  
© Pemegang Hak Cipta Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan

No. ISBN : 978-602-8256-31-5  
Kode Kegiatan : 12-PPK2-01-107-11  
Kode Publikasi : IRE-TR-008/ST/2011  
Kata kunci : jembatan, penilaian beban, penyelidikan jembatan, perletakan

### Ketua Program Penelitian:

Panji Krisna Wardana, Puslitbang Jalan dan Jembatan)

### Ketua Sub Tim Teknis:

Redrik Irawan, Puslitbang Jalan dan Jembatan)

Naskah ini disusun dengan sumber dana APBN Tahun 2011, pada Paket Kerja Penyusunan Naskah Ilmiah Teknologi Jembatan (Peraturan Jembatan untuk Perletakan dan Hubungan Lantai untuk Jembatan, Penilaian Beban utk Jembatan dan Panduan Investigasi untuk Pembangunan Jembatan).

Pandangan yang disampaikan di dalam publikasi ini tidak menggambarkan pandangan dan kebijakan Kementerian Pekerjaan Umum, unsur pimpinan, maupun institusi pemerintah lainnya.

Kementerian Pekerjaan Umum tidak menjamin akurasi data yang disampaikan dalam publikasi ini, dan tanggung jawab atas data dan informasi sepenuhnya dipegang oleh penulis.

Kementerian Pekerjaan Umum mendorong percetakan dan memperbanyak informasi secara eksklusif untuk perorangan dan pemanfaatan nonkomersil dengan pemberitahuan yang memadai kepada Kementerian Pekerjaan Umum. Pengguna dibatasi dalam menjual kembali, mendistribusikan atau pekerjaan kreatif turunan untuk tujuan komersil tanpa izin tertulis dari Kementerian Pekerjaan Umum.

### Diterbitkan oleh:

Kementerian Pekerjaan Umum  
Badan Penelitian dan Pengembangan  
Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan  
Jl. A.H. Nasution No. 264 Ujungberung – Bandung 40293

### Pemesanan melalui:

Perpustakaan Puslitbang Jalan dan Jembatan  
info@pusjatan.pu.go.id



## Puslitbang Jalan dan Jembatan

**Pusat Litbang Jalan dan Jembatan (Pusjatan)** adalah institusi riset yang dikelola oleh Badan Litbang Kementerian Pekerjaan Umum Republik Indonesia. Lembaga ini mendukung Kementerian PU dalam menyelenggarakan jalan di Indonesia dengan memastikan keberlanjutan keahlian, pengembangan inovasi, dan nilai-nilai baru dalam pengembangan infrastruktur.

Pusjatan memfokuskan dukungan kepada penyelenggara jalan di Indonesia, melalui penyelenggaraan litbang terapan untuk menghasilkan inovasi teknologi bidang jalan dan jembatan yang bermuara pada standar, pedoman, dan manual. Selain itu, Pusjatan mengemban misi untuk melakukan advis teknik, pendampingan teknologi, dan alih teknologi yang memungkinkan infrastruktur Indonesia menggunakan teknologi yang tepat guna.

### KEANGGOTAAN TIM TEKNIS & SUB TIM TEKNIS

#### Tim Teknis

Prof. (R). DR. Ir. M.Sjahdanulirwan, M.Sc.  
Ir. Agus Bari Sailendra, MT  
Ir. I Gede Wayan Samsi Gunarta, M.Appl.Sc  
DR. Ir. Dadang Mohammad, M.Sc  
DR. Ir. Poernomosidhi, M.Sc  
DR. Drs. Max Antameng, MA  
DR. Ir. Hedy Rahadian, M.Sc  
Ir. Iwan Zarkasi, M.Eng.Sc  
Prof. (R). Ir. Lanneke Tristanto  
Prof. (R). DR. Ir. Furqon Affandi, M. Sc  
Ir. GJW Fernandez  
Ir. Joko Purnomo, MT  
Ir. Soedarmanto Darmonegoro  
Ir. Lanny Hidayat, M.Si  
Ir. Moch. Tranggono, M.Sc  
DR. Ir. Djoko Widayat, M.Sc  
Redrik Irawan, ST., MT.  
DR. Ir. Didik Rudjito, M.Sc  
DR. Ir. Triono Jumono, M.Sc  
Ir. Palgunadi, M.Eng, Sc  
DR. Ir. Doni J. Widiatono, M.Eng.Sc  
Ir. Teuku Anshar  
Ir. Hendro Mulyono  
Ir. Gandhi Harahap, M.Eng.Sc  
DR. Ir. Theo. A. Najooan

Ir. Yayan Suryana, M.Sc  
DR. Ir. Rudy Hermawan, M.Sc  
Ir. Saktyanu, M.Sc  
Ir. Herman Darmansyah  
Ir. Rachmat Agus  
DR. Ir. Hasroel, APU  
DR. Ir. Chaidir Amin, M.Sc

#### Sub Tim Teknis

Redrik Irawan, ST., MT.  
Prof. (R). Ir. Lanneke Tristanto  
DR. Mardiana Oesman  
DR. Soemargo  
DR. Johanes Adhiyoso  
DR. Paulus Kartawijaya  
Herbudiman, ST., MT.  
DR. Aswandy  
DR. Bambang Hari Prabowo  
Agus Sulistijawan, S.Si  
DR. Transmissia Semiawan  
Ir. Koesno Agus  
Ir. Wahyudiana  
Ir. Rahadi Sukirman  
Ir. Roeseno Wirapradja, M.Sc.

# Kata Pengantar

Naskah ini disusun sebagai luaran dari kegiatan penelitian yang dilaksanakan di Balai Jembatan dan Bangunan Pelengkap Jalan. Substansi yang ingin disampaikan oleh penulis dalam naskah ini mencakup 3 (tiga) aspek yang merupakan bagian kecil dalam Sistem Manajemen Jembatan (BMS) yang sudah terbit sejak tahun 1993, yaitu tentang Penilaian Beban (*Load Rating*), Penyelidikan Jembatan (*Investigation*) untuk keperluan pembangunan jembatan baru dan Perencanaan (*Design*) Perletakan dan Sambungan Lantai.

Alasan utama perlunya pembahasan tentang Penilaian Beban adalah bertambahnya usia jembatan yang berbanding lurus dengan pertumbuhan beban lalu lintas namun berbanding terbalik dengan kekuatan layan dari jembatan itu sendiri, sehingga dapat meningkatkan risiko rusak/runtuhnya jembatan akibat beban lalu lintas. Sementara Penyelidikan Jembatan perlu dibahas karena statistik menunjukkan penyebab mayoritas runtuhnya jembatan di Indonesia adalah permasalahan pada bangunan bawah akibat kegiatan penyelidikan tanah dan sebagainya yang kurang diperhatikan. Sama halnya dengan usia perletakan dan sambungan lantai jembatan yang relatif sangat singkat dan tidak sesuai dengan usia layan dari jembatan akibat perencanaan yang kurang matang dan tidak sinkron dengan pelaksanaan dan pengendalian mutunya.

Semoga dengan isi yang dibahas di dalam naskah ini dapat lebih membuka wawasan para pemangku kepentingan maupun penulis sendiri dalam membantu mewujudkan infrastruktur transportasi di Indonesia yang lebih handal.

*Penyusun*

Aswandy, Herbudiman, Imam Aschuri,

Rulli Ranastra Irawan, Yati Mulyati



# Daftar Isi

Puslitbang Jalan dan Jembatan .....	iii
Kata Pengantar .....	v
Daftar Isi .....	vi
Daftar Gambar .....	vii
Daftar Tabel .....	xii
<b>Bab 1 Pendahuluan .....</b>	<b>17</b>
1.1 Latar Belakang .....	17
1.2 Maksud dan Tujuan .....	18
1.3 Ruang Lingkup .....	18
1.4 Sistematika Penulisan .....	20
1.5 Daftar Pustaka .....	20
<b>Bab 2 Penilaian Beban .....</b>	<b>23</b>
2.1 Pendahuluan .....	23
2.2 Pedoman Penilaian Beban BMS 1992 .....	24
2.3 Pedoman Penilaian Beban berdasarkan AASHTO (Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) for Highway Bridges) .....	46
2.4 Daftar Pustaka .....	55
<b>Bab 3 Aspek Umum dalam Penyelidikan Jembatan .....</b>	<b>57</b>
3.1 Pendahuluan .....	57
3.2 Maksud dan Tujuan .....	58
3.3 Pemilihan Lokasi Jembatan .....	58
3.4 Daftar Pustaka .....	70
<b>Bab 4 Aspek Sumber Daya Air terhadap Perencanaan Jembatan .....</b>	<b>73</b>
4.1 Umum .....	73
4.2 Hidrologi .....	74
4.3 Hidraulika .....	77
4.4 Peramalan Gerusan .....	145
4.5 Perlindungan terhadap Gerusan .....	180
4.6 Daftar Pustaka .....	203

## Bab 5 Aspek Penyelidikan Tanah terhadap Perencanaan

Jembatan .....	211
5.1 Pendahuluan .....	211
5.2 Outline Penyelidikan Tanah .....	219
5.3 Daftar Pustaka .....	222

## Bab 6 Perletakan .....

6.1 Jenis Perletakan .....	226
6.2 Desain Perletakan .....	232
6.3 Daftar Pustaka .....	238

## Bab 7 Expansion Joint (Sambungan Siar Muai) .....

7.1 Jenis Sambungan Siar Muai .....	242
7.2 Kriteria Umum Pemilihan Sambungan Siar Muai .....	244
7.3 Pemilihan Sambungan Siar Muai .....	247
7.4 Pemasangan .....	261
7.5 Daftar Pustaka .....	266

# Daftar Gambar

<i>Gambar 2.1 - Skema Alur Penilaian Beban</i> .....	25
<i>Gambar 2.2 - Skema alur perhitungan beban ekuivalen</i> .....	26
<i>Gambar 2.3 - <math>W_N</math> untuk bentang pendek</i> .....	27
<i>Gambar 2.4 - <math>W_N</math> untuk bentang sedang dan panjang</i> .....	27
<i>Gambar 2.5 - <math>Q_s</math> Bina Marga 1970 untuk bentang Pendek</i> .....	37
<i>Gambar 2.6 - <math>Q_s</math> Bina Marga 1970 untuk bentang Sedang Dan Panjang</i> .....	38
<i>Gambar 2.7 - Reduksi Penilaian Beban Kelebihan Aspal</i> .....	40
<i>Gambar 2.8 - Panjang Dasar Ekuivalen</i> .....	43
<i>Gambar 2.9 - Diagram alir untuk penilaian beban</i> .....	49
<i>Gambar 3.1 - Alinyemen Tegak Lurus Dibandingkan Alinyemen Miring</i> .....	59
<i>Gambar 3.2 - Pertimbangan Jembatan dan Jalan</i> .....	60
<i>Gambar 3.3 - Tipe-tipe Jembatan Secara Umum Terhadap Banjir</i> .....	62
<i>Gambar 3.4 - Struktur Di daerah Banjir</i> .....	65
<i>Gambar 3.5 - Jembatan selama Banjir</i> .....	66
<i>Gambar 3.6 - Daerah Aliran Air</i> .....	67

<i>Gambar 4.1</i> - Skema Klasifikasi Sumber Daya.....	72
<i>Gambar 4.3.1</i> - Karakteristik Aliran Saluran Terbuka .....	79
<i>Gambar 4.3.2</i> - Sketsa Definisi Tinggi Tekan Spesifik.....	80
<i>Gambar 4.3.3</i> - Garis Aliran untuk Pelintasan Normal Tipikal.....	86
<i>Gambar 4.3.4</i> - Pelintasan Normal - Pangkal dengan Tembok Sayap.....	87
<i>Gambar 4.3.5</i> - Pelintasan Normal - Pangkal Kolom Terbuka .....	87
<i>Gambar 4.3.6</i> - Jenis Aliran yang Tercakup.....	89
<i>Gambar 4.3.7</i> - Perkiraan $\alpha_2$ .....	94
<i>Gambar 4.3.8</i> - Kurva Dasar Koefisien Arus Balik (Aliran Subkritis).....	96
<i>Gambar 4.3.9</i> - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Pilar .....	97
<i>Gambar 4.3.10</i> - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Eksentrisitas .....	99
<i>Gambar 4.3.11</i> - Pelintasan Miring.....	99
<i>Gambar 4.3.12</i> - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Kemiringan .....	100
<i>Gambar 4.3.13</i> - Perbandingan Panjang Proyeksi Normal terhadap Jembatan untuk Arus Balik Ekuivalen (Pelintasan Miring).....	100
<i>Gambar 4.3.14</i> - Pengaruh Penggerusan pada Alur Air di Jembatan.....	102
<i>Gambar 4.3.15</i> - Faktor Koreksi untuk Penggerusan Arus Balik .....	102
<i>Gambar 4.3.16</i> - Kasus 1 - Koefisien Debit untuk Gelagar Sebelah di Udik pada Aliran.....	104
<i>Gambar 4.3.17</i> - Kasus 2 - Koefisien Debit untuk Gelagar di Sebelah Udik pada Aliran.....	104
<i>Gambar 4.3.18</i> - Kurva Koefisien Arus Balik Sementara untuk Aliran Jenis II.....	105
<i>Gambar 4.3.19</i> - Penampang Melintang Sungai Dilokasi Jembatan (dilihat dari udik sungai).....	111
<i>Gambar 4.3.20</i> - Contoh Perhitungan – Lengkung Debit.....	115
<i>Gambar 4.3.21</i> - Contoh Penampang Melintang di Jembatan.....	115
<i>Gambar 4.3.22</i> - Gorong-gorong dengan Pengendali Masukan .....	117
<i>Gambar 4.3.23</i> - Gorong-gorong dengan Pengendali Masukan .....	119
<i>Gambar 4.3.24</i> - Terminologi untuk Kondisi Aliran Penuh.....	120
<i>Gambar 4.3.25</i> - Muka Air Hilir Diatas Puncak Gorong-gorong.....	121
<i>Gambar 4.3.26</i> - Muka Air Hilir Dibawah Puncak Gorong-gorong.....	122
<i>Gambar 4.3.27</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Persegi dengan Pengendali Masukan .....	128

<i>Gambar 4.3.28</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Beton dengan Pengendali Masukan .....	129
<i>Gambar 4.3.29</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Baja Gelombang dengan Pengendali Masukan.....	130
<i>Gambar 4.3.30</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Persegi Beton Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran $n = 0.012$ .....	131
<i>Gambar 4.3.31</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Beton Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran $n = 0.012$ .....	132
<i>Gambar 4.3.32</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Baja Bergelombang Standar Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran $n = 0.014$ .....	133
<i>Gambar 4.3.33</i> - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Pelat Struktural Baja Gorong-gorong Pipa Baja Bergelombang Mengalir Penuh dengan $n = 0.0328$ sampai $0.0302$ .....	134
<i>Gambar 4.3.34</i> - Kedalaman Kritis $d_c$ – Penampang Persegi .....	135
<i>Gambar 4.3.35</i> - Kedalaman Kritis $d_c$ – Pipa Sirkular .....	137
<i>Gambar 4.3.36</i> - Koefisien Debit untuk Aliran yang Melewati Timbunan Badan Jalan.....	138
<i>Gambar 4.3.37</i> - Penampang Melintang Pelintasan Banjir Tipikal.....	142
<i>Gambar 4.3.38</i> - Kecepatan Melewati Pelintasan Banjir Tipikal .....	143
<i>Gambar 4.4.1</i> - Terminologi Gerusan Pada Alur Buka Jembatan.....	146
<i>Gambar 4.4.2</i> - Ketentuan Luas Alur Buka Jembatan untuk Membatasi Kecepatan Aliran .....	149
<i>Gambar 4.4.3</i> - Bentuk Umum dari Lubang-lubang Gerusan Lokal pada Pilar .....	155
<i>Gambar 4.4.4</i> - Gerusan pada Tanggul Badan Jalan Pendekat .....	159
<i>Gambar 4.4.5</i> - Gerusan pada Tanggul badan jalan dan Pilar Terdekat.....	159
<i>Gambar 4.4.6</i> - Formasi Aliran Spiral Tapal Kuda pada Mar Silinder.....	160
<i>Gambar 4.4.7</i> - Hubungan Antara Kedalaman Gerusan dan Kecepatan Aliran Pendekat.....	160
<i>Gambar 4.4.8</i> - Batas Mulai Bergeraknya Partikel Dasar .....	161
<i>Gambar 4.4.9</i> - Pola Aliran pada Pilar Silinder .....	162
<i>Gambar 4.4.10</i> - Hubungan Antara $f_3$ dan Sudut yang Dibentuk oleh Arah Pilar dan Arah Aliran Pendekat $\alpha$ .....	166

<i>Gambar 4.4.11</i> - Pola Aliran pada Pangkal Jembatan Tipikal .....	167
<i>Gambar 4.4.12</i> - Usulan kecepatan aliran rata-rata untuk menggerakkan butir material dasar sungai yang tidak berkoheesi dalam kaitannya dengan ukuran butir material dan kedalaman aliran .....	174
<i>Gambar 4.4.13</i> - Berbagai Alternatif Pembagian Ulang Luas Tampang Melintang Alur Buka-an Jembatan Yang Tergerus Secara Grafis .....	175
<i>Gambar 4.5.1</i> - Perlindungan Fundasi Pilar .....	182
<i>Gambar 4.5.2</i> - Denah Perlindungan Fundasi Pilar .....	182
<i>Gambar 4.5.3</i> - Gerusan di Sekitar Tanggul Pengarah.....	183
<i>Gambar 4.5.4</i> - Detail Tanggul Pengarah.....	184
<i>Gambar 4.5.5</i> - Grafik untuk Menentukan Panjang Tanggul Pengarah.....	185
<i>Gambar 4.5.6</i> - Tanggul Pengarah Tipikal dengan Perlindungan Riprap dan Lantai Menurun.....	191
<i>Gambar 4.5.7</i> - Metoda Perlindungan Perkuatan Tebing Terhadap Pengikisan .....	194
<i>Gambar 4.5.8</i> - Pengaturan Krib Tipikal.....	197
<i>Gambar 4.5.9</i> - Efek dari Tanggul Penutup yang Tidak Tegak Lurus Bantaran.....	199
<i>Gambar 4.5.10</i> - Penggunaan Tanggul Pengarah Tunggal dan Ganda .....	200
<i>Gambar 5.1</i> - Piechart Cakupan Pedoman Penyelidikan Tanah.....	215
<i>Gambar 5.2</i> - Piechart Pedoman Acuan .....	215
<i>Gambar 5.3</i> - Piechart Kewenangan .....	215
<i>Gambar 5.4</i> - Piechart Klasifikasi Jembatan.....	216
<i>Gambar 5.5</i> - Piechart Klasifikasi Tanah.....	216
<i>Gambar 5.6</i> - Piechart Prioritas Pengujian.....	216
<i>Gambar 5.7</i> - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Sementara .....	217
<i>Gambar 5.8</i> - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Tetap .....	217
<i>Gambar 5.9</i> - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Penting.....	217
<i>Gambar 5.10</i> - Kebutuhan Data Tanah .....	218
<i>Gambar 5.11</i> - Piechart Penyelidikan Tanah di Lapangan.....	218
<i>Gambar 5.12</i> - Piechart Penyelidikan Tanah di Laboratorium.....	218
<i>Gambar 6.1</i> - Roller bearing .....	226

<i>Gambar 6.2</i> - Roller bearing .....	226
<i>Gambar 6.3</i> - Rocker bearing .....	227
<i>Gambar 6.4</i> - Rocker bearing .....	227
<i>Gambar 6.5</i> - Knuckle bearing .....	227
<i>Gambar 6.6</i> - Leaf bearing.....	228
<i>Gambar 6.7</i> - Leaf bearing.....	228
<i>Gambar 6.8</i> - Link bearing.....	228
<i>Gambar 6.9</i> - Sliding bearing.....	229
<i>Gambar 6.10</i> - Leaf bearing.....	229
<i>Gambar 6.11</i> - Disc bearing .....	230
<i>Gambar 6.12</i> - Elastomer bearing.....	230
<i>Gambar 6.13</i> - Concrete hinges.....	231
<i>Gambar 6.14</i> - Sliding bearing geometry .....	233
<i>Gambar 6.15</i> - Sliding bearing geometry, AASTHO LRFD Bridge Design (2003)....	235
<i>Gambar 7.1</i> - Compression seals .....	242
<i>Gambar 7.2</i> - Strip seals .....	243
<i>Gambar 7.3</i> - Modular expansion joint .....	243
<i>Gambar 7.4</i> - Asphaltic plug joint .....	243
<i>Gambar 7.5</i> - Kemiringan Siar Muai .....	245
<i>Gambar 7.6</i> - Beban lajur D (TD).....	246
<i>Gambar 7.7</i> - Contoh Ukuran Detail dan tampak atas dari Compression Seal.....	252
<i>Gambar 7.8</i> - Contoh Ukuran Detail dan tampak samping dari Compression Seal .....	253
<i>Gambar 7.9</i> - Contoh potongan dari Compression Seal .....	254
<i>Gambar 7.10</i> - Contoh potongan dari Compression Seal bagian trotoar.....	255
<i>Gambar 7.11</i> - Contoh potongan dari Compression Seal pada bagian trotoar .....	255
<i>Gambar 7.12</i> - Contoh Pelat Penutup Siar Muai.....	255
<i>Gambar 7.13</i> - Contoh ukuran detail design tampak atas dari strip seal .....	256
<i>Gambar 7.14</i> - Contoh potongan dari strip seal.....	257
<i>Gambar 7.15</i> - Contoh tampak samping dari strip seal .....	257
<i>Gambar 7.16</i> - Contoh ukuran detail design tampak atas dari Modular Joint.....	258
<i>Gambar 7.17</i> - Contoh ukuran detail design dan tampak samping dari Modular Joint.....	259

<i>Gambar 7.18</i> - Contoh potongan Asphaltic Plug Joint .....	260
<i>Gambar 7.19</i> - Angkur siar muai yang terlepas dari beton .....	265
<i>Gambar 7.20</i> - Putusnya “finger” pada siar muai .....	265

## Daftar Tabel

<i>Tabel 1.1</i>	Identifikasi status revisi buku dalam BMS .....	19
<i>Tabel 2.1</i>	Beban Biasa Equivalen $W_N$ .....	28
<i>Tabel 2.2</i>	Beban Luar Biasa Equivalen $W_E$ .....	30
<i>Tabel 2.3</i>	Jembatan Beton – Besaran Asumsi Karakteristik .....	44
<i>Tabel 2.4</i>	Faktor Kondisi Bangunan Atas. ....	45
<i>Tabel 2.5</i>	Faktor Kondisi Bangunan Lantai. ....	45
<i>Tabel 2.6</i>	Batas kekuatan dan faktor beban untuk penilaian beban .....	47
<i>Tabel 2.7</i>	Kekuatan Tekan minimum .....	54
<i>Tabel 2.8</i>	Tegangan Tarik Minimum Baja Tulangan .....	54
<i>Tabel 2.9</i>	Minimum mechanical properties of structural steel by year of construction .....	54
<i>Tabel 4.2.1</i>	Periode Ulang Banjir Rencana .....	75
<i>Tabel 4.3.1</i>	Koefisien Kekasaran Manning $n$ untuk Sungai Kecil .....	83
<i>Tabel 4.3.2</i>	Koefisien Kekasaran Manning $n$ untuk Dataran Banjir .....	84
<i>Tabel 4.3.3</i>	Koefisien Kekasaran Manning $n$ untuk Sungai Besar .....	84
<i>Tabel 4.3.4</i>	Koefisien Kekasaran Manning $n$ untuk Saluran Buatan .....	85
<i>Tabel 4.3.5</i>	Tata Cara Perencanaan Penentuan Alur Air di Jembatan .....	108
<i>Tabel 4.3.6</i>	Contoh Perhitungan - Detail Pelintasan .....	110
<i>Tabel 4.3.7</i>	Contoh Perhitungan - Tahapan Perencanaan .....	111
<i>Tabel 4.3.8</i>	Contoh Perhitungan - Besaran Sungai Alami (Untuk Tingkat ketinggian 35.0 m) .....	116
<i>Tabel 4.3.9</i>	Tahapan Perencanaan untuk Penentuan Alur Air Gorong- gorong .....	124
<i>Tabel 4.3.10</i>	Koefisien Kehilangan Permulaan untuk Gorong-gorong .....	127
<i>Tabel 4.3.11</i>	Tahapan untuk Penentuan Debit pada Pelintasan Banjir .....	139
<i>Tabel 4.3.12</i>	Contoh Perhitungan - Pelintasan Banjir dengan Kondisi Aliran Bebas ...	140
<i>Tabel 4.3.13</i>	Batas Pelayan Lalu Lintas .....	141

<i>Tabel 4.3.14</i>	Pengaman Batu untuk Pelintasan Banjir .....	145
<i>Tabel 4.4.1</i>	Perkiraan kecepatan aliran yang dapat mengakibatkan terjadinya gerusan .....	150
<i>Tabel 4.4.2</i>	Perkiraan Kecepatan Aliran Maksimum Rencana yang Diijinkan .....	151
<i>Tabel 4.4.3</i>	Nilai-nilai Silt Factor Lacey .....	153
<i>Tabel 4.4.4</i>	Faktor Pengali untuk Kedalaman Gerusan Maksimum .....	154
<i>Tabel 4.4.5</i>	Koefisien Gerusan Lokal $C_L$ untuk Pilar-pilar pada Tanah Lanau Yang Tidak Berkohesi dan Pasir yang Diletakkan Sejajar dengan Arah Aliran .....	157
<i>Tabel 4.4.6</i>	Koefisien Arah $C_s$ untuk Pilar-Pilar yang Arahnya Miring/Membentuk Sudut $\theta$ terhadap Arah Aliran .....	158
<i>Tabel 4.4.7</i>	Perkiraan Gerusan Lokal untuk Pilar-Pilar Berbentuk Silinder pada Tanah yang Tidak Berkohesi .....	163
<i>Tabel 4.4.8</i>	Kedalaman Gerusan untuk Pilar pada Tanah Berkohesi .....	164
<i>Tabel 4.4.9</i>	Faktor Bentuk Tampang Pilar, $f_2$ .....	165
<i>Tabel 4.4.10</i>	Faktor Pengali untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan pada Pangkal Jembatan dan Bangunan Pengendali Sungai .....	168
<i>Tabel 4.4.11</i>	Metoda Kecepatan Aliran Rata-rata untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan Kontraksi .....	171
<i>Tabel 4.4.12</i>	Metoda Kecepatan Kompeten untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan Kontraksi .....	172
<i>Tabel 4.4.13</i>	Petunjuk Tentatif Mengenai Kecepatan-Kecepatan Kompeten yang Dapat Mengakibatkan Gerusan pada Material Material Berkohesi .....	173
<i>Tabel 4.5.1</i>	Panjang Bagian Hulu Tanggul Pengairan untuk Sungai dengan Satu Bantaran .....	186
<i>Tabel 4.5.2</i>	Desain Batu Pelindung Talud .....	188
<i>Tabel 4.5.3</i>	Koefisien Desain Riprap .....	189
<i>Tabel 4.5.4</i>	Faktor Pengali Kecepatan Maksimum .....	189
<i>Tabel 4.5.5</i>	Standar Tingkat Batu Pelindung Talud .....	192
<i>Tabel 4.5.6</i>	Prosedur Perencanaan Umum untuk Perlindungan Jembatan terhadap Gerusan .....	202
<i>Tabel 5.1</i>	Perbandingan Standar Penyelidikan Tanah .....	213

*Tabel 5.2* Penyebaran Responden .....214

*Tabel 6.1* Bearing facilities (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994).....231

*Tabel 6.2* Dimensi PTFE tertanam (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994) .....234

*Tabel 6.3* Ketebalan PTFE terekat (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994) .....234

*Tabel 6.4* Tegangan tumpu PTFE izin (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994)..234

*Tabel 6.5* Properties of elastomer (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994) .....236

*Tabel 6.6* Maximum load and rotation for various throats width with concrete  
having a characteristic strength of 45 N/mm<sup>2</sup> (E = 32.5 KN/mm<sup>2</sup>)  
(Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994) .....237

*Tabel 6.7* Maximum load and rotation for various throats width with concrete  
having a characteristic strength of 52.5 N/mm<sup>2</sup> (E = 34.5 KN/mm<sup>2</sup>)  
(Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee,1994) .....237

*Tabel 7.1* Data dan Kemampuan Sambungan Siar Muai \*) .....247

*Tabel 7.2* Ilustrasi pemasangan siar muai Asphaltic Plug.....261

*Tabel 7.3* Ilustrasi pemasangan siar muai Strip Seal .....262

*Tabel 7.4* Ilustrasi pemasangan siar muai Compression Joint.....263

*Tabel 7.5* Ilustrasi pemasangan siar muai Strip Seal .....264





*Bab 1*

# Pendahuluan

## 1.1 Latar Belakang

**B**MS yang ada saat ini ada dan yang telah diberlakukan sejak tahun 1993, di dalamnya meliputi 13 aspek yaitu mengenai Inspeksi Jembatan, Manual Tata Cara Program Komputer, Prosedur dan metodologi perencanaan dan pemrograman, Inspeksi Khusus, Penanganan Strategis, Penyelidikan Jembatan, Desain Jembatan, Peraturan Jembatan dan Penjelasannya, Spesifikasi Standar, Pedoman Penyiapan Spesifikasi, Sistem Pengalokasian Panjang Bentang Jembatan, Manajemen Gudang (Komponen Jembatan), Sistem Kontrol Inventaris Gudang, Pengawasan Konstruksi Jembatan, Teknik Konstruksi Jembatan, dan Rehabilitasi dan Perawatan Jembatan.

Merujuk pada PSN 01:2007 disebutkan bahwa untuk pemeliharaan Standar Nasional Indonesia maka dalam kurun waktu 5 (lima) tahun sekali harus ditinjau kembali. Hal ini dilakukan untuk menjaga kesesuaian SNI terhadap kebutuhan pasar dan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, dalam rangka memelihara dan menilai kelayakan dan

kekinian SNI. Dari tahun 1993 hingga tahun 2011 dapat dipastikan telah terjadi perkembangan IPTEK yang sangat pesat, terutama dalam bidang teknologi material dan komputer. Perkembangan kedua bidang ini telah mempengaruhi juga memberikan efek keseluruh bidang lainnya. Peralatan-peralatan yang berbasis teknologi tinggi sehingga memungkinkan pengukuran semakin presisi dan pelaksanaan pekerjaan semakin baik.

Perkembangan standar perencanaan jembatan di negara lain juga memperlihatkan pengkinian yang disesuaikan dengan kondisi saat ini, seperti AASHTO misalnya yang sudah mengeluarkan AASHTO LRFD Design Bridge Specifications tahun 2010. Demikian juga dengan Australian Standard sudah mengeluarkan Bridge Design Standard tahun 2005.

Dengan demikian cukup beralasan pada saat ini untuk mengkaji kembali aspek penting dari BMS 1993, sejauh mana kandungan dan faktor-faktor yang ada masih tetap bisa dipertahankan tanpa diperlukan adanya perubahan untuk bagian-bagian tertentu, atau sudah harus ada perubahan-perubahan yang cukup berarti untuk disesuaikan dengan kebu-

tuhan sesuai dengan perkembangan saat ini, seperti hasil identifikasi isi BMS yang disajikan pada *Tabel 1.1* di halaman berikut.

## 1.2 Maksud dan Tujuan

Maksud dari pengkinian BMS ini adalah melakukan pengkajian ulang terhadap faktor-faktor komponen perencanaan teknis serta prosedur yang ada apakah masih dapat dipertahankan, atau harus dilakukan perubahan.

Sedangkan tujuan pengkinian BMS ini adalah tersedia pedoman perencanaan teknik jembatan yang terbaru.

## 1.3 Ruang Lingkup

Ruang Lingkup kerja dari pengkinian BMS ini adalah sebagai berikut:

- Melakukan evaluasi dan mengkinikan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan bagian 8 yaitu tentang Perletakan dan Hubungan Lantai.
- Melakukan evaluasi dan mengkinikan Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan bagian 9 yaitu tentang Penilaian Beban.
- Melakukan evaluasi dan mengkinikan Panduan Penyelidikan Jembatan.

**Tabel 1.1** - Identifikasi status revisi buku dalam BMS

No.	Judul	Status Revisi
1	Panduan Prosedur Umum IBMS (BMS1)	Belum
2	Panduan Pemeriksaan Jembatan (BMS2)	Sedang
3	Panduan Sistem Informasi Manajemen IBMS (BMS3)	Belum
4	Panduan Rencana dan Program IBMS (BMS4)	Belum
5	Panduan Penyelidikan Jembatan (BMS5)	Belum
6	Panduan Teknik Perencanaan Jembatan (BMS6)	Belum
7	Peraturan Teknik Perencanaan Jembatan (BMS7)	Sedang
	Jilid 1	
	• Bagian 1 Persyaratan Umum Perencanaan	Sedang
	• Bagian 2 Beban Jembatan	Sedang
	• Bagian 3 Analisis Struktural	Belum
	• Bagian 4 Pondasi	Sudah
	• Bagian 5 Perencanaan Kayu Struktural	Belum
	• Bagian 6 Perencanaan Beton Struktural	Sudah
	• Bagian 7 Perencanaan Baja Struktural	Sudah
	• Bagian 8 Perletakan dan Hubungan Lantai	Belum
	• Bagian 9 Penilaian Beban	Sedang
	Jilid 2	
	• Lampiran A Persyaratan tahan gempa	Sedang
	• Bagian K1 Persyaratan Umum Perencanaan	Sedang
	• Bagian K2 Beban Jembatan	Sedang
	• Bagian K6 Perencanaan Beton Struktural	Belum
	• Bagian K7 Perencanaan Baja Struktural	Belum
	• Bagian K8 Perletakan dan Hubungan Lantai	Belum
	• Bagian K9 Penilaian Beban	Sedang
8	Spesifikasi Standar Pembangunan Jembatan (BMS8)	Sudah
9	Panduan Supervisi Pembangunan Jembatan (BMS9)	Sedang
10	Panduan Teknik Pelaksanaan Jembatan (BMS10)	Sedang
11	Spesifikasi Standar Rehabilitasi jembatan (BMS....)	Sudah
12	Panduan Pemeliharaan dan Rehabilitasi Jembatan (BMS13)	Sedang
13	Pedoman Manajemen Gudang (BMS14).	Belum

## 1.4 Sistematika Penulisan

Bab 1 : Pendahuluan, berisikan uraian latar belakang, maksud dan tujuan, ruang lingkup

Bab 2 : Penilaian Beban, berisikan studi terhadap penilaian BMS dan Load and Resistance Factor Rating (LRFR) AASHTO

Bab 3 : Aspek Umum dalam Penyelidikan Jembatan

Bab 4 : Aspek Sumber Daya Air terhadap Perencanaan Jembatan

Bab 5 : Aspek Penyelidikan Tanah terhadap Perencanaan jembatan

Bab 6 : Perletakan Jembatan

Bab 7 : Siar Muai Jembatan

## 1.5 Daftar Pustaka

1. PSN 01:2007, "Pengembangan Standar Nasional Indonesia, Badan Standar Nasional, 2007 ■

*Bab 2*

# Penilaian Beban

## 2.1 Pendahuluan

**P**enilaian beban merupakan suatu bagian yang penting untuk menentukan kondisi jembatan baik jembatan yang baru selesai dibangun maupun jembatan lama. Hasil dari penilaian diharapkan dapat memberikan gambaran yang sebenarnya dari kapasitas jembatan tersebut.

Untuk jembatan yang baru, penilaian beban dapat memberikan informasi kondisi awal jembatan sekaligus dapat memberikan informasi bagaimana hasil pelaksanaan dari sebuah perencanaan yang sudah dilakukan. Kondisi awal ini akan menjadi data penting ketika akan dilakukan penilaian beban setelah jembatan tersebut difungsikan.

Untuk jembatan lama, penilaian akan semakin penting karena kondisi beban lalu lintas pada saat jembatan yang dibangun mungkin sudah jauh berbeda dengan kondisi yang dinilai. Ditambah lagi dengan ada perkembangan ukuran kendaraan yang melalui jembatan tersebut. Kapasitas kendaraan yang ada saat ini cenderung membesar sehingga beban pada roda juga semakin besar.

## 2.2 Pedoman Penilaian Beban BMS 1992

### 2.2.1 Konsep

Pada BMS 1993 penilaian beban didefinisikan sebagai ukuran kapasitas daya pikul jembatan untuk beban standar. Pada umumnya, diperhitungkan dua penilaian beban untuk tiap jembatan; satu untuk bangunan atas dan sistem pendukung lantai  $Q_s^*$ , yang lain untuk lantai  $Q_D^*$ . Penilaian beban yang ketiga mungkin diperlukan untuk bangunan bawah, bila terdapat kelemahan pada bagian jembatan tersebut.

Penilaian beban bangunan atas digunakan untuk menentukan pengaruh kendaraan-kendaraan berat pada bangunan atas, dan secara umum akan mengendalikan berat maksimum kendaraan yang izinkan melewati jembatan. Penilaian beban lantai digunakan untuk menentukan pengaruh beban-beban gandar tunggal atau susunan, dan akan mengendalikan beban gandar atau susunan gandar maksimum yang diijinkan melewati jembatan.

Penilaian beban pada BMS 1993 mempunyai ruang lingkup untuk memperoleh kriteria penilaian beban jembatan baru dan lama. Penilaian tersebut digunakan

untuk menentukan beban maksimum yang aman yang dapat dipikul oleh jembatan pada kondisi

- ❖ Lalulintas biasa, dan
- ❖ Lalulintas luar biasa

Tujuan dari penilaian adalah untuk menentukan besarnya faktor keamanan yang diizinkan bagi beban kendaraan berat pada jembatan. Kendaraan berat dapat merupakan suatu rangkaian beban hipotetik yang mewakili semua kendaraan berat pada suatu jaringan jalan, atau merupakan kendaraan aktual tunggal yang bermuatan sangat berat. Bila faktor keamanan lebih kecil dari satu, jembatan adalah tidak aman untuk memikul kendaraan berat tersebut.

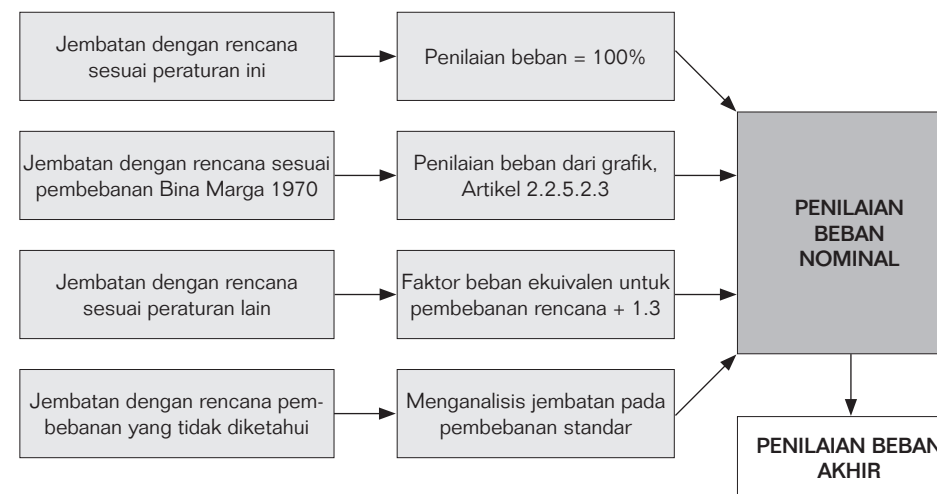
Faktor keamanan diperoleh dari penilaian beban jembatan dan faktor beban ekuivalen dari kendaraan berat.

Penilaian beban digunakan untuk menghitung faktor keamanan yang diperoleh berdasarkan penilaian beban nominal. Penilaian tersebut hanya perlu dihitung satu kali untuk setiap jembatan.

Penilaian Beban Nominal ditentukan untuk kasus-kasus yang berlainan sebagai berikut:

- a. Jembatan baru dengan rencana sesuai tata cara ini.

$$\text{Faktor Keamanan} = \frac{\text{Penilaian beban}}{\text{Faktor beban Ekuivalen}}$$



Gambar 2.1 - Skema Alur Penilaian Beban

- b. Jembatan baru dan lama dengan rencana sesuai spesifikasi pembebanan Bina Marga 1970.
  - c. Jembatan baru dan lama dengan rencana sesuai tata cara lain yang tidak tercakup dalam (a) atau (b) di atas
  - d. Jembatan lama dengan beban rencana yang tidak diketahui
- bentang dan lebar jalan dari jembatan – lihat Bab 9.7.
- Definisi dua tipe kendaraan berat :
- ❖ Beban lalulintas biasa (Pasal 9.2.2.2), yang mewakili kendaraan berat tipikal yang menggunakan suatu jaringan jalan tanpa pembatasan; dan
  - ❖ Beban lalulintas luar biasa (Pasal 9.2.2.3), yang mewakili kendaraan yang melampaui batas berat legal dan memerlukan izin khusus untuk melewati jembatan.

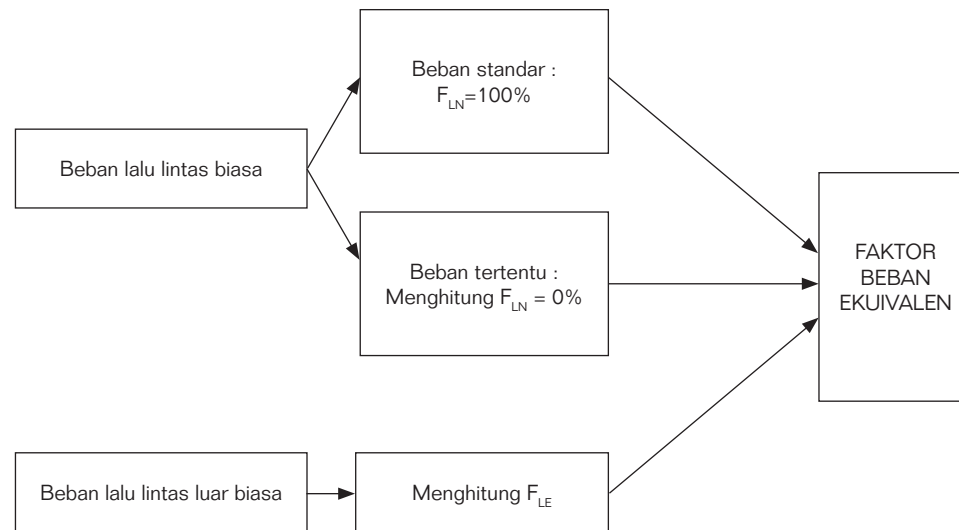
### 2.2.2 Metode Penilaian

#### 2.2.2.1 Faktor Beban Ekuivalen

Faktor beban ekuivalen untuk suatu kendaraan berat adalah ukuran pengaruh beban tersebut, yang dibandingkan dengan pengaruh beban standar. Faktor beban ekuivalen tergantung pada panjang

Untuk setiap tipe kendaraan berat tersebut, diperhitungkan faktor beban ekuivalen yang berlainan. Skema perhitungan beban ekuivalen ditunjukkan pada Gambar 2.2 di halaman berikut.





**Gambar 2.2** - Skema alur perhitungan beban ekuivalen

### 2.2.2.1.1 Rangkaian Beban Gandar

Faktor beban ekuivalen adalah ukuran pengaruh dari satu rangkaian gandar yang dibandingkan terhadap pengaruh beban standar. Faktor beban ekuivalen dari beban standar adalah 100%. Faktor beban ekuivalen tergantung pada bentang jembatan dan lebar jembatan.

Faktor beban ekuivalen dari rangkaian gandar dapat ditentukan berdasarkan panjang dasar ekuivalen dan berat total sebagai berikut :

$$F_{LN} = 100 \frac{W_G (1 - \frac{L_E}{2S})}{W_N} \% \quad (2.1a)$$

$$F_{LE} = 100 \frac{W_G (1 - \frac{L_E}{2S})}{W_E} \% \quad (2.1b)$$

Dengan :

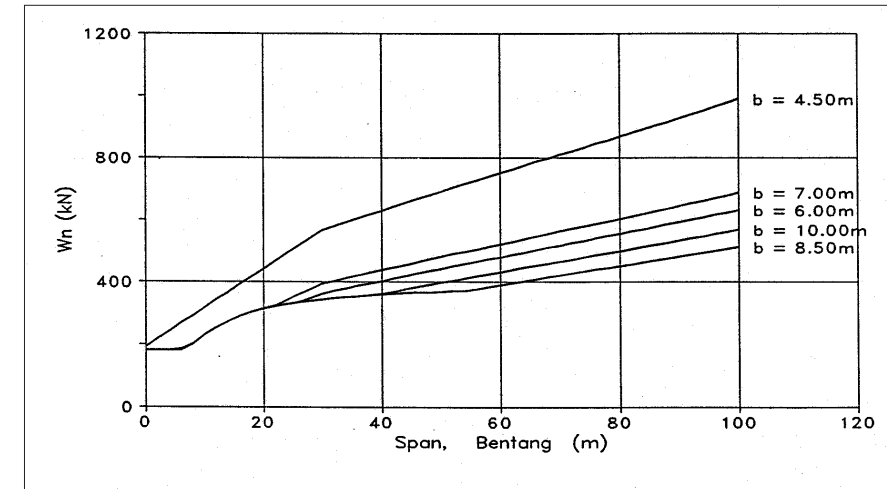
$F_{LN}$  = Faktor beban ekuivalen (%) untuk beban lalu lintas biasa.

$F_{LE}$  = Faktor beban ekuivalen (%) untuk beban lalu lintas luar biasa.

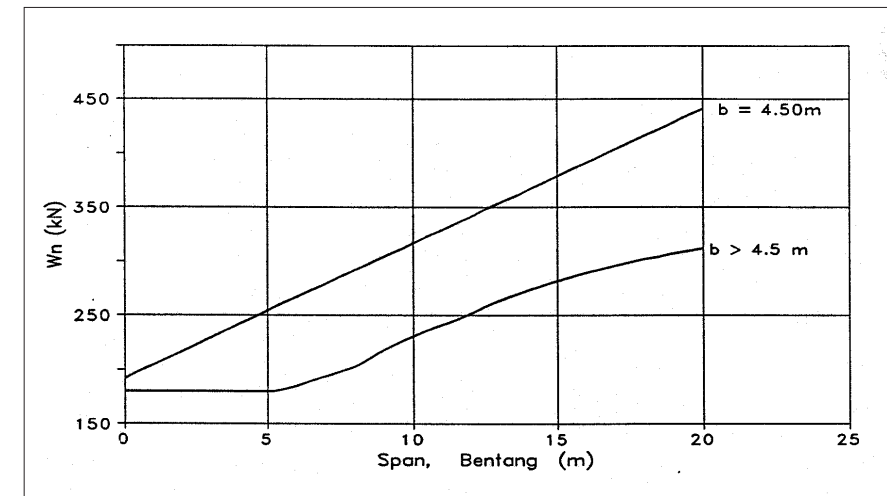
$S$  = Panjang bentang (m)

$W_N$  = Beban biasa ekuivalen (kN) untuk panjang bentang lantai atau bangunan bentang atas yang sesuai, dan lebar jembatan, lihat *Gambar 9.5a* untuk bentang pendek dan *Gambar 9.5b* untuk bentang sedang dan panjang, dan *Tabel 9.1a*.

$W_E$  = Beban luar biasa ekuivalen (kN) untuk panjang bentang lantai atau bangunan bentang atas, yang sesuai, dan lebar jembatan, lihat *Gambar 9.6a* untuk bentang pendek dan *Gambar 9.6b* untuk bentang sedang dan panjang, dan *Tabel 9.1b*.



**Gambar 2.3** -  $W_n$  untuk bentang pendek



**Gambar 2.4** -  $W_n$  untuk bentang sedang dan panjang

### 2.2.2.1.2 Gandar Tunggal

Panjang Dasar ekuivalen untuk gandar tunggal adalah nol. Dengan demikian Faktor Beban Ekuivalen untuk gandar tunggal adalah :

$$F_{LN} = 100 \frac{W_G}{W_N} \% \quad (2.2a)$$

$$F_{LE} = 100 \frac{W_G}{W_E} \% \quad (2.2b)$$

Dengan:

$W_G$  = berat statik dari gandar tunggal (kN)

### 2.2.2.1.3 Roda Tunggal

Faktor Beban Ekuivalen untuk roda tunggal hanya digunakan untuk menentukan faktor keamanan lantai yang telah direncanakan dengan tata cara lain.

**Tabel 2.1 - Beban Biasa Equivalen  $W_N$**

Panjang Bentang	Lebar Jembatan					
	4.5 m	6.0 m	7.0 m	8.5 m	10.0 m	11.25 m
	$W_N$ (kN)					
≤ 6	266.9	180.2	180.2	180.2	180.2	180.2
7	279.4	183.9	183.9	183.9	183.9	183.9
8	291.1	202.7	202.7	202.7	202.7	202.7
9	304.4	218.0	218.0	218.0	218.0	218.0
10	316.8	230.6	230.6	230.6	230.6	230.6
11	329.3	241.2	241.2	241.2	241.2	241.2
12	341.8	252.0	252.0	252.0	252.0	252.0
13	354.3	263.5	263.5	263.5	263.5	263.5
14	366.7	273.4	273.4	273.4	273.4	273.4
15	379.2	282.0	282.0	282.0	282.0	282.0
16	391.7	289.5	289.5	289.5	289.5	289.5
17	404.2	296.2	296.2	296.2	296.2	296.2
18	416.6	302.2	302.2	302.2	302.2	302.2
19	429.1	307.5	307.5	307.5	307.5	307.5
20	441.6	312.3	312.3	312.3	312.3	312.3
21	454.1	316.7	316.7	316.7	316.7	316.7
22	466.5	320.7	324.0	320.7	320.7	320.7
23	479.0	324.3	332.6	324.3	324.3	324.3

Panjang Bentang	Lebar Jembatan					
	4.5 m	6.0 m	7.0 m	8.5 m	10.0 m	11.25 m
	$W_N$ (kN)					
24	491.5	327.6	341.3	327.6	327.6	327.6
25	503.9	330.7	350.0	330.7	330.7	330.7
26	516.4	333.5	358.6	333.5	333.5	333.5
27	528.9	337.9	367.3	336.2	336.2	336.2
28	541.4	345.9	376.0	338.6	338.6	338.6
29	553.8	353.8	384.6	340.9	340.9	340.9
30	566.3	361.8	393.3	343.0	343.0	351.3
35	597.5	381.8	414.9	351.9	351.9	370.7
40	628.7	401.7	436.6	358.5	360.9	390.0
45	659.9	421.6	458.2	363.7	378.8	409.4
50	691.1	441.5	479.9	367.8	396.7	428.7
55	720.5	460.33	500.4	373.6	413.6	447.0
60	750.0	479.2	520.8	388.9	430.6	465.3
65	779.5	498.0	541.3	404.2	447.5	483.6
70	808.9	516.8	561.8	419.4	464.4	501.8
75	838.4	535.7	582.2	434.7	481.3	520.1
80	867.9	554.5	602.7	450.0	498.2	538.4
85	897.3	573.3	623.2	465.3	515.1	556.7
90	926.8	592.1	643.6	480.6	532.1	575.0
95	958.0	612.1	665.3	496.7	550.0	594.3
100	989.2	632.0	686.9	512.9	567.9	613.7

**Tabel 2.2 - Beban Luar Biasa Equivalen  $W_E$** 

Panjang Bentang	Lebar Jembatan					
	4.5 m	6.0 m	7.0 m	8.5 m	10.0 m	11.25 m
	$W_E$ kN					
≤ 6	315.5	425.9	425.9	638.8	638.8	638.8
7	330.2	434.6	434.6	651.9	651.9	651.9
8	345.0	479.1	718.7	718.7	718.7	718.7
9	359.7	515.3	515.3	772.9	772.9	772.9
10	374.4	545.1	545.1	817.7	817.7	817.7
11	389.2	570.2	570.2	855.3	855.3	855.3
12	403.9	595.6	595.6	893.3	893.3	893.3
13	418.7	622.7	622.7	934.1	934.1	934.1
14	433.4	646.2	646.2	969.2	969.2	969.2
15	448.2	666.5	666.5	999.8	999.8	999.8
16	462.9	684.4	684.4	1026.5	1026.5	1026.5
17	477.6	700.2	700.2	1050.2	1050.2	1050.2
18	492.4	714.2	714.2	1071.4	1071.4	1071.4
19	507.1	726.9	726.9	1090.3	1090.3	1090.3
20	521.9	738.2	738.2	1107.4	1107.4	1107.4
21	536.6	748.6	748.6	1122.8	1122.8	1122.8
22	551.4	757.9	765.8	1136.9	1136.9	1136.9
23	566.1	766.5	786.2	1149.8	1149.8	1149.8
24	580.8	774.4	806.7	1161.6	1161.6	1161.6
25	595.6	781.7	827.2	1172.5	1172.5	1172.5
26	610.3	788.4	847.7	1182.6	1182.6	1182.6
27	625.1	798.7	868.1	1191.9	1191.9	1191.9

Panjang Bentang	Lebar Jembatan					
	4.5 m	6.0 m	7.0 m	8.5 m	10.0 m	11.25 m
	$W_E$ kN					
28	639.8	817.5	888.6	1200.5	1200.5	1200.5
29	654.5	836.4	909.1	1208.6	1208.6	1208.6
30	669.3	855.2	929.6	1216.2	1216.2	1245.6
35	706.1	902.3	980.8	1247.5	1247.5	1314.2
40	743.0	949.4	1031.9	1271.0	1279.6	1382.2
45	779.9	996.5	1083.1	1289.4	1343.1	1451.4
50	816.7	1043.6	1134.3	1304.1	1406.6	1520.0
55	851.5	1088.10	1182.7	1324.6	1466.5	1584.8
60	886.4	1132.6	1231.1	1378.8	1526.5	1649.6
65	921.2	1177.1	1279.4	1433.0	1586.5	1714.4
70	956.0	1221.6	1327.8	1487.1	1646.5	1779.4
75	990.8	1266.1	1376.2	1541.3	1706.5	1844.1
80	1025.7	1310.6	1424.5	1595.5	1766.4	1908.9
85	1060.5	1355.1	1472.9	1649.7	1826.4	1973.7
90	1095.3	1399.6	1521.3	1703.8	1886.4	2038.5
95	1132.2	1446.7	1572.5	1761.2	1949.9	2107.1
100	1169.0	1493.8	1623.7	1818.5	2013.3	2175.7

### 2.2.2.2 Faktor Keamanan

Faktor keamanan untuk suatu kendaraan berat pada jembatan, ditentukan berdasarkan penilaian beban bangunan atas dan lantai jembatan yang dibagi dengan faktor beban ekuivalen dari kendaraan berat (Artikel Artikel 2.2.2.2.1 atau 2.2.2.2.2). Bila faktor keamanan kurang dari satu, jembatan tidak kuat untuk memikul kendaraan tersebut.

Bila kendaraan berat tersebut adalah beban lalu lintas luar biasa, maka akan diperlukan perkuatan jembatan sebelum kendaraan tersebut dapat melewati jembatan, atau kendaraan tersebut harus menggunakan jalan lain.

#### 2.2.2.2.1 Faktor keamanan untuk beban lalu lintas biasa

Faktor keamanan untuk beban lalu lintas biasa ditentukan sebagai berikut :

$$F_N^S = \text{minimum} \left\{ \frac{Q_F^*}{F_{LN}}; \frac{Q_S^*}{F_{LN}}; \frac{Q_D^*}{F_{LN}} \right\} \quad (2.3)$$

Dengan :

$F_N^S$  = Faktor keamanan beban lalu lintas biasa.

$Q_F^*$  = Penilaian beban nominal untuk bangunan bawah (%).

$Q_S^*$  = Penilaian beban nominal untuk bangunan atas (%).

$Q_D^*$  = Penilaian beban lantai (%).

$F_{LN}$  = Faktor beban ekuivalen (%) untuk beban lalu lintas biasa, ditentukan dalam Artikel 2.2.2.1. Mengingat faktor tersebut sangat tergantung pada panjang bentang, maka faktor beban ekuivalen yang digunakan untuk  $Q_D^*$  umumnya akan berlainan dengan faktor yang digunakan untuk  $Q_S^*$ , karena bentang lantai yang lebih pendek.

Nilai faktor keamanan sebesar 1.0 atau lebih, menunjukkan tingkat beban yang aman digunakan untuk jembatan selama jangka waktu tak terbatas. Kendaraan yang mempunyai faktor beban ekuivalen kurang atau sama dengan  $F_{LN}$  dapat menggunakan jembatan tanpa batasan.

#### 2.2.2.2.2 Faktor keamanan untuk beban lalu lintas luar biasa

Faktor keamanan untuk beban lalu lintas luar biasa ditentukan sebagai berikut :

$$F_E^S = \text{minimum} \left\{ \frac{Q_F^*}{F_{LE}}; \frac{Q_S^*}{F_{LE}}; \frac{Q_D^*}{F_{LE}} \right\} \quad (2.4)$$

Dengan :

$F_E^S$  = Faktor keamanan beban lalu lintas luar biasa.

$F_{LE}$  = Faktor beban ekuivalen (%) untuk beban lalu lintas luar biasa, ditentukan dalam Artikel 2.2.2.1. Mengingat faktor tersebut sangat tergantung panjang bentang, maka faktor beban ekuivalen yang digunakan untuk  $Q_D^*$  umumnya akan berlainan dari faktor yang digunakan untuk  $Q_S^*$ , karena bentang lantai yang lebih pendek.

Nilai faktor keamanan sebesar 1.0 atau lebih, menunjukkan tingkat beban yang aman digunakan untuk perlintasan kendaraan berat.

#### 2.2.2.3 Perhitungan penilaian beban jembatan

Penilaian beban akhir untuk jembatan dihitung dari penilaian beban nominal sebagai berikut:

$$Q_F^* = F_{KF} Q_F \quad (2.5a)$$

$$Q_S^* = F_{KS} Q_S \quad (2.5b)$$

$$Q_D^* = F_{KD} Q_D \quad (2.5c)$$

Dengan :

$Q_F^*$  = Penilaian beban akhir bangunan bawah (%).

$Q_S^*$  = Penilaian beban akhir bangunan atas (%).

$Q_D^*$  = Penilaian beban akhir lantai (%).

$Q_F$  = Penilaian beban nominal (%) bangunan bawah

$Q_S$  = Penilaian beban nominal (%) bangunan atas.

$Q_D$  = Penilaian beban nominal (%) lantai

$F_{KF}$  = Faktor kondisi bangunan bawah

$F_{KS}$  = Faktor kondisi bangunan atas

$F_{KD}$  = Faktor kondisi lantai

#### 2.2.3 Pembebanan

##### 2.2.3.1 Umum

Beban lalu lintas adalah kendaraan yang ditentukan oleh berat statik gandar

dan jarak antara gandar. Beban pada satu gandar dianggap berbagi rata pada semua roda gandar.

Berat statik gandar maksimum absolut pada satu beban lalu lintas, tidak boleh melebihi beban gandar nominal maksimum dari truk "T" yang ditentukan dalam Standar pembebanan (tidak termasuk fraksi beban dinamik)

##### 2.2.3.2 Beban Lalu Lintas Biasa

Beban lalu lintas biasa adalah beban kendaraan yang digunakan untuk mewakili kendaraan terberat yang biasanya menggunakan suatu jaringan jalan. Bila tidak ditentukan lain oleh yang berwenang, beban lalu lintas biasa adalah sama dengan beban standar.

Bila beban lalu lintas biasa ditentukan khusus untuk jembatan tertentu oleh yang berwenang, beban tersebut harus mencakup fraksi keamanan agar mewakili beban lebih besar dari batas legal.

##### 2.2.3.3 Beban Lalu Lintas Luar Biasa

Beban lalu lintas luar biasa adalah satu kendaraan berat yang melebihi berat dan dimensi legal.

Penilaian jembatan terhadap beban lalu lintas luar biasa adalah atas dasar bahwa beban tersebut hanya melintasi jembatan

secara insidental, dengan memperhatikan batasan-batasan sebagai berikut:

1. Setiap beban lalu lintas luar biasa yang akan menggunakan jembatan tertentu harus memperoleh ijin terlebih dahulu dari yang berwenang dan penggunaan jembatan harus dibawah pengawasan ketat agar semua batasan terpenuhi.
2. Pada saat beban lalu lintas luar biasa melintasi jembatan, kendaraan lain tidak boleh menggunakan jembatan.
3. Kecepatan beban lalu lintas luar biasa harus dibatasi sesuai batas yang disetujui, untuk mengurangi beban kejut
4. Bila letak kendaraan dalam arah lateral tidak ditentukan oleh yang berwenang, beban lalu lintas luar biasa harus melintasi sepanjang sumbu longitudinal jembatan, atau bila jembatan mempunyai median, sedekat mungkin pada median.
5. Pengaturan gandar dan per suspensi kendaraan harus menjamin bahwa beban kendaraan terbagi rata pada jembatan.

## 2.2.4 Persyaratan penilaian

### 2.2.4.1 Umum

Cara penilaian beban yang diuraikan dalam bagian ini digunakan untuk jembatan jalan baru dan lama.

Seluruh penilaian beban dilaksanakan, atau diawasi langsung oleh seorang ahli teknik perencana yang harus mempunyai kualifikasi dan pengalaman sesuai dengan ketentuan dalam Persyaratan Perencanaan.

### 2.2.4.2 Beban standar

Beban standar yang digunakan dalam penilaian beban adalah beban lajur "D" dan beban truk "T" sesuai ketentuan Standar pembebanan, termasuk fraksi beban dinamik.

Bangunan atas jembatan dan sistem konstruksi pendukung lantai harus dinilai berdasarkan pengaruh terburuk dari kedua beban standar di atas. Lantai jembatan boleh dinilai berdasarkan beban truk "T" saja, karena beban ini sudah tentu menghasilkan pengaruh yang ekstrim pada panjang bentang yang umum digunakan untuk lantai.

### 2.2.4.3 Jembatan baru

Jembatan baru yang direncanakan sesuai dengan ketentuan tata cara ini, diberi penilaian sesuai dengan prosedur rencana. Penilaian beban nominal untuk beban jembatan tersebut 100% masing-masing untuk bangunan bawah, bangunan atas, dan lantai, kecuali jika digunakan reduksi pembebanan lalu lintas. Dalam hal telah digunakan reduksi pembebanan lalu lintas, maka penilaian beban nominal untuk

bangunan bawah dan bangunan atas adalah sesuai dengan faktor reduksi beban yang dinyatakan dalam nilai persentase.

Jembatan baru yang direncanakan sesuai tata cara lain, harus dinilai sesuai cara dalam Artikel 2.2.5.2.3 atau Artikel 2.2.5.2.4.

### 2.2.4.4 Jembatan lama

Penilaian beban untuk jembatan lama adalah berdasarkan anggapan-anggapan sebagai berikut:

1. Untuk kasus pada mana analisis jembatan berdasarkan keterangan yang diperoleh dari gambar, geoteknik aktual jembatan, dimensi komponen, dan besaran bahan konstruksi adalah sesuai nilai-nilai relevan yang tercantum pada gambar.
2. Pemeriksaan yang sesuai harus dilaksanakan untuk menentukan tingkat kerusakan jembatan, khususnya :
  - Perubahan dalam geometrik atau komponen alinemen, terutama batang tekan.
  - Pengurangan kekuatan atau kerusakan komponen, seperti kehilangan bahan akibat korosi atau terkelupas.
  - Retakan pada lokasi komponen dan detail yang mengakibatkan kelelahan.
  - Ketidakstabilan atau penggerusan dasar aliran yang dapat mengurangi kapasitas pondasi jembatan.

- Setiap penurunan pilar atau pondasi.
3. Tidak terjadi tambahan kerusakan pada jembatan sejak pemeriksaan terakhir.
  4. Jembatan akan diperiksa secara berkala dalam waktu mendatang, sesuai tuntutan kondisi, sehingga penilaian beban dapat diperbaharui sesuai dengan setiap perubahan kondisi jembatan.

Bila beban rencana suatu jembatan lama diketahui, maka penilaian beban adalah sesuai Artikel 2.2.5.2.3 atau Artikel 2.2.5.2.4. Selain kasus ini, diperlukan analisis jembatan secara lengkap sesuai Artikel 2.2.5.2.5

## 2.2.5 Penilaian beban nominal

### 2.2.5.1 Penilaian beban nominal untuk bangunan bawah

Secara umum terbagi atas dua yaitu bangunan bawah yang terpisah dari bangunan atas dan bangunan bawah yang bersatu dengan bangunan atas. Ahli teknik rencana dapat menentukan pelaksanaan pemeriksaan terpisah terhadap kapasitas beban bangunan bawah, bila keamanan jembatan diragukan akibat dari penurunan visual pada pilar atau pangkal jembatan, atau kerusakan atau penggerusan pondasi pada pilar atau pangkal jembatan

Hubungan antara bangunan bawah dan bangunan atas yang terpisah adalah



sedemikian rupa sehingga tidak terjadi penyaluran momen. Tipe bangunan bawah yang terpisah, hanya dinilai terhadap pengaruh beban aksial berdasarkan penilaian beban standar. Pengaruh beban lalu lintas pada bangunan bawah yang terpisah, dapat ditransformasi dalam pengaruh ekuivalen akibat beban standar dengan menggunakan faktor beban ekuivalen untuk beban tersebut. Panjang bentang yang akan digunakan untuk penentuan Faktor Beban Ekuivalen adalah sebagai berikut:

- Untuk pangkal jembatan: setengah panjang bentang pinggir; atau
- Untuk pilar jembatan: panjang rata-rata dari dua pilar yang berdekatan

Hubungan antara bangunan bawah dengan bangunan atas yang bersatu secara monolitik, adalah cukup kaku sehingga mengijinkan penyaluran momen lentur. Tipe bangunan bawah yang bersatu secara monolitik, dipertimbangkan sebagai bangunan atas jembatan dalam penilaian beban, dan dicakup oleh penilaian beban nominal untuk bangunan atas jembatan sesuai Bab 9.5. Bila diperlukan analisis lebih mendalam untuk penilaian beban jembatan, analisis tersebut harus memperhitungkan pengaruh struktur bangunan bawah yang monolitik.

## 2.2.5.2 Penilaian beban nominal untuk bangunan atas

### 2.2.5.2.1 Umum

BMS 1993 mengharuskan bangunan atas jembatan dan konstruksi pendukung lantai dianalisis terhadap pengaruh kedua beban penilaian standar. Bila tidak ada permintaan untuk penilaian lebih mendalam, maka jembatan yang direncanakan sesuai tatacara tertentu, dapat dinilai sesuai Artikel 2.2.5.2.2, 2.2.5.2.3 atau 2.2.5.2.4.

Analisis terperinci mengenai penilaian beban jembatan harus berdasarkan keadaan kekuatan batas ultimit dengan menggunakan faktor beban dari standar pembebanan dan faktor beban kekuatan dari Bagian Perencanaan Kayu Struktural, Beton Struktural atau Baja Struktural. Analisis terperinci harus memenuhi persyaratan dari Bagian Analisis Struktural. Kombinasi beban yang digunakan dalam analisis tersebut harus terdiri dari semua beban tetap yang relevan, yang ditentukan dalam standar pembebanan bersama dengan satu atau lebih beban standar.

Penilaian beban harus direduksi sesuai dengan Artikel 2.2.5.2.6 bila terdapat kelebihan tebal aspal pada lantai atas.

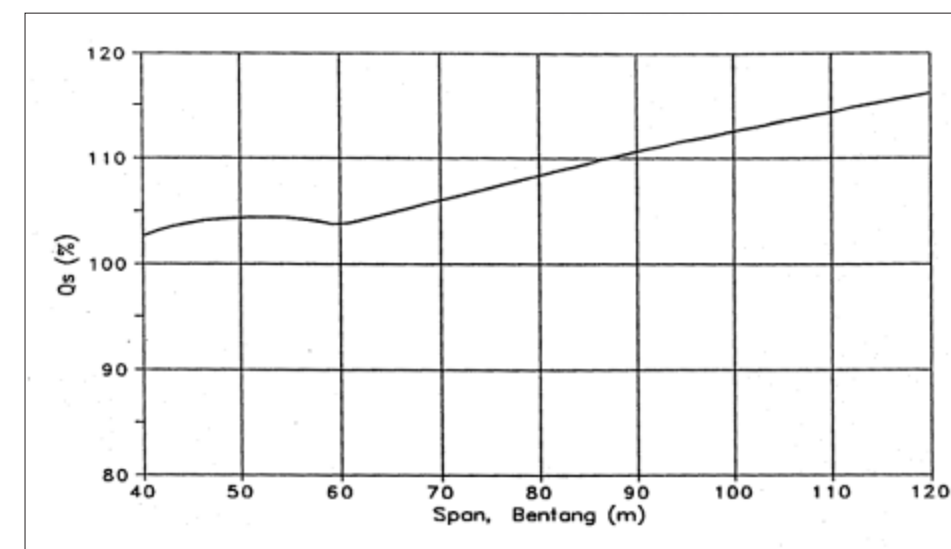
## 2.2.5.2.2 Jembatan yang direncanakan sesuai tata cara BMS

Jembatan yang direncanakan sesuai tata cara BMS, tidak memerlukan perhitungan penilaian secara tersendiri. Penilaian beban nominal untuk bangunan atas jembatan tersebut,  $Q_s$ , adalah 100%, kecuali telah digunakan reduksi beban lalu lintas dalam rencana.

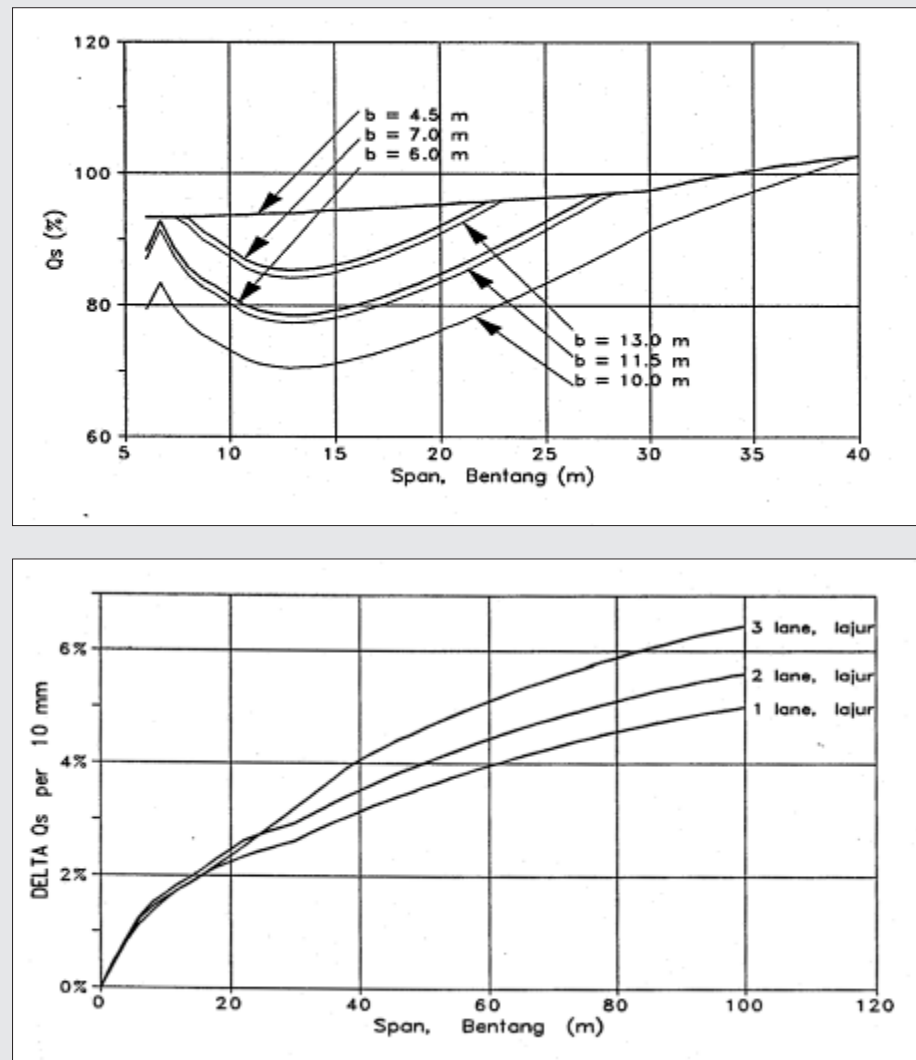
Jembatan yang direncanakan dengan reduksi pembebanan lalu lintas akan mempunyai penilaian beban nominal untuk bangunan atas, yang dinyatakan dalam persentase sesuai faktor reduksi pada pembebanan lalu lintas tersebut.

## 2.2.5.2.3 Jembatan yang direncanakan sesuai pembebanan Bina Marga 1970

Jembatan yang direncanakan sesuai 100% pembebanan Bina Marga 1970 akan mempunyai Penilaian Beban Nominal,  $Q_s$ , sesuai *Gambar 2.5* untuk jembatan bentang pendek (bentang  $\leq 40$ m) atau *Gambar 2.6* di halaman berikut untuk jembatan bentang sedang dan panjang. Pengaruh beban kejut (impact) tercakup dalam gambar-gambar tersebut. Penilaian jembatan bentang pendek tergantung pada lebar jembatan dan panjang bentang. Jembatan dengan lebar jalan lebih dari 11.25 m akan dinilai seolah-olah lebar jalan 11.25 m.



**Gambar 2.5** -  $Q_s$  Bina Marga 1970 untuk bentang Pendek



**Gambar 2.6** - QS Bina Marga 1970 untuk bentang Sedang Dan Panjang

Jembatan yang direncanakan sesuai 70% Pembebanan Bina Marga 1970 akan mempunyai penilaian beban nominal untuk bangunan atas, sebesar 0.7 kali nilai yang diperhitungkan dalam ayat-ayat sebelumnya.

#### 2.2.5.2.4 Jembatan yang direncanakan sesuai pembebanan di luar Bina Marga 1970

Jembatan yang direncanakan sesuai tata cara lain yang beban rencananya diketahui, dapat dinilai dengan membandingkan beban rencana tata cara tersebut dengan beban standar sesuai faktor beban ekuivalen.

Penilaian beban nominal,  $Q_s$ , dihitung sebagai berikut :

$$Q_s = \frac{F_{LN}}{1.3} \% \quad (2.6)$$

Dengan :

$F_{LN}$  = Faktor beban ekuivalen dari beban rencana (Artikel 9.7.2)

1.3 = Faktor kompensasi untuk kehilangan 30% faktor kejut dalam perhitungan WN

Beban rencana terdiri dari kombinasi beban terpusat dan beban terbagi rata yang dikonversi kedalam suatu beban terbagi rata ekuivalen sesuai Artikel 2.2.2.1 sebelum penentuan penilaian beban nominal. Pengaruh beban kejut (impact), beban lajur lalu lintas majemuk atau ketentuan serupa dalam tata cara lain tersebut, harus tercakup.

Sebagai alternatif, jembatan tersebut dapat dinilai terhadap beban dengan melaksanakan analisis terperinci sesuai Artikel 2.2.5.2.5.

#### 2.2.5.2.5 Jembatan yang direncanakan dengan pembebanan yang tidak diketahui

Bila beban rencana dari jembatan tidak diketahui, maka harus diadakan penilaian beban dengan analisis terperinci.

Jembatan harus dianalisis terhadap pengaruh beban standar sesuai prosedur keadaan batas limit dalam Pedoman Analisis Struktural BMS. Penilaian beban nominal,  $Q_s$ , adalah sebagai berikut:

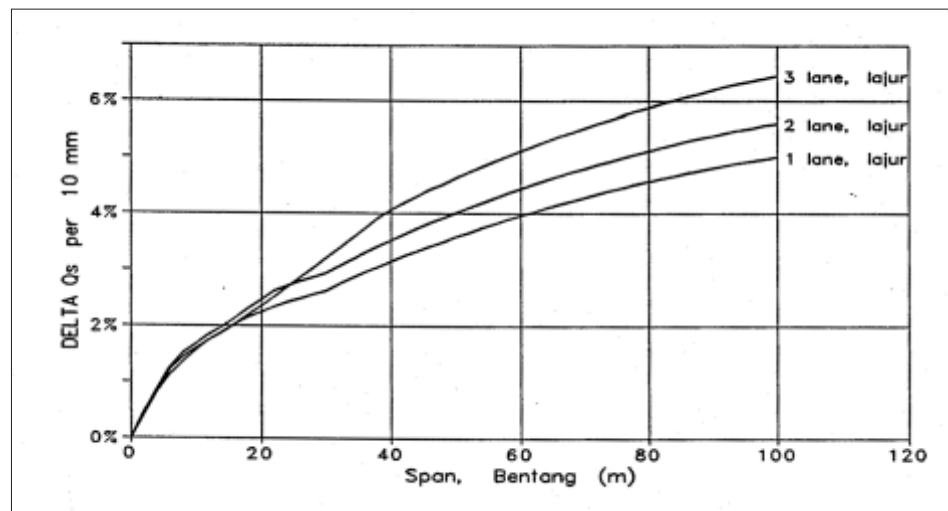
$$Q_s = 100 \frac{R^* - S_p^*}{S_s^*} \% \quad (2.7)$$

Dengan :

$R^*$  = kekuatan runtuh ultimit jembatan atau komponen jembatan yang dihitung sesuai Bagian 5, 6 atau 7 dan dikurangi dengan faktor reduksi kekuatan yang sesuai.

$S_p^*$  = aksi beban tetap pada rencana runtuh ultimit sesuai Standar pembebanan.

$S_s^*$  = aksi beban standar (nilai nominal beban standar dikali dengan faktor beban putus ultimit yang relevan) pada rencana runtuh ultimit.



Gambar 2.7 - Reduksi Penilaian Beban Kelebihan Aspal

#### 2.2.5.2.6 Reduksi penilaian beban untuk kelebihan aspal

Kelebihan tebal aspal pada lantai jembatan ditentukan sebagai perbedaan antara tebal rata-rata terukur aktual dan tebal lapis perkerasan rencana. Penilaian beban nominal bangunan atas untuk jembatan harus direduksi dengan jumlah yang diperlihatkan pada Gambar 2.7 untuk tiap 10 mm kelebihan tebal aspal.

#### 2.2.5.3 Penilaian beban nominal untuk Lantai Jembatan

##### 2.2.5.3.1 Beban standar

Lantai jembatan dianalisis terhadap pengaruh beban truk "T" sesuai dengan Standar pembebanan standar pembebanan.

Bila tidak terdapat ketentuan lain dalam Bab ini, luas bidang kontak ban dari beban roda adalah sesuai dimensi beban truk "T" dalam Standar pembebanan. Beban harus diberikan bersama dengan fraksi beban dinamik (impact).

##### 2.2.5.3.2 Lantai beton jembatan

Lantai beton jembatan yang direncanakan sesuai tata cara ini, akan mempunyai Penilaian Beban Nominal sebesar 100%.

Lantai beton jembatan yang direncanakan sesuai Spesifikasi Bina Marga 1970, akan mempunyai Penilaian Beban Nominal sebesar 80%.

Lantai beton jembatan yang direncanakan dengan tata cara lain, dapat mengikuti penilaian beban sebagai berikut:

- Lantai didukung langsung oleh gelagar-gelagar melintang dan bentangan berada dalam arah sama dengan aliran lalu lintas. Dalam hal ini, lantai dinilai seolah-olah merupakan bangunan atas jembatan dengan panjang bentang yang sama. Pada jembatan miring skew dengan tipe lantai, bentang lantai diukur tegak lurus terhadap gelagar melintang.
- Lantai didukung langsung oleh gelagar memanjang dan bentangan berada dalam arah tegak lurus dengan aliran lalu lintas. Dalam hal ini lantai harus dilakukan analisis untuk menentukan kapasitas beban lalu lintasnya.

Lantai jembatan dengan beban rencana yang tidak diketahui, harus dilakukan analisis untuk menentukan beban lalu lintasnya.

Bila suatu lantai harus dianalisis, setiap cara analisis dalam Pedoman Analisis Struktural BMS boleh digunakan. Penilaian Beban Nominal untuk lantai tersebut harus dihitung sesuai dengan Rumus (2.7).

Lantai dengan kelebihan lapis perkerasan beraspal (lihat Artikel 2.2.5.2.6) tidak memerlukan reduksi Penilaian Beban Lantai.

##### 2.2.5.3.3 Lantai kayu jembatan

Lantai kayu jembatan harus dianalisis berdasarkan asumsi sebagai berikut:

- Bentang papan lantai adalah jarak antara

sumbu gelagar atau, bila papan lantai diletakkan miring-skew terhadap gelagar, bentangan adalah jarak miring antar sumbu gelagar.

- Papan lantai yang membentangi lebih dari dua gelagar, akan mempunyai nilai yang sama untuk momen lentur maksimum positif dan negatif akibat berat sendiri.
- Momen lentur dan gaya lintang akibat beban roda harus dihitung atas dasar bahwa gelagar pendukung lantai tidak melendut.
- Untuk lantai tanpa papan aus arah longitudinal, setiap beban roda hanya didukung oleh papan-papan lantai yang memikul beban tersebut dan tidak ada pembagian lateral diluar luas bidang kontak ban.
- Pengaruh papan aus arah longitudinal dapat diperkirakan dengan pelipatan dua kali dimensi luas bidang kontak ban dalam arah longitudinal dan melaksanakan analisis seolah-olah tidak ada papan aus, seperti diuraikan dalam ayat sebelumnya.

Penilaian beban nominal untuk lantai kayu dihitung sesuai dengan Rumus (2.7).

#### 2.2.6 Panjang dasar ekuivalen untuk rangkaian beban gandar

Rangkaian gandar yang membentuk

seluruh atau sebagian beban kendaraan, dapat ditransformasi dalam beban terbagi rata ekuivalen (BTRE), yang mempunyai berat total sama dan menyebabkan momen lentur maksimum dan gaya geser maksimum sama pada bentang sederhana. Panjang BTRE tersebut dinamakan panjang dasar ekuivalen untuk rangkaian gandar.

Panjang dasar ekuivalen,  $L_E$ , dalam **Gambar 2.8**, ditentukan sebagai panjang pada mana berat total rangkaian gandar dapat terbagi rata, sehingga terjadi pengaruh gaya yang sama dengan pengaruh rangkaian gandar tersebut. Untuk bentang sederhana dengan panjang bentang lebih dari  $L_E$ , momen lentur dan gaya lintang maksimum akibat BTRE adalah sama dengan momen lentur dan gaya lintang akibat rangkaian gandar.

Kendaraan berat dengan beberapa gandar akan mempunyai berbagai kombinasi gandar yang masing-masing memiliki  $L_E$ .

Untuk bentang jembatan tertentu, kombinasi gandar yang menentukan adalah kombinasi yang menghasilkan  $L_E$  terpanjang tetapi lebih kecil dari panjang bentang tersebut.

Panjang dasar ekuivalen dihitung sebagai berikut:

$$L_E = \frac{4 \sum |P_i X_i|}{W_G} - \frac{2(N_t - 1)}{b_i N_t} X_o^2 \quad (2.8)$$

Dengan :

$P_i$  = Beban gandar  $i$  (kN)

$X_o$  = Jarak antara titik berat rangkaian gandar dengan gandar terdekat dari lokasi titik berat rangkaian gandar (m).

$$= |X_i - X_G| \min$$

$X_i$  = jarak antara gandar  $i$  dengan gandar terdekat dari lokasi titik berat rangkaian gandar (m)

$W_G$  = Berat total rangkaian gandar =  $\sum P_i$  (kN)

$N_t$  = Jumlah total gandar dalam satu rangkaian.

$b_i$  = Jarak antara gandar pertama dan terakhir dalam rangkaian (m)

Diagram rangkaian terdapat dalam **Gambar 2.8**. semua gandar antara gandar pertama dan terakhir dalam rangkaian harus dicakup dalam perhitungan.

- Untuk satu gandar tunggal,  $L_E = 0$
- Untuk satu beban terbagi rata BTR,  $L_E$  = panjang sebenarnya dari BTR
- Untuk kombinasi beban gandar dan BTR panjang dasar ekuivalen ditentukan sebagai berikut :

$$L_C = \frac{W_G L_E + W_U L_U}{W_G + W_U} \quad (2.8)$$

Dengan :

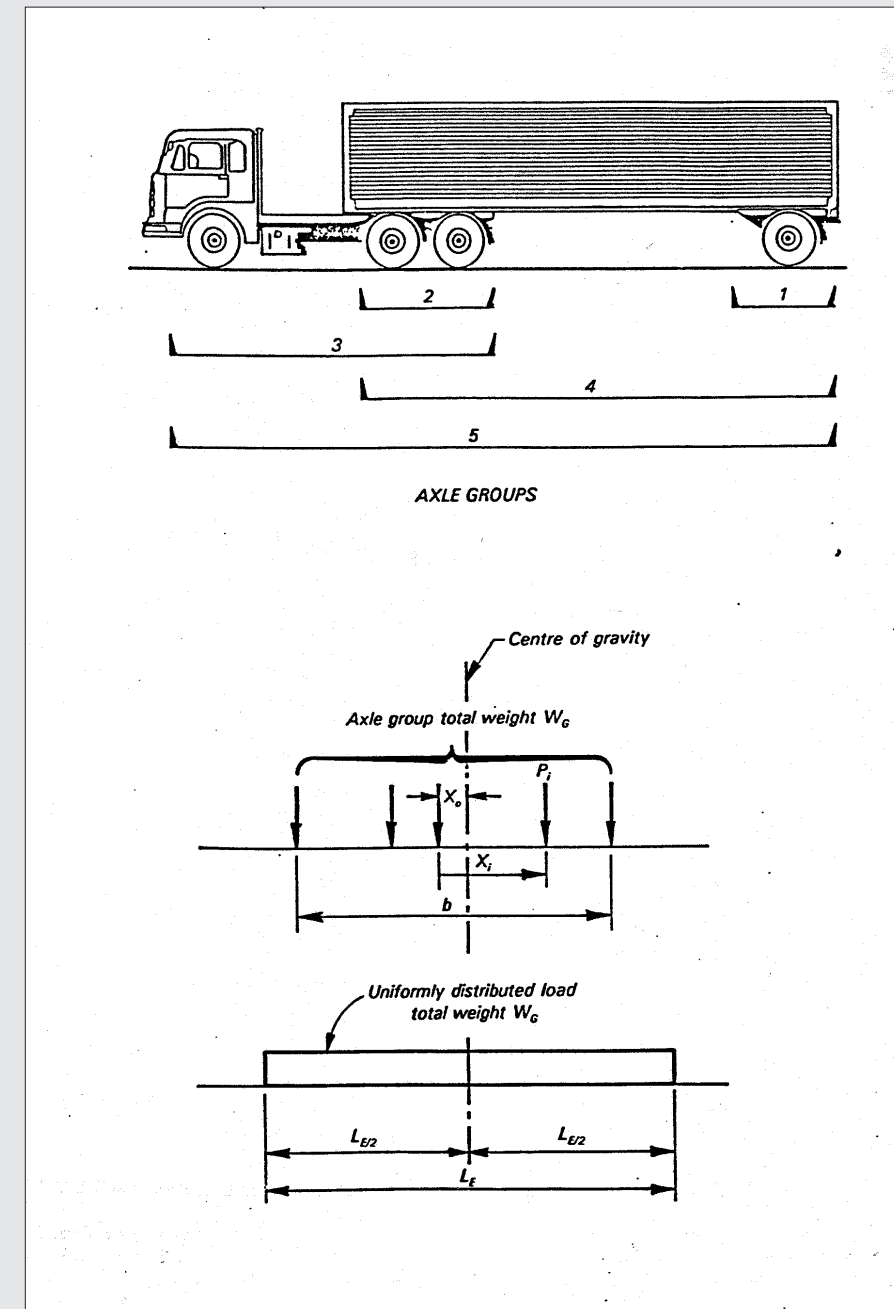
$L_C$  = Panjang dasar ekuivalen untuk beban kombinasi (m)

$L_E$  = Panjang dasar ekuivalen untuk rangkaian gandar (m)

$W_G$  = Berat total rangkaian gandar (kN)

$L_U$  = Panjang BTR (m)

$W_U$  = Berat total BTR (kN)



**Gambar 2.8 - Panjang Dasar Ekuivalen**

## 2.2.7 Perhitungan Kapasitas Beban Jembatan

### 2.2.7.1 Umum

Kekuatan rencana suatu komponen jembatan harus dihitung dengan menggunakan karakteristik bahan yang ditentukan sesuai Artikel 2.2.7.2. Faktor reduksi kekuatan untuk analisis batas limit dari komponen-komponen adalah sesuai Pedoman Perencanaan Kayu Struktural, Baja Struktural atau Beton Struktural

### 2.2.7.2 Karakteristik Bahan

Besaran untuk jembatan lama harus ditentukan dengan salah satu cara berikut.

1. Karakteristik bahan yang diperoleh sebagai hasil uji selama pelaksanaan konstruksi berlangsung.

2. Hasil uji benda uji yang dipotong dari jembatan sesuai cara yang disetujui.
3. Nilai minimum yang tercantum pada gambar atau dalam spesifikasi konstruksi.

Bila sertifikat pengujian, hasil uji benda uji atau gambar tidak tersedia, dapat digunakan nilai asumsi yang diberikan dalam artikel ini.

Untuk jembatan beton, kuat tekan beton dapat ditentukan berdasarkan hasil uji bor inti yang mempunyai diameter minimum 75 mm. Bor inti tidak boleh dilaksanakan pada komponen beton pratekan kecuali gambar tersedia dan lokasi kabel pretekan dapat ditentukan dengan tepat. Bila tidak terdapat nilai hasil uji atau keterangan lain, nilai-nilai dalam **Tabel 2.3** dianggap berlaku.

Untuk jembatan baja, tegangan leleh baja dapat ditentukan berdasarkan hasil uji

**Tabel 2.3 - Jembatan Beton – Besaran Asumsi Karakteristik**

Tahun Pembangunan Jembatan	Beton Bertulang		Beton Pratekan	
	Tulangan Tegangan leleh (MPa)	Beton Kuat Tekan (MPa)	Baja Pratekan Tegangan Putus (MPa)	Beton Kuat Tekan (MPa)
Sebelum 1970	210	20	Tidak ada	Tidak ada
Sesudah 1970	230	22	1725	35

benda uji yang diperoleh dari jembatan. Benda uji dipotong dari bagian komponen dimana tegangan yang terjadi diketahui adalah kecil, dan dipilih pada bagian lebih tebal dari komponen tersebut. Prosedur pengambilan dan pengujian benda uji sesuai persyaratan yang ditentukan oleh yang berwenang.

Bila tidak terdapat hasil uji atau keterangan lain, nilai-nilai tegangan leleh minimum baja struktural dianggap :

Jembatan yang dibangun :

- Sebelum 1936                      200 MPa
- 1936 – 1970                      230 MPa
- Setelah 1970                      250 MPa

Tegangan leleh besi tuang diambil sebesar 180 MPa.

## 2.2.8 Evaluasi Kondisi Jembatan

Evaluasi kondisi jembatan diberikan pada **Tabel 2.4** dan **Tabel 2.5**

**Tabel 2.4 - Faktor Kondisi Bangunan Atas.**

Kondisi Komponen	$F_{KS}$
Terdapat kerusakan kecil yang dapat diperbaiki dengan pemeliharaan rutin. Kerusakan tidak mempengaruhi kegunaan dan keamanan jembatan, dan bersifat stabil	1.00
Terdapat kerusakan yang potensial besar tetapi setempat dan terbatas. Kerusakan tidak mempengaruhi kegunaan dan keamanan jembatan pada waktu sekarang, tetapi kondisi akan memburuk bila tidak diadakan perbaikan.	0.90
Terdapat kerusakan besar yang mengurangi keamanan jembatan.	0.70
Terdapat kerusakan kritis yang akan menimbulkan keruntuhan, bila tidak diperbaiki dalam waktu 12 bulan – jembatan dalam kondisi ini seharusnya hanya digunakan untuk lalu lintas darurat.	0.30

**Tabel 2.5 - Faktor Kondisi Bangunan Lantai.**

Kondisi Lantai Jembatan	$F_{KD}$
Baik : tidak terdapat retak tembus, terkelupas atau korosi tulangan.	1.00
Kurang : terdapat retak tembus dengan jarak antara jauh (> 1.0 m), beberapa terkelupas dan tulangan terbuka/korosi.	0.70
Buruk : terdapat retak tembus yang membentuk kotak-kotak tersendiri, beberapa mengalami gerakan akibat lalu lintas, tulangan terbuka pada lebih dari 10% luas lantai.	0.30



## 2.3 Pedoman Penilaian Beban berdasarkan AASHTO (Manual for Condition Evaluation and Load and Resistance Factor Rating (LRFR) for Highway Bridges)

### 2.3.1 Konsep

AASHTO memberikan persamaan untuk menentukan penilaian beban setiap komponen dan hubungan subjektif untuk efek gaya tunggal (seperti axial force, flexure or shear) :

$$RF = \frac{C - (\gamma_{DC})(DC) - (\gamma_{DW})(DW) \pm (\gamma_P)(P)}{(\gamma_L)(LL + IM)} \quad (2.9)$$

Untuk batas kekuatan :

$$C = \phi_c \phi_s \phi R_n$$

dengan batas terendah yang berlaku adalah sebagai berikut :

$$\phi_c \phi_s \geq 0.85$$

dan kondisi batas layan :

$$C = f_R$$

Dimana :

RF = Rating Factor (Faktor Penilaian)

C = kapasitas

$f_R$  = regangan yang diijinkan ditentukan dalam LRFD code

$R_n$  = ketahanan nominal (saat diinspeksi)

DC = efek beban mati karena komponen struktural dan tambahannya

DW = efek beban mati karena permukaan yang digunakan dan penggunaannya

P = beban permanen selain beban mati

LL = efek beban hidup

IM = nilai beban dinamis

$\gamma_{DC}$  = faktor beban LRFD untuk

komponen struktural dan tambahannya

$\gamma_{DW}$  = faktor beban LRFD permukaan

yang digunakan dan penggunaannya

$\gamma_P$  = faktor beban LRFD untuk beban

permanen lainnya selain dari beban mati

= 1.0

$\gamma_L$  = faktor evaluasi beban hidup

$\phi_c$  = faktor kondisi

$\phi_s$  = faktor sistem

$\phi$  = faktor tahanan LRFD

Penilaian beban harus dilakukan di setiap aplikasi batas ketetapan dan beban akibat nilai terendah yang menentukan faktor pengendalian penilaian. Batas pernyataan dan faktor beban untuk penilaian beban harus dipilih dari *Tabel 2.6*.

**Tabel 2.6 - Batas kekuatan dan faktor beban untuk penilaian beban**

Tipe jembatan	Limit state	Beban mati DC	Beban mati DW	Design load		Legal load	Permit load
				Inventory	Operating		
				LL	LL	LL	LL
Steel	Kekuatan I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabel 5	-
	Kekuatan II	1.25	1.50	-	-	-	Tabel 6
	Service II	1.00	1.00	1.30	1.00	1.30	1.00
	Fatigue	0.00	0.00	0.75	-	-	-
Reinforced concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabel 5	-
	Strength II	1.25	1.50	-	-	-	Tabel 6
	Service I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Prestressed concrete	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabel 5	-
	Strength II	1.25	1.50	-	-	-	Tabel 6
	Service III	1.00	1.00	0.80	-	1.00	-
	Service I	1.00	1.00	-	-	-	1.00
Wood	Strength I	1.25	1.50	1.75	1.35	Tabel 5	-
	Strength II	1.25	1.50	-	-	-	Tabel 6

Notes :

- Perbedaan warna pada tabel mengindikasikan pilihan pengecekan
- Service I digunakan untuk mengecek 0.9 F, stress limit pada tulangan
- Faktor beban untuk DW pada kekuatan *limit state* yang bisa diambil 1.25 dimana ketebalan telah diukur.
- Kondisi batas fatik dicek menggunakan *LRFD fatigue truck*

Komponen yang dituju untuk efek beban kombinasi harus dinilai dari beban

yang mempertimbangkan interaksi efek beban. (contoh: axial-bending interaction or shear bending interaction), seperti yang disajikan dalam standar ini yang terdapat pada ketahanan struktur.

Efek dari prategang bentang menerus dan efek gaya terkunci dari proses konstruksi sebaiknya dimasukkan sebagai beban permanen lainnya selain beban mati, P.

Asumsi yang dipakai dalam menerapkan LRFR bahwa penilaian beban jembatan didasarkan pada kondisi struktural yang ada, sifat material, beban dan kondisi lalu

lintas di lokasi jembatan. Untuk mempertahankan kapasitas ini, jembatan diasumsikan untuk menjadi subyek pemeriksaan secara berkala, tidak melampaui interval maksimum. Perubahan kondisi struktural yang ada, bahan, beban, atau kondisi lalu lintas lapangan membutuhkan re-evaluasi.

### 2.3.2 Metoda Evaluasi Jembatan

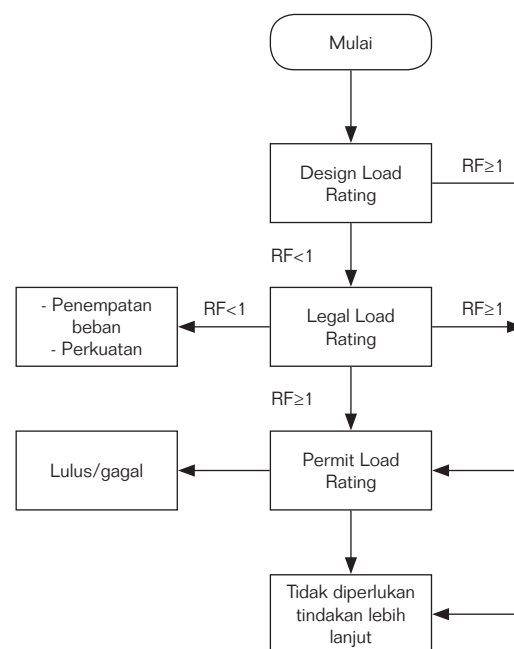
Standar ini menyediakan tiga metode untuk mengevaluasi kapasitas maksimum beban hidup jembatan yang aman atau untuk menilai keselamatan di bawah kondisi beban tertentu:

1. Faktor penilaian beban dan ketahanan jembatan (LRFR)
2. Penilaian beban berdasarkan pengujian beban, dan
3. Evaluasi keselamatan menggunakan metode realibiliti struktur untuk kasus-kasus khusus.

Hanya metode LRFR yang menjadi yang dibahas dalam bagian ini. Beban pengujian dan evaluasi keselamatan untuk kasus-kasus khusus akan dibahas tersendiri.

#### 2.3.2.1 Penilaian Beban

Evaluasi jembatan dilakukan untuk tujuan yang berbeda menggunakan model beban hidup yang berbeda dan berdasarkan kriteria evaluasi. Beban hidup yang dievalu-



**Gambar 2.9** - Diagram alir untuk penilaian beban

asi terdiri dari beban hidup rencana, beban yang ditetapkan berdasarkan standar kendaraan tertentu (*legal load*) dan beban yang diijinkan (*permit load*).

Metodologi untuk faktor penilaian beban dan ketahanan jembatan terdiri dari tiga prosedur yang berbeda:

1. penilaian beban desain
2. penilaian beban yang ditetapkan berdasarkan standar kendaraan tertentu
3. penilaian beban ijin.

Prosedur penilaian ditunjukkan dalam bagan alir pada *Gambar 2.9*.

#### 2.3.2.2 Design Load Rating (penilaian beban berdasarkan beban desain)

Penilaian berdasarkan beban rencana AASHTO adalah penilaian tingkatan pertama jembatan pada muatan HL-93 dan standar perencanaan LRFD, menggunakan dimensi dan sifat jembatan pada saat diperiksa. Ini adalah pengukuran kinerja jembatan yang telah ada untuk standar desain jembatan LRFD yang berlaku. Berdasarkan pemeriksaan ini, jembatan diperiksa terhadap batas kekuatan pada tingkat keandalan desain LRFD. Evaluasi pada tingkat evaluasi kedua juga merupakan pilihan. Penilaian tersebut juga mempertimbangkan semua batas kekuatan layanan LRFD.

Penilaian beban berdasarkan beban rencana menjadi sebagai proses penyaringan untuk mengidentifikasi jembatan yang harus dilakukan penilaian berdasarkan beban legal. Jembatan yang melewati tahap pengecekan design load ( $RF \geq 1$ ) pada tahap inventory akan memiliki penilaian beban yang memadai untuk semua beban yang diizinkan.

#### 2.3.2.3 Legal Load Rating (penilaian beban berdasarkan beban legal)

Tahapan kedua penilaian beban dilakukan kendaraan tunggal yang

memberikan kapasitas muatan aman (untuk truk) berlaku sesuai AASHTO dan tetapan muatan yang diizinkan (kendaraan legal). Nilai faktor beban hidup dipilih berdasarkan kondisi lalu lintas truk di lokasi (site). Kekuatan adalah tetapan batasan untuk penilaian beban; batasan layanan digunakan secara selektif. Hasil dari penilaian beban untuk beban yang diizinkan dapat digunakan sebagai dasar untuk pembuatan keputusan mengenai penempatan beban atau kekuatan jembatan.

#### 2.3.2.4 Permit Load Rating (penilaian beban berdasarkan beban ijin)

Penilaian berdasarkan beban ijin berguna untuk memeriksa keamanan dan kemampuan dari jembatan dalam meninjau kelayakan lewatnya kendaraan di atas batas berat yang diizinkan. Ini adalah penilaian level ke tiga yang dapat diaplikasikan hanya untuk jembatan yang mempunyai kapasitas yang cukup untuk beban yang diizinkan AASHTO. Faktor beban yang dikalibrasi berdasarkan jenis izin dan kondisi lalu lintas di lokasi adalah khusus untuk memeriksa efek beban yang disebabkan oleh lewatnya truk yang kelebihan beban muatan. Panduan untuk kriteria kemampuan layanan yang akan diperiksa saat meninjau kelayakan juga disediakan.

### 2.3.3 Komponen yang dievaluasi

#### 2.3.3.1 Dek

Balok yang menerima beban dari lantai beton dan dek metal yang menerima beban lalu lintas normal tidak perlu dievaluasi secara rutin. Lantai jembatan sebaiknya diperiksa secara rutin untuk memeriksa performa yang baik. Pemeriksaan metal deck sebaiknya lebih ditekankan pemeriksaan pada kemungkinan terjadinya retakan kelelahan.

Lantai jembatan dari kayu yang menunjukkan deformasi atau lendutan yang berlebihan akibat beban lalu lintas yang normal harus dilakukan evaluasi lebih lanjut dan pengendalian penilaian rutin. Kapasitas papan kayu sering dikendalikan oleh horizontal shear.

#### 2.3.3.2 Substruktur

Bagian dari substruktur tidak perlu diperiksa secara rutin untuk kapasitas beban. Elemen substruktur seperti pier dan kolom sebaiknya diperiksa disaat tenaga ahli memiliki alasan untuk yakin bahwa kapasitasnya dapat mempengaruhi kapasitas beban dari seluruh jembatan.

Dimana dianggap perlu oleh engineer, nilai beban elemen struktur dan pengecekan stabilitas komponen struktur seperti abutment, piers dan dinding harus

dilakukan dengan menggunakan kombinasi kekuatan beban dan faktor beban dari AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, termasuk semua beban permanen dan beban akibat pengereman dan gaya sentrifugal, namun mengabaikan beban sementara lain seperti angin atau suhu. Faktor beban permanen harus diambil dari LRFD *Tabel 3-2* sehingga menghasilkan faktor efek gaya maksimum. Dimana stabilitas longitudinal dianggap tidak memadai, struktur dapat ditetapkan untuk kecepatan terbatas.

Perhatian lebih akan diberikan kepada elemen substruktur untuk membuktikan adanya distress atau ketidakstabilan yang dapat mempengaruhi kapasitas beban muatan jembatan. Elemen utama dan komponen substruktur yang gagal diperkirakan akan menyebabkan keruntuhan jembatan sehingga sebaiknya diidentifikasi pada penekanan khusus selama pemeriksaan.

#### 2.3.3.3 Superstruktur

Bangunan atas jembatan dan konstruksi pendukung lantai harus dianalisis terhadap pengaruh kedua beban penilaian standar. Bila tidak ada permintaan untuk penilaian lebih mendalam, maka jembatan yang direncanakan dengan rencana sesuai tatacara tertentu. Analisis terperinci mengenai penilaian beban jembatan harus berdasarkan keadaan kekuatan batas ultimit

dengan menggunakan faktor beban tertentu. Kombinasi beban yang digunakan dalam analisis tersebut harus terdiri dari semua beban tetap yang relevan, bersama dengan satu atau lebih beban standar. Penilaian beban harus direduksi bila terdapat kelebihan tebal aspal pada lantai atas.

#### 2.3.3.4 Evaluasi struktur khusus

Perhitungan daya dukung struktur yang kompleks, seperti jembatan gantung, jembatan cable stayed, jembatan gelagar dan melengkung, memerlukan metode analisis dan prosedur khusus. Panduan umum tersedia dalam standar ini dan AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, tetapi prosedur lain harus digunakan untuk penentuan aktual dari penilaian beban.

#### 2.3.3.5 Kualifikasi dan tanggung jawab

Seorang insinyur profesional bersensi dengan minimal pengalaman lima tahun merancang jembatan dan pengalaman inspeksi sebaiknya dibebankan tanggung jawab keseluruhan untuk evaluasi kapasitas jembatan. Keahlian teknik yang diperlukan untuk mengevaluasi jembatan bervariasi dengan kompleksitas jembatan. Sebuah pendekatan multi disiplin yang memanfaatkan pengetahuan khusus dan ketrampilan insinyur lainnya mungkin diperlukan dalam situasi khusus untuk inspeksi dan evaluasinya.

### 2.3.4 Beban untuk dievaluasi

#### 2.3.4.1 Umum

Bagian ini menjelaskan beban yang digunakan dalam menentukan efek beban dalam persamaan penilaian beban secara umum. Hanya beban permanen dan muatan kendaraan dipertimbangkan untuk menjadi kesimpulan dalam penilaian beban. Beban lingkungan seperti angin, es, suhu, aliran sungai dan gempa biasanya tidak dipertimbangkan dalam penilaian kecuali saat kondisi yang tidak biasa.

#### 2.3.4.2 Beban tetap dan faktor beban

Penilaian beban jembatan harus mempertimbangkan semua beban permanen. Beban permanen termasuk beban mati dan efek dari proses konstruksi.

#### 2.3.4.3 Beban mati

Efek beban mati pada struktur harus dihitung sesuai dengan kondisi eksisting pada saat dianalisis. Beban mati sebaiknya berdasarkan dimensi yang ditunjukkan pada rencana dan diverifikasi dengan pengukuran lapangan, dimana keadaan saat itu, utilities, lampiran dan ketebalan permukaan harus diverifikasi pada saat inspeksi. Berat minimum unit material yang digunakan dalam perhitungan beban mati disesuaikan dengan LRFD *Tabel 3-3*, jika tidak ada informasi yang tepat.

#### 2.3.4.4 Beban tetap selain beban mati

Efek sekunder dari prestressing harus dianggap sebagai beban permanen.

#### 2.3.4.5 Faktor beban

Faktor beban untuk beban permanen diberikan dalam *Tabel 2.6*, dimana efek beban penambahan beban permanen, faktor beban maksimum sebaiknya digunakan. Jika ketebalan permukaan merupakan pengukuran lapangan  $\gamma_{DW}$  maka dapat diambil 1.25. Faktor beban dari 1.0 ( $\gamma_p=1.0$ ) digunakan untuk efek sekunder dari post-tensioning.

#### 2.3.4.6 Beban Transiens

##### 2.3.4.6.1 Beban hidup akibat kendaraan (beban gravitasi) : LL

Beban hidup nominal yang akan digunakan dalam evaluasi jembatan yang dipilih berdasarkan tujuan dan dimaksudkan menggunakan hasil dari evaluasi. Model dari beban hidup untuk penilaian beban meliputi :

- Design load: Beban rencana HL93
- Legal load : beban legal AASHTO (Tipe 3, tipe 3S2, tipe 3-3, beban lajur), beban yang ditetapkan negara bagian.
- Permit load : Batasan kendaraan atau truk yang boleh melewati jembatan tersebut.

Faktor beban untuk beban hidup kendaraan yang digunakan dalam penilaian beban adalah seperti yang tertera pada *Tabel 2.6* di halaman 45. Ketetapan beban hanya memiliki variasi kecil dari beban AASHTO yang seharusnya dievaluasi menggunakan prosedur yang sama dan faktor-faktor tertentu untuk truk AASHTO dalam standar ini.

Ketetapan beban secara signifikan lebih berat daripada beban AASHTO, harus menjadi beban yang dinilai menggunakan faktor beban yang ditentukan untuk izin rutin dalam standar ini, jika memiliki kapasitas bentang yang cukup untuk beban AASHTO.

##### 2.3.4.6.2 Penerapan beban hidup kendaraan

Jumlah jalur lalu lintas yang akan dimuat dan penempatan garis transversal roda harus dalam kesesuaian dengan AASHTO LRFD Bridge Design Specifications seperti berikut ini:

- ☐ Jalan lebar 18-20 ft, memiliki dua jalur lalu lintas, masing-masing sama dengan setengah lebar jalan.
- ☐ Jalan lebar kurang dari 18 ft sebaiknya hanya menerima beban lalu lintas satu lajur saja.
- ☐ Jarak beban roda tidak lebih dekat 2,0 ft dari tepi lajur atau tepi trotoar

- ☐ Jarak antara garis roda berdekatan dari truk tidak akan kurang dari 4,0 ft.
- ☐ Jarak antara roda truk harus diambil untuk menjadi 6,0 ft, kecuali disebutkan lain.

##### 2.3.4.6.3 Beban dinamik yang diijinkan

Penyisihan beban dinamis untuk evaluasi harus seperti yang telah ditentukan.

##### 2.3.4.6.4 Beban hidup pejalan kaki

Beban pejalan kaki di trotoar tidak perlu dipertimbangkan bersamaan dengan beban kendaraan pada saat penilaian beban jembatan kecuali engineer memiliki alasan untuk berharap bahwa beban pejalan kaki signifikan akan bertepatan dengan beban maksimum kendaraan. Beban pejalan kaki yang dipertimbangkan bersamaan dengan beban kendaraan dalam perhitungan untuk penilaian beban yang akan menjadi beban maksimum, tetapi dalam kasus ini tidak harus memuat melebihi nilai yang ditentukan dalam LRFD.

##### 2.3.4.6.5 Beban Angin

Beban angin tidak dianggap memiliki perputaran khusus.

##### 2.3.4.6.6 Efek temperatur

Efek suhu tidak perlu dipertimbangkan dalam menghitung penilaian beban untuk non-segmental komponen jembatan.

##### 2.3.4.6.7 Beban gempa

Efek gempa tidak perlu dipertimbangkan dalam menghitung penilaian beban.

##### 2.3.4.6.8 Creep dan penyusutan

Efek dari Creep dan penyusutan tidak perlu dipertimbangkan dalam menghitung penilaian beban yang ada, baik didistribusikan penguatan untuk mengontrol retak non-segmental dan komponen non pratekan.

#### 2.3.5 Material

Apabila properties dari material yang dipakai tidak diketahui dengan jelas, AASHTO memberikan batas karakteristik material sesuai dengan tahun pembangunan struktur.

**Tabel 2.7** - Kekuatan Tekan minimum

Tahun konstruksi	Compressive strength, f'c ksi
Sebelum 1959	2.5
1959 dan nanti	3.0

**Tabel 2.8** - Tegangan Tarik Minimum Baja Tulangan

Tipe dari tulangan baja	Kekuatan yield, fy ksi
Jenis baja tidak diketahui, dibangun sebelum 1954	33.0
Structural grade	36.0
Baja mutu menengah, grade 40 dan jenis baja tidak diketahui, konstruksi selama atau setelah 1954	40.0
Rail atau hard grade, grade 50	50.0
Grade 60	60.0

**Tabel 2.9** - Minimum mechanical properties of structural steel by year of construction

Tahun konstruksi	Tegangan leleh minimum, Fy (ksi)	Tegangan batas minimum, Fu (ksi)
Sebelum 1905	26	52
1905 hingga 1936	30	60
Setelah 1936	33	66

## 2.4 Daftar Pustaka

1. *Manual for Condition Evaluation and Load And Resistance Factor Rating (LRFR) Of Highway Bridges*, AASHTO, 2003.
2. *Load rating of bridges – current practices and issues*, Umarani Gunasekaran, Kanchanadevi Ashokkumar, Rose Enid Teresa Amaladosson, Department of Civil Engineering, Anna University, Chennai, India
3. *Load rating for standar bridge*, Iowa Departement of Transportation
4. *Load Rating Of Masonry and Concrete Arch Bridges*, Thomas E. Boothby, Associate professor, Dept. of Architectural Engineering, 104 Engineering Unit A, Pennsylvania State University, University Park, PA 16802
5. *Load rating Prosedure For Capacity Assesment Of Bridges For Running Heavy Axle Load Traffic*, Indian Railway Technical Bulletin, R.D.S.O Lucknow, sept. 2009
6. *Load rating of Complex Bridges, Nebraska Departement of Roads (NDOR)*.
7. *Load rating of Bridges Without Plans*, Harry W. Shenton III, Michael J Chajes, J. Huang, Delaware Center for Trasportation, University of Delaware.
8. *Field Testing and Load Rating Report*, Bridge S-4360 Camp Hovey, Soult Korea, Brett Comander and Jasse Grimson. ■

*Bab 3*

# Aspek Umum dalam Penyelidikan Jembatan

## 3.1 Pendahuluan

**P**enyelidikan lapangan adalah aktivitas pendahuluan yang penting sebelum pelaksanaan semua pekerjaan jembatan dengan maksud yang diuraikan dibawah Panduan Penyelidikan Jembatan dimaksudkan untuk memberikan tahapan-tahapan yang harus dilakukan untuk penyelidikan suatu jembatan baru pada lokasi baru atau lama, dan tahapan untuk pemeriksaan perilaku dari jembatan lama, seperti memperkirakan kecukupan banjir rencana dan merencanakan pekerjaan penanggulangan dan pengamanan penggerusan. Ruang lingkup yang diatur dalam panduan ini mencakup penyelidikan pendahuluan, peninjauan lapangan, pemilihan jenis jembatan dan lokasi lapangan, dan penyelidikan sungai dan tanah.



### 3.2 Maksud dan Tujuan

Maksud dan tujuan penyelidikan jembatan adalah :

- *Kesesuaian*  
Untuk mendekati kesesuaian umum dari lokasi lapangan dan lingkungan untuk pekerjaan yang diusulkan.
- *Rencana*  
Untuk memungkinkan agar dipersiapkan rencana memadai dan ekonomis, termasuk perencanaan pekerjaan sementara.
- *Pelaksanaan Konstruksi*  
Untuk merancang cara terbaik untuk pelaksanaan dan untuk memperkirakan dan menanggulangi kesulitan dan keterlambatan yang terjadi selama pelaksanaan akibat keadaan-keadaan tanah dan setempat yang lain.
- *Pengaruh Perubahan-perubahan*  
Untuk menentukan perubahan-perubahan yang dapat terjadi dalam keadaan tanah dan lingkungan, dari alam atau sebagai hasil pekerjaan, dan pengaruh perubahan demikian pada pekerjaan, pada pekerjaan disekitar, dan lingkungan pada umumnya.
- *Pemilihan Lokasi*  
Bila terdapat alternatif, untuk menyarankan kesesuaian relatif dari lokasi berbeda, atau bagian berbeda dari lokasi yang sama.

### 3.3 Pemilihan Lokasi Jembatan

#### 3.3.1 Pendahuluan

##### ❖ Lingkup

Sub-bagian dari buku panduan ini membahas prinsip dasar dalam pemilihan lokasi jembatan yang sesuai, sebelum melangkah ke penyelidikan lokasi secara rinci.

##### ❖ Definisi

Kata jembatan akan dijelaskan dalam suatu pengertian yang luas termasuk seluruh jenis-jenis perlintasan yang melintas diatas permukaan air apakah struktur tersebut berupa sebuah jembatan atau sebuah saluran air (*culvert*). Panduan ini akan membahas terutama masalah jembatan yang melintas diatas air, tetapi prinsip yang sama berlaku juga untuk konstruksi pemisah elevasi, struktur yang melintas diatas atau dibawah (perlintasan tidak sebidang), jalan kereta api, dan sebagainya. Salah satu perbedaan utama dari kedua tipe ini adalah bahwa untuk tipe struktur yang terakhir tidak perlu pertimbangan mengenai aspek hidraulik dan ukuran dari struktur ditentukan oleh persyaratan ruang bebas minimum.

##### ❖ Prosedur

Harus disadari bahwa proses pemilihan sebuah lokasi jembatan yang tepat adalah dengan prosedur setahap demi setahap, dengan informasi yang dikumpulkan

dari lapangan dan selanjutnya di analisa di kantor. Siklus pekerjaan di lapangan diikuti dengan pekerjaan di kantor yang mungkin saja harus diulang beberapa kali. Oleh karena itu penting sekali bagi perencana jembatan yang bekerja di kantor untuk mempunyai daftar mengenai hal-hal dimana data masih diperlukan untuk perencanaan detail akhir jembatan (lihat Panduan Perencanaan Jembatan). Tentunya juga harus ditekankan bahwa jika ada orang-orang yang berbeda penafsiran, antara kedua orang tersebut harus ada komunikasi yang baik. Dalam banyak hal pekerja di kantor harus datang ke lokasi untuk memperoleh penafsiran pribadi mengenai kondisi lapangan.

##### ❖ Pertimbangan

Dalam memilih sebuah lokasi jembatan, sejumlah faktor harus dipertimbangkan. Faktor-faktor utama yang harus

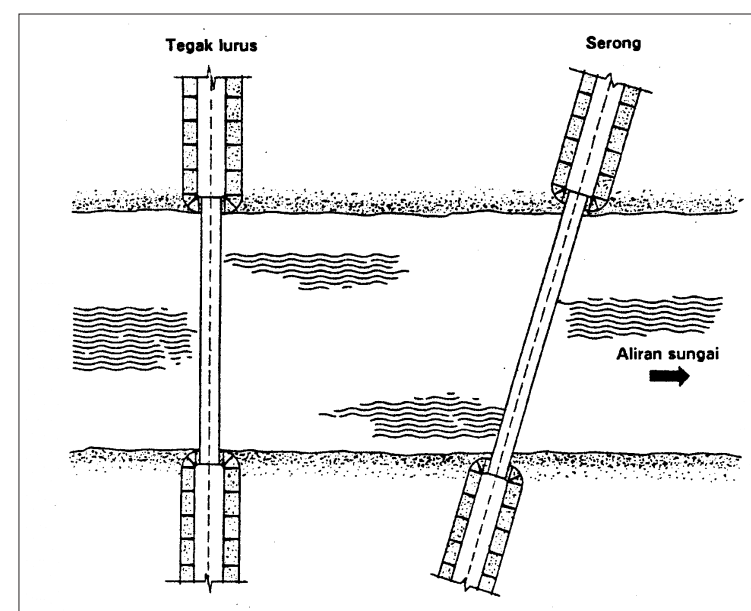
dipertimbangkan yaitu:

- geometri jalan dan as jembatan (alinyemen)
- jenis perlintasan
- penyelidikan tentang tanah
- biaya

Dalam banyak kasus, tidak mungkin semua persyaratan dapat dipenuhi, perencana jembatan hanya dapat memilih solusi yang terbaik.

#### 3.3.2 Geometri Jalan dan As Jembatan (Alinyemen)

Prinsip umum yang harus diikuti adalah bahwa jembatan harus lurus, itu berarti bahwa as jembatan tegak lurus terhadap penghalangnya dan haruslah sependek dan sepraktis mungkin. *Gambar 3.1* membandingkan alinyemen tegak lurus dengan alinyemen miring.

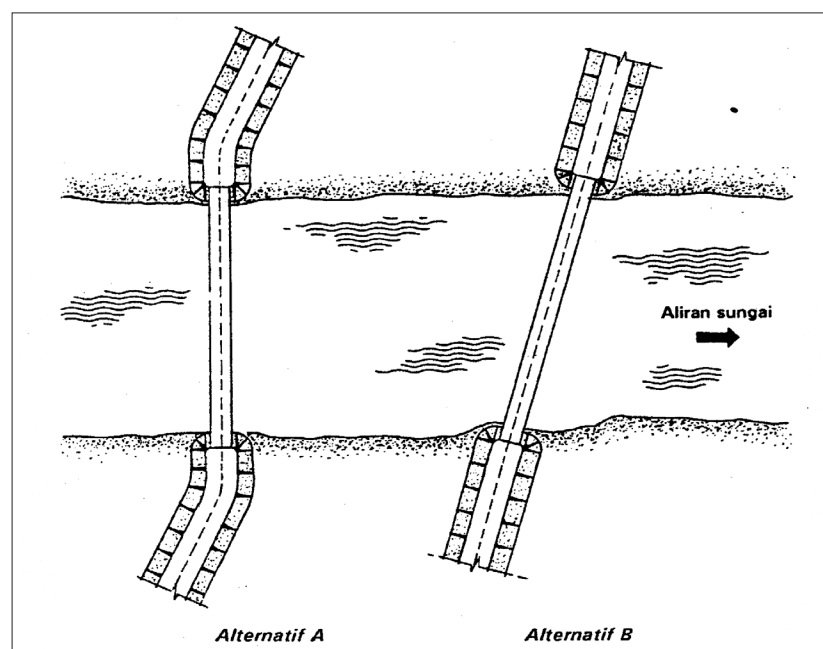


**Gambar 3.1** - Alinyemen Tegak Lurus Dibandingkan Alinyemen Miring

*Gambar 3.1* menunjukkan bahwa panjang dan juga biaya dari pemilihan alinyemen miring pada kenyataannya akan lebih besar daripada alternatif pilihan yang tegak lurus. Bagaimanapun juga penilaian tersebut tidaklah semudah itu. Dewasa ini yang penting untuk dipertimbangkan adalah bahwa jembatan merupakan bagian dari jalan. Jadi struktur harus memenuhi standar geometrik perencanaan jalan untuk fasilitas yang dipikunya dan juga geometri dari struktur akan ditentukan oleh fungsi jalan. Kesimpulan awalnya berarti bahwa perbandingan sederhana pada *Gambar 3.1* tidak selalu benar. Misalnya, pada *Gambar 3.2*, Alternatif B dalam sebagian besar kasus akan lebih baik daripada Alternatif A.

Sebuah lokasi jembatan dapat diterima apabila jembatan dan pendekatan sepenuhnya memenuhi persyaratan dari titik pandang perencanaan jalan. Harus ditekankan kembali bahwa penambahan sejumlah struktur yang ditentukan oleh persyaratan tipe/kelas jalan akan mengesampingkan faktor-faktor lain seperti penampang basah saluran yang diperlukan. Oleh karena itu perencana jalan harus mengerti prinsip dasar dari lokasi dan perencanaan jalan. Tentu saja perencana jalan juga harus mengetahui persyaratan perencanaan jembatan.

Dalam banyak kasus, alinyemen jembatan akan ditentukan melalui diskusi antara perencana jalan dan perencana



**Gambar 3.2 -**  
Pertimbangan  
Jembatan dan  
Jalan

jembatan. Kedua belah pihak harus berkompromi untuk mencapai suatu kesepakatan pemilihan solusi yang cepat dan realistis. Hal yang terpenting dari penentuan alinyemen jalan dan jembatan adalah harus berdasarkan perbandingan antara biaya secara keseluruhan dan keuntungan.

Dalam banyak kasus kebutuhan akan volume lalu-lintas dan keamanan menentukan lokasi dan alinyemen struktur. Dalam beberapa contoh, alinyemen jalan bisa berubah atas dasar nilai ekonomi jembatan, hal ini terutama apabila struktur yang besar berada di daerah pedesaan.

Dalam suatu proses dimana sebuah percobaan pemilihan alinyemen jalan dan lokasi jembatan, biasanya dipilih suatu alternatif alinyemen dari perencana jalan ke perencana jembatan. Masing-masing pilihan alinyemen ini memiliki kelayakan apabila ditinjau dari segi standar rencana dan ekonomi jalan. Selanjutnya perencana jembatan akan melihat alternatif alinyemen ini dari segi tipe/kelas jembatan dan membuat sebuah rekomendasi. Beberapa faktor yang perlu untuk dipertimbangkan akan segera didiskusikan. Bagaimanapun juga perencana tidak perlu untuk melihat faktor-faktor ini secara detail. Penilaian secara seksama dan menyeluruh akan dilakukan setelah masalah umum mengenai

lokasi telah terpecahkan dan jenis jembatan harus dipilih.

### 3.3.3 Jenis Perlintasan

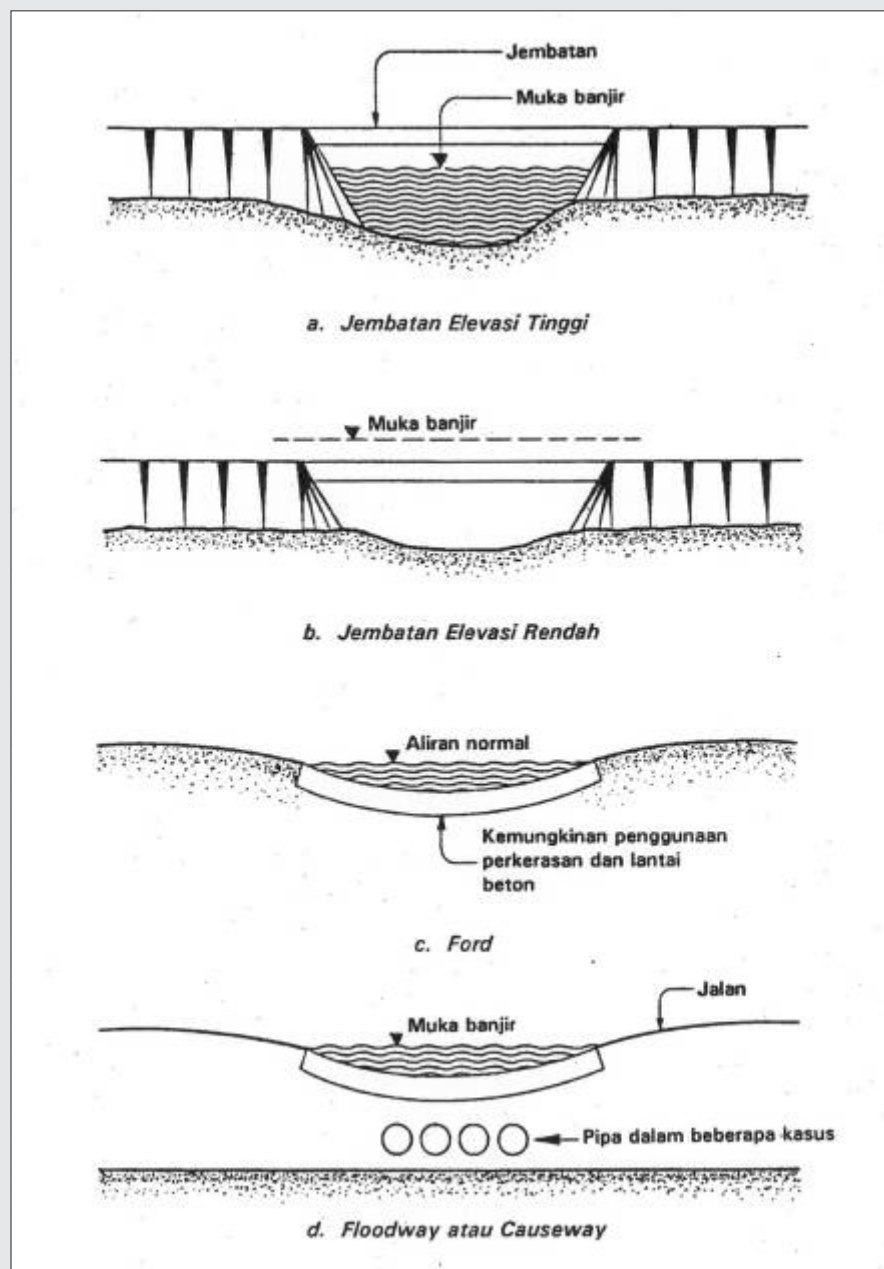
#### 3.3.3.1 Kesesuaian Perlintasan

Kesesuaian setiap alternatif perlintasan merupakan suatu kemungkinan lokasi jembatan yang dianggap bergantung kepada jenis dari perlintasan tersebut termasuk juga karakteristik sungai yang digunakan.

Dimana terdapat cakupan mengenai sebuah perlintasan sungai, maka sangat penting pada tahap awal dari penyelidikan untuk membuat sebuah kajian yang mendetail mengenai saluran. Kajian ini harus mencakup besaran dan frekwensi banjir, muka air banjir, kecepatan aliran sungai, posisi dasar sungai dan perilaku umum hidraulik pada setiap kemungkinan di lokasi perlintasan. Pada tahap ini sebuah gagasan mengenai jenis, tinggi dan panjang jembatan yang disyaratkan harus diperoleh untuk setiap perlintasan yang dipertimbangkan.

#### 3.3.3.2 Jenis Jembatan

Umumnya secara luas jembatan tergolong kedalam 4 tipe bergantung kepada hubungan antara muka air banjir (*flood level*) dan muka lantai (*deck level*) dari konstruksi. Ke 4 tipe tersebut adalah sebagai berikut (lihat *Gambar 3.3* di halaman berikut) :



**Gambar 3.3** - Tipe-tipe Jembatan Secara Umum Terhadap Banjir

#### ❖ Jembatan Elevasi Tinggi

Dimana elevasi lantai struktur dan pendekatan untuk banjir rencana bebas dari banjir. Biasanya tipe ini merupakan struktur yang termahal.

#### ❖ Jembatan Elevasi Rendah

Dimana elevasi lantai konstruksi diatas aliran sungai normal, tetapi terendam air pada banjir rencana. Tipe struktur ini biasanya digunakan karena alasan ekonomi, tipe ini sangat cocok untuk daerah kering, dimana banjir besar jarang terjadi atau di daerah pegunungan dimana sering terjadi banjir tetapi dalam waktu yang singkat.

#### ❖ Fords

Fords dapat dalam bentuk sebuah perlintasan yang diperkeras pada dasar sungai yang aman dari gerusan, biasanya terbuat dari lantai beton. Dalam keadaan aliran normal air mengalir melintas diatas lantai pada kedalaman yang sangat dangkal.

#### ❖ Terowongan Air Banjir (Floodway) atau dam (Causeway)

Sebuah terowongan air banjir (floodway) atau dam (causeway) biasanya dibangun sedikit lebih tinggi dari dasar sungai. Seringkali sejumlah pipa, atau sejenisnya yang berlubang dipasang dibawah causeway untuk mengalirkan aliran air di musim kering. Sebuah floodway dapat diharapkan untuk penggunaan oleh lalu-lintas dan mempunyai proporsi

waktu yang lebih besar dari Ford, tetapi biasanya lebih mahal.

Tipe struktur yang dibangun untuk perlintasan-perlintasan khusus bergantung pada besarnya biaya yang tersedia dan pentingnya arus lalu-lintas dimana perlintasan ini terletak. Pada umumnya, penghematan biaya harus lebih diutamakan ketimbang-kerugian ekonomi yang disebabkan oleh gangguan arus lalu-lintas.

#### 3.3.3.3 Kondisi Lokasi

Sebagaimana yang diharapkan bahwa untuk setiap tipe jembatan tersebut diatas ada kondisi-kondisi tertentu yang harus diperhatikan didalam pemilihan lokasinya. Beberapa kondisi dari setiap tipe tersebut adalah :

##### Jembatan Elevasi Tinggi

- Perlintasan yang sempit, kedalaman perlintasan sebaiknya menggunakan sebuah jembatan lurus.
- Dasar sungai harus bebas dari penggerusan dan pengendapan.
- Banjir besar yang merata atau aliran yang bercabang-cabang tidak dikehendaki karena distribusi aliran sulit untuk dihitung dan selalu berubah-ubah dari banjir yang satu ke banjir lainnya.
- Fundasi yang sesuai, seperti batu untuk kedalaman yang dangkal atau material yang kuat agar biaya pilar menjadi lebih ekonomis.

### Jembatan Elevasi Rendah

- Situasi banjir merata yang masih dapat diterima.
- Kedalaman saluran yang sempit dan biasanya tidak cocok kecuali kalau daerah tepian dipotong. Dalam banyak hal pengendapan menjadi suatu masalah.
- Idealnya, dibutuhkan sebuah dasar sungai yang lebar dan dangkal dengan kemiringan tepian sungai yang landai. Jembatan jenis ini lebih baik untuk mencegah penggerusan dan pengendapan daripada jembatan dengan elevasi tinggi.

### Ford dan Floodway

- Diperlukan dasar sungai yang lebar, dangkal dan hampir datar.
- Dasar sungai harus stabil.

Seperti telah dikemukakan Floodway dapat digunakan bersama-sama dengan pipa-pipa atau tipe lain dari *culvert* yang akan mengalirkan aliran dimusim kering (*Gambar 3.3d*).

### Gorong-gorong (*Culverts*)

Dalam banyak contoh, penggunaan *culvert* biasanya lebih ekonomis daripada jembatan. Perencana jembatan harus selalu mengingat hal ini bahwa penggunaan *culvert* merupakan solusi yang terbaik. Beberapa hal yang relevan menyangkut penggunaan *culvert* akan dikemukakan seperti berikut ini.

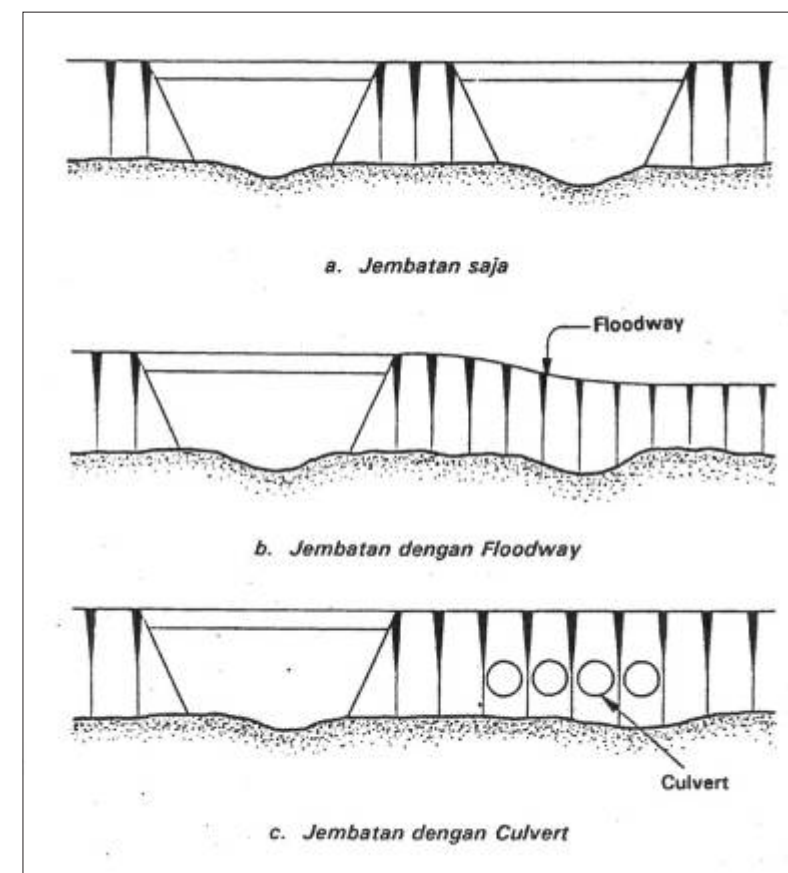
- Di daerah curam yang memerlukan

timbunan yang tinggi mungkin lebih baik menggunakan *culvert* daripada jembatan, asalkan persyaratan aliran air dipenuhi.

- Berguna untuk pembangunan sebagian lebar jalan.
- Berguna dimana geometri jembatan menjadi terlalu rumit, misalnya jalan dengan kurva jari-jari pendek, khususnya dalam kombinasi dengan perlintasan miring dan kurva vertikal.
- Pipa *culvert* lebih ekonomis di lokasi yang terpencil.
- Tidak dapat digunakan apabila adanya kemungkinan akan hanyut, dimana material fundasi lunak, atau diperlukan penggalian dasar sungai secara ekstensif.
- Air yang tidak berubah di lokasi *culvert* juga bisa menjadi suatu masalah.

### 3.3.3.4 Pengaturan Gabungan

Akhirnya, penting untuk dikemukakan bahwa semua tipe jembatan dan *culvert* dapat digunakan secara gabungan. Dalam banyak contoh, misalnya gabungan struktur mungkin jauh lebih ekonomis daripada sebuah jembatan tunggal berelevasi tinggi. Sebuah contoh yang sama, untuk suatu situasi daerah banjir dimana tidak diketahui secara pasti adanya saluran air dan seluruh daerah akan berpotensi terendam selama banjir rencana. Dalam hal ini dapat digunakan dua atau lebih jembatan (*Gambar 3.4a*)



**Gambar 3.4** - Struktur Di daerah Banjir

atau sebuah jembatan dengan sebuah *floodway* (*Gambar 3.4b*) atau sebuah jembatan dengan deretan *culvert* (*Gambar 3.4c*).

### 3.3.3.5 Perhitungan Alur Sungai

Pada tahap ini, untuk setiap alternatif alinyemen yang diusulkan, rencana terbaik adalah jumlah dan jenis struktur yang diperlukan telah diperoleh. Sepanjang berkaitan dengan jembatan, maka perhi-

tungan rencana biaya untuk setiap usulan, harus sudah diperoleh panjang jembatan yang akan digunakan, jumlah serta ukuran *culvert* yang diusulkan. Ini memerlukan kajian tentang ilmu hidrologi dan hidraulik untuk setiap kemungkinan lokasi. Dalam banyak kasus, hanya taksiran biaya secara kasar yang dibuat pada tahap ini, penyelidikan secara detil ditinggalkan hingga telah dipilih perlintasan yang pasti/jelas.



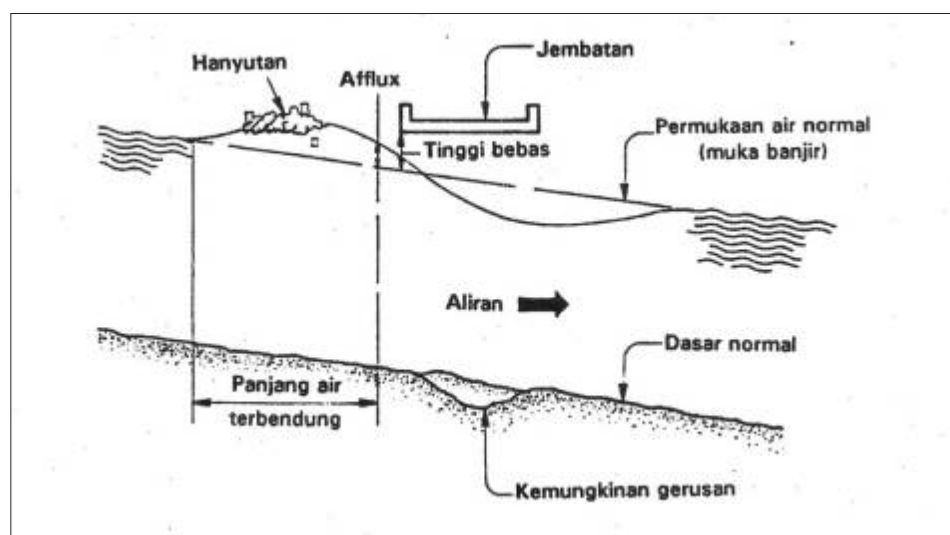
Bagaimanapun juga harus diingat bahwa perhitungan aliran air yang menyeluruh sekarang ini kemungkinan kecil terjadi perubahan besar dikemudian hari.

Agar mendapat sebuah gagasan mengenai dimensi struktur yang akan digunakan untuk setiap usulan, pertama kali perencanaan jembatan harus dibekali atau menetapkan mengenai besar dan frekwensi banjir rencana. Frekwensi ini biasanya bergantung pada kepentingan terhadap jalan dan ditentukan dalam standar perencanaan. Besaran yang berhubungan dengan banjir sebaiknya harus diperkirakan dengan berbagai metode.

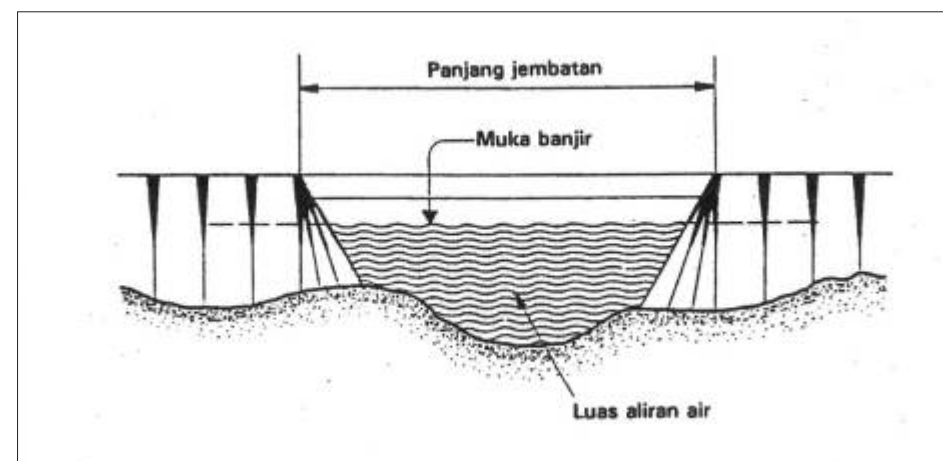
Debit banjir rencana memungkinkan perencanaan mempelajari dan menghitung data-data aliran berikut ini :

- muka banjir rencana
- saluran air yang dibutuhkan
- kecepatan aliran yang melalui struktur
- arus (*afflux*) atau peninggian air yang dibentuk oleh konstruksi
- bentuk tampilan dan tipe dari hanyutan serta besarnya ruang bebas atau free-board
- elevasi muka air normal
- ruang bebas navigasi, apabila diperlukan

Bagaimanapun juga adalah perlu suatu pengertian dasar dan arti dari setiap data aliran tersebut diatas dan bagaimana pengaruhnya terhadap ukuran struktur. Penjelasan dari sebagian besar hal-hal dalam daftar tersebut diatas dapat dipahami sepenuhnya dengan memperhatikan *Gambar 3.5*. Dianggap menggunakan jembatan elevasi tinggi.



**Gambar 3.5 - Jembatan selama Banjir**



**Gambar 3.6 - Daerah Aliran Air**

Muka banjir rencana untuk periode ulang tertentu, misalnya untuk struktur utama adalah banjir 50 tahunan, biasanya diambil untuk muka banjir pada saluran terbuka. Ini biasanya dihitung dari debit rencana dan karakteristik lokasi ataupun dari catatan riwayat.

Luas saluran air yang disediakan menentukan panjang jembatan, dan pada dasarnya ditetapkan sebagai luas dibawah muka air banjir pada tempat diusulkannya lokasi jembatan (lihat *Gambar 3.6*).

Daerah aliran air harus cukup besar untuk menjaga kecepatan aliran yang melintasi struktur masih dalam batas yang diterima atau masih dalam batas yang ijin sehingga tidak terjadi penggerusan, dan untuk memelihara pengaruh dari *backwater* atau *afflux* dalam batas-batas yang masih ditetapkan. *Afflux* (*Gambar 3.5*) adalah

peninggian permukaan air yang terjadi di hulu perlintasan sebagai konsekuensi dari adanya penyempitan aliran. Hal ini menjadi sebuah pertimbangan yang penting bila sifat di hulu jembatan yang mungkin terendam sebagai akibat dari pembangunan sebuah struktur baru. Dalam banyak hal, juga penting untuk menentukan pengaruh arus balik (*backwater*) atau peninggian permukaan air (*Gambar 3.5*).

Dimana sebuah jembatan direncanakan untuk dilintasi banjir yang mempunyai periode ulangtinggi, maka ruang bebas antara tepi bawah struktur dan muka air banjir rencana, harus sesuai agar hanyutan dapat lewat. Ruang bebas ini disebut sebagai freeboard. Tinggi freeboard juga menentukan level lantai jembatan, tergantung pada kemungkinan adanya pengaruh dan ukuran dari hanyutan.

Muka air normal dan juga muka air rendah sangat berguna bagi Perencana dan Pelaksana.

Pertimbangan masalah hidraulik lainnya, termasuk beberapa kriteria yang telah diuraikan diatas, untuk jembatan elevasi tinggi harus di masukkan kedalam perhitungan untuk tipe jembatan yang lain dan juga untuk *culvert*. Penyelidikan hidraulik dapat menjadi sangat rumit, khususnya dalam hal dimana beberapa struktur seperti sebuah jembatan dan sederatan *culvert* harus disediakan pada perlintasan yang sama. Dulu perhitungan menggunakan metode perkiraan/ pendekatan kasar, tetapi saat sekarang ini dengan adanya program kurva backwater dapat ditetapkan dengan pendekatan yang lebih rasional.

### 3.3.4 Penyelidikan Tanah

Pada tahap awal dari penentuan lokasi yang terbaik agar dapat digunakan, penyelidikan pendahuluan fundasi harus dilaksanakan untuk menentukan cocok atau tidaknya berbagai lokasi untuk tipe jembatan yang diinginkan oleh perencana dapat digunakan.

Kondisi fundasi dapat bervariasi dari satu lokasi ke lokasi lainnya, dan ini akan mempengaruhi biaya jembatan secara keseluruhan. Namun, akan menjadi sia-sia apabila menghabiskan banyak waktu dan biaya pada pengujian tanah. Dalam seba-

gian besar kasus, untuk struktur jembatan, pilihan akan berkisar antara tiang pancang, fundasi tapak atau fundasi tiang cor setempat. Pada tahap ini, penyelidikan pendahuluan fundasi harus mencukupi untuk memungkinkan mengambil keputusan tentatif mengenai tipe pondasi yang cocok dan kemungkinan membuat suatu perbandingan perkiraan biaya.

Beberapa metode yang biasa digunakan adalah :

- Melakukan pemeriksaan lokasi untuk melihat kondisi tanah secara umum misalnya, bentuk batuan, jenis tanah dan sebagainya.
- Melihat informasi yang sudah tersedia seperti jembatan yang ada didekat lokasi, dan peta rupa bumi.
- Dalam beberapa hal, lubang pengujian dapat di bor tetapi waktu dari pemboran awal biasanya tergantung pada kepentingan struktur, dan ini hanya dilaksanakan setelah lokasi fundasi telah dipilih.

### 3.3.5 Biaya dan Pertimbangan lain

Berbagai kemungkinan perlintasan pada dasarnya di bandingkan berdasarkan biaya. Oleh karena itu pertimbangan ekonomi adalah hal yang penting dan utama. Faktor tambahan yang harus diperhatikan untuk setiap alternatif termasuk didalamnya:

- Kebutuhan akan luas tanah serta pembebasan lahan dan bangunan.
- Kebutuhan menjaga arus lalu-lintas tetap lancar selama pelaksanaan. Umumnya lebih baik untuk mempertahankan sebuah jembatan yang ada untuk memikul lalu-lintas, daripada membongkarnya untuk memungkinkan dibangunnya jembatan baru. Pelaksanaan bertahap dengan menggunakan sebagian lebar jembatan biasanya memakan waktu yang lama dan mahal.
- Dengan ilmu pengetahuan yang tersedia, kualitas dan biaya material konstruksi, dapat diperoleh. Area yang cocok dekat dengan lokasi perlintasan, harus diselidiki untuk mendirikan sebuah depot atau gudang konstruksi, penyimpangan tiang, daerah pengecoran dan sebagainya. Dan penting juga untuk menemukan apakah tersedia jalan masuk yang baik untuk kendaraan pengangkut material jembatan, komponen dan peralatan.

### 3.3.6 Pemilihan Lokasi Akhir

Pemilihan lokasi akhir jembatan tidaklah sesulit seperti yang dijelaskan sebelumnya. Walaupun sangat jarang terdapat

satu alinyemen yang bisa memenuhi semua persyaratan, perencana jembatan, sebagai langkah awal yang harus dipertimbangkan adalah kemungkinan dibatasi untuk menerima sumbu yang lebih dikehendaki oleh perencana jalan. Khususnya dalam hal dimana biaya jalan jauh lebih besar dari pada biaya jembatan. Juga sangat jarang bahwa sumbu yang lebih dikehendaki ini sangat jelek bila ditinjau dari segi rencana jembatan sehingga konstruksinya tidak memungkinkan untuk memilih layout jembatan.

Dalam banyak kasus, bila tipe dan dimensi struktur tersebut telah ditentukan untuk setiap rute, akan memudahkan untuk melakukan perhitungan biaya keseluruhan alternatif ini, serta berkonsultasi dengan perencana jalan untuk membuat sebuah rekomendasi. Tipe umum jembatan yang digunakan hampir selalu ditentukan berdasarkan kepentingan terhadap jalan, dan perhitungan awal saluran air akan memberikan satu ide yang baik mengenai dimensi jembatan. Seringkali digunakan kondisi tanah dan persyaratan lainnya seperti yang terdapat dalam daftar pada Sub-bagian 3.3.5 diatas.

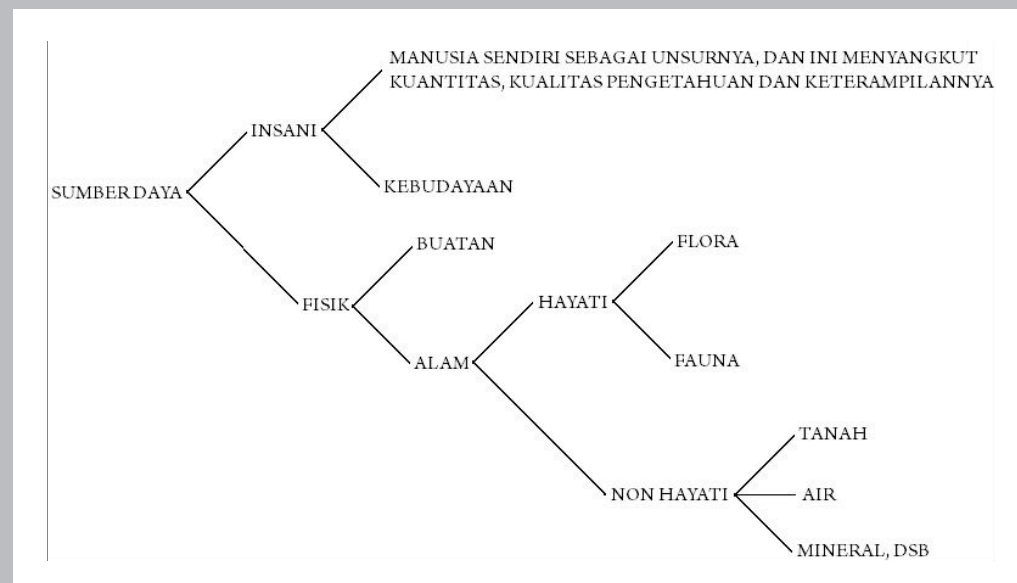


### 3.4 Daftar Pustaka

#### Pustaka-Pustaka Bahasa Inggris

##### Pustaka Publikasi

- 3.1 Tin Loi F., *Lecture Notes for Indonesian Bridge Engineering Course*, University of New South Wales, School of Civil Engineering, translated to Indonesian by the Civil Engineering Department, Bandung Institute of Technology, sponsored by Indonesian Australian Steel Bridge Project, 1985.
- 3.2 Faraday R.V. & Charlton F.G., *Hydraulic Factors in Bridge Design*, Published by Hydraulics Research Station Limited, Wallingford, Oxfordshire, Produced by Thomas Telford Ltd, London, 1983.
- 3.3 Neill C.R. (Editor), *Guide to Bridge Hydraulics*, Published for Roads and Transport Association of Canada by University of Toronto Press, 1973.
- 3.4 Raina V.K., *Consultancy and Construction Agreements for Bridges, Including Field Investigations*, Tata McGraw-Hill, New Delhi, 1989.
- 3.5 Bindra S.P., *Principles and Practice of Bridge Engineering*, Dhanpat Rai & Sons, Delhi, 4th Revised Edition 1979, 1986 reprint. ■



**Gambar 4.1** - Skema Klasifikasi Sumber Daya  
(Sudjarwadji, Teknik *Sumber Daya Air*, 1987/1988, PAU IT)

# Aspek Sumber Daya Air terhadap Perencanaan Jembatan

## 4.1. Umum

Penyelidikan Jembatan sangat dipengaruhi oleh aspek sumber daya air, mengingat posisi jembatan selalu di atas sungai atau bahkan rawa dan laut. Oleh karena itu perlu dikaji lebih dalam mengenai sumber daya air.

Sumber daya air termasuk sumber daya fisik yang dalam pengembangannya tidak terlepas dari sumber daya lainnya. Sumber daya selamanya tersusun dari berbagai unsur dan sumber daya alam (termasuk di dalamnya air) merupakan salah satu dari unsur yang menyusunnya. Potensi sumber daya air di Indonesia sangat berpeluang untuk dimanfaatkan.

*Gambar 4.1* melukiskan bagan yang menunjukkan skema yang berisi klasifikasi sumber daya. Dari gambar tersebut dapat dilihat bahwa pengembangan sumber daya air menyangkut aspek-aspek sumber daya yang lain. Air merupakan sumber daya yang dapat diperbaharui, oleh karena itu air merupakan sumber daya yang harus mendapatkan perhatian serius.

Dari keterangan diatas, jelas bahwa pengembangan sumber daya air harus dibantu bidang-bidang ilmu yang terkait seperti berikut :

- Bidang ilmu hidrologi, yang menyangkut kemampuan untuk meramalkan jumlah air yang tersedia, jumlah air yang dibutuhkan, volume air hujan, dan debit banjir maksimum.

- b. Bidang ilmu pengairan dan bangunan air, yang menyangkut kemampuan untuk memperkirakan kuantitas dan kualitas air yang dibutuhkan, merencanakan sistem pembagian dan pengaturan air yang efisien, merancang bangunan pembagi, pengontrol dan pengatur air.
- c. Bidang ilmu rekayasa sungai, menyangkut kemampuan untuk mengidentifikasi hal-hal yang berkaitan dengan morfologi sungai untuk kepentingan merencanakan alur pelayaran, penyaluran banjir dan angkutan sedimen sungai.
- d. Bidang ilmu hidraulika, menyangkut kemampuan untuk menentukan tipe aliran, tenaga aliran dan cara mengatasinya.
- e. Bidang ilmu rekayasa lingkungan, menyangkut kemampuan untuk menentukan merencanakan kualitas, kuantitas dan distribusi air minum, kapan dan berapa besar debit air untuk penggelontoran kota, mengatasi polutan, pengendalian kadar garam dan penja-gaan keseimbangan ekologi.
- f. Bidang ilmu ekonomi, menyangkut kemampuan membuat analisis ekonomi untuk menentukan alternatif rencana yang paling optimum dan menentukan tipe keputusan yang sesuai, termasuk juga mengenai cara-cara mengeliminasi masalah yang timbul dari aspek sosial dan lingkungan.

## 4.2. Hidrologi

### 4.2.1 Pendahuluan

Sub-bagian dari Panduan ini mempe-rinci segi-segi hidrologi dari penyelidikan lokasi jembatan. Periode ulang banjir rencana yang disyaratkan diberikan untuk berbagai jenis jembatan dan tahapan untuk perkiraan debit banjir diperinci dalam alur sungai untuk jembatan.

### 4.2.2 Tujuan

Analisis hidrologi adalah tahap paling penting sebelum perencanaan hidrologi dari alur sungai untuk jembatan. Analisis tersebut diperlukan untuk menentukan laju aliran, limpasan air atau debit yang harus ditampung oleh alur sungai untuk jembatan. Debit rencana adalah beban hidrolis pada alur sungai dan struktur jembatan dan penentuan besarnya serta lamanya adalah segi perencanaan yang sangat penting.

Tujuan analisis hidrologi, adalah untuk menentukan:

- debit banjir dalam alur sungai pada jembatan untuk periode ulang banjir rencana yang sesuai
- kedalaman aliran air, dan
- kecepatan air.

### 4.2.3 Periode Ulang Banjir Rencana

Periode ulang (atau interval terulang) banjir adalah interval waktu rata-rata dimana kejadian banjir akan sama atau

**Tabel 4.2.1 - Periode Ulang Banjir Rencana**

Kategori Pekerjaan	Jenis Pelintasan	Periode Ulang
Pekerjaan Khusus	Jembatan besar dan penting	100 tahun
Pekerjaan Biasa	Jembatan tetap	50 tahun
	Gorong-gorong	
Pekerjaan Sementara	Jembatan sementara	20 tahun
	Pelintasan banjir	
	Jalan yang dipergunakan untuk lalu lintas selama konstruksi	

terlampau. Kebalikan periode ulang adalah kemungkinan terlampauinya banjir dalam satu tahun, yaitu, periode ulang banjir 100 tahun adalah banjir yang akan terjadi sekali dalam 100 tahun dan akan mempunyai kemungkinan sebesar 0,01 atau 1 persen.

*Tabel 4.2.1* menyusun periode ulang banjir rencana yang digunakan untuk perencanaan alur sungai untuk jembatan, gorong-gorong dan perlintasan banjir.

Pemilihan periode ulang yang digunakan dalam memilih banjir rencana umumnya adalah berdasarkan pengkajian biaya - manfaat, dengan mempertimbangkan tingkat pelayanan lalu lintas yang diperlukan dan kerusakan yang dapat disebabkan oleh banjir rencana yang terlampau, yaitu, biaya keterlambatan lalu lintas dan biaya perbaikan kerusakan akibat banjir diimbangi terhadap pengadaaan standar biaya yang lebih tinggi sebagai contoh awalnya.

### 4.2.4 Perkiraan Banjir Rencana

Perkiraan banjir rencana dapat didasarkan pada aliran sungai atau catatan

curah hujan. Penggunaan teknik curah hujan adalah cara terbaik kedua terhadap analisis langsung dari data aliran sungai. Sayangnya bahwa di banyak negara termasuk Indonesia, data curah hujan lebih mudah diperoleh dibanding data aliran sungai dan kebanyakan perkiraan banjir rencana harus berdasarkan data curah hujan, dengan menggunakan keterangan riwayat banjir untuk memperbaiki hasil tersebut.

Dengan mengabaikan bentuk fisik dari daerah aliran, debit akan bervariasi dengan curah hujan, tumbuh-tumbuhan, jenis tanah dsb. Dengan demikian bahwa perlu cara perkiraan debit diperiksa atau di uji untuk tiap wilayah atau daerah dimana hidrologi relatif sama.

Cara yang tepat digunakan untuk perkiraan *aliran banjir rencana* dapat dibagi dalam dua kelompok sebagai berikut:

#### ❖ Cara Berdasarkan Aliran Sungai

Untuk daerah aliran sungai yang terukur dengan pencatatan jangka waktu cukup panjang (umumnya diperlukan paling

sedikit 15 tahun), data dapat dianalisa secara statistik dan dibuat perkiraan aliran rencana dengan periode ulang tertentu. Analisis frekwensi riwayat banjir adalah cara yang dapat diandalkan untuk perkiraan besaran dan frekwensi banjir akan datang.

Bila terdapat sejumlah daerah aliran dengan pencatatan cukup panjang, data dapat dianalisa dan aliran rencana dihubungkan dengan karakteristik daerah aliran (sebagai contoh luas, panjang sungai utama dsb). Hubungan tersebut kemudian dapat digunakan untuk perkiraan aliran rencana dalam daerah aliran yang tidak terukur. Pendekatan tersebut dikenal sebagai cara *frekwensi banjir regional*.

#### ❖ Cara Berdasarkan Curah Hujan

Untuk daerah aliran terukur yang mempunyai pencatatan kurang panjang untuk melakukan analisis frekwensi banjir, data aliran yang tersedia dan data pluviograf dapat digunakan untuk memperoleh parameter dari model daerah aliran (yaitu, *unit hidrograf* atau *model limpasan air*). Hujan lebat rencana kemudian dapat digunakan pada model yang dihasilkan untuk memberikan banjir rencana yang diperlukan.

Bila terdapat sejumlah daerah aliran dengan cukup data untuk memperoleh parameter model, ini dapat dihubungkan dengan karakteristik

daerah aliran untuk mendapatkan *Unit Hidrograf Sintetik* (SUH) atau prosedur limpasan air untuk daerah tersebut. Hubungan tersebut dapat digunakan untuk memperoleh model dari daerah aliran yang tidak diukur dimana curah hujan rencana dapat digunakan untuk memperoleh aliran rencana.

Pada daerah dimana aliran sungai dan data curah hujan yang berhubungan adalah sangat terbatas, hubungan antara parameter model dan karakteristik daerah aliran yang diperoleh diluar daerah yang ditinjau dapat diuji dengan data yang tersedia, dan yang paling dekat menjadi model daerah aliran yang digunakan.

Peramalan debit aliran sungai dapat mengacu pada Pustaka 4.2.1 pedoman nomer Pd.T-06-2004-A. Tahapan rinci untuk perhitungan debit banjir di Indonesia dengan menggunakan salah satu dari cara di atas untuk periode ulang banjir rencana yang disyaratkan terdapat dalam Pustaka 4.2.6 SNI 03-2415-1991 Tata Cara Perhitungan Debit Banjir atau dalam Pustaka 4.2.7 *Banjir Rencana untuk Bangunan Air* disusun oleh Ir. Joesron Loebis.

#### 4.2.5 Ketinggian Air Banjir Rencana

Setelah menentukan debit puncak banjir rencana, dapat dihitung ketinggian air dan kecepatan aliran dalam sungai dengan menggunakan tahapan yang diperinci

dalam sub bagian 4.3, *Hidraulika*, dari buku Panduan ini.

#### 4.2.6 Kebebasan Vertikal Banjir Rencana

Kebebasan vertikal antara titik terendah dari tepi bawah jembatan dan tinggi muka air dari banjir rencana harus setidaknya 1,0 meter. Kebebasan tersebut harus dinaikkan bila ada kemungkinan hanyutan berukuran besar.

### 4.3 Hidraulika

#### 4.3.1 Pendahuluan

Bagian dari buku panduan ini menguraikan prinsip-prinsip aliran pada saluran terbuka sebagai latar belakang dalam perencanaan alur air. Desain jembatan dan gorong-gorong dari saluran air ini termasuk juga akan dijelaskan tentang cara perhitungan debit alur air, kurva arus membalik (*backwater*) dan perilaku aliran untuk susunan geometrik tipikal.

#### 4.3.2 Aliran Saluran Terbuka

##### 4.3.2.1 Jenis Aliran

##### a. Umum

Aliran pada saluran terbuka diklasifikasikan sebagai aliran langgeng dan aliran tidak langgeng. Aliran disebut langgeng bila besarnya debit tidak berubah sesuai waktu. Aliran langgeng kemudian diklasifikasikan sebagai seragam bila penampang melintang

saluran, kekasaran dan kelandaian adalah tetap, dan sebagai *tidak seragam* atau berubah bila besaran saluran bervariasi dari potongan ke potongan.

Kedalaman aliran dan kecepatan rata-rata akan tetap untuk aliran langgeng dalam saluran yang seragam.

##### b. Aliran Seragam

Dengan kedalaman aliran  $d$  yang diketahui pada saluran seragam, kecepatan rata-rata  $V$  (m/det) dapat dihitung dengan menggunakan rumus *Manning* :

$$V = \frac{R^{2/3} S^{1/2}}{n} \quad (4.3.1)$$

dimana

$V$  = kecepatan rata-rata dari aliran (m/detik)

$R$  = jari-jari hidraulik =  $A/P$

$A$  = luas penampang melintang dari aliran ( $m^2$ )

$P$  = keliling basah dari penampang melintang aliran (m)

$S$  - kelandaian (m/m)

$n$  - koefisien kekasaran Manning

Debit  $Q$  ( $m^3$ /detik) adalah kemudian :

$$Q = A V \quad (4.3.2)$$

Rumus *Manning* akan memberi harga ketepatan yang cukup teliti, hanya bila debit, penampang melintang saluran, kekasaran dan kemiringan bernilai tetap sepanjang jarak yang cukup untuk menetapkan kondisi aliran seragam. Secara tepat, kondisi aliran

seragam jarang terjadi di alam karena penampang saluran berubah dari titik ke titik. Untuk tujuan praktis, bagaimanapun, persamaan Manning dapat digunakan untuk masalah aliran sungai pada umumnya dengan menetapkan suatu anggapan. Bila persyaratan aliran seragam terpenuhi, kedalaman  $d$  dan kecepatan  $V$  disebut normal dan kelayakan permukaan air dan dasar saluran adalah sejajar. Untuk tujuan praktis sedikit kurang ratanya dasar sungai atau sedikit penyimpangan dari penampang melintang menengah, dapat diabaikan selama kelayakan menengah dari saluran dapat dianggap garis lurus.

### c. Energi Aliran

Air yang mengalir mengandung dua bentuk energi yaitu energi potensial dan kinetik. Energi potensial (atau laten) pada suatu titik tertentu diwakili oleh kedalaman air ditambah ketinggian  $Z$  dari dasar saluran diatas suatu datum tertentu.

Energi kinetik (atau gerak), dalam meter diwakili oleh tinggi tekan kecepatan  $V^2/(2g)$ . Pada masalah aliran sungai perlu sering dipertimbangkan jumlah energi terhadap dasar saluran. Ini disebut energi spesifik atau tinggi tekan spesifik  $H_E$ , dan ini sama dengan kedalaman air  $d$  ditambah tinggi tekan kecepatan :

$$H_E = d + \frac{V^2}{2g} \quad (4.3.3)$$

Pada waktu lain perlu digunakan energi total (tinggi tekan total), yang merupakan tinggi

tekan spesifik ditambah ketinggian dasar saluran diatas suatu datum terpilih. Sebagai contoh, tinggi tekan total boleh digunakan dalam rumus energi, yang menyatakan bahwa tinggi tekan total pada satu titik dalam saluran yang mengangkut aliran air adalah sama dengan tinggi tekan total pada tiap titik sebelah hilir ditambah kehilangan energi (tinggi tekan) yang terjadi antara dua titik tersebut. Rumus energi (Bernoulli) umumnya ditulis :

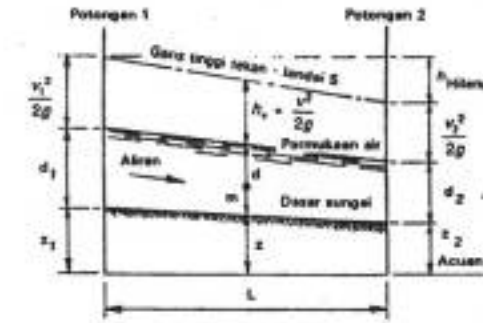
$$d_1 + \frac{V_1^2}{2g} + Z_1 = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + h_{hilang} \quad (4.3.4)$$

Perhatikan bahwa dalam **Gambar 4.3.1** garis yang diperoleh dengan menggambar tinggi tekan kecepatan diatas permukaan air adalah garis yang sama seperti yang diperoleh dengan menggambar kehilangan energi spesifik diatas dasar saluran. Garis ini mewakili energi total, potensial dan kinetik dari aliran pada saluran dan disebut garis tinggi tekan atau garis energi total.

Kelayakan  $S$  dari garis energi adalah ukuran kelayakan gesekan atau tingkat kehilangan tinggi tekan energi akibat gesekan. Kehilangan tinggi tekan total pada panjang  $L$  adalah sama dengan  $S.L$ . Pada kondisi aliran seragam, garis energi adalah sejajar dengan permukaan air dan dasar saluran.

### d. Aliran Kritis

Nilai relatif dari energi potensial (kedalaman) dan energi kinetik (tinggi tekan kecepatan) sangat penting dalam analisa



**Gambar 4.3.1** - Karakteristik Aliran Saluran Terbuka

aliran saluran terbuka. Sebagai contoh, mempertimbangkan hubungan tinggi tekan spesifik,  $d + V^2/(2g)$  dan kedalaman  $d$  dari debit yang diketahui dalam saluran pada berbagai kelayakan. Penggambaran nilai tinggi tekan spesifik sebagai ordinat dan kedalaman yang berkaitan sebagai absis akan menghasilkan kurva tinggi tekan spesifik seperti ditunjukkan dalam **Gambar 4.3.2**.

Garis diagonal ditarik lurus melalui titik-titik dimana kedalaman dan tinggi tekan spesifik adalah sama. Dengan demikian garis ini mewakili energi potensial, dan perbedaan ordinat antara garis tersebut dan kurva tinggi tekan spesifik adalah tinggi tekan kecepatan untuk kedalaman tertentu. Perubahan besarnya debit  $Q$  dalam ukuran atau bentuk saluran akan mengubah kedudukan kurva, tetapi bentuk dan lokasi umum diatas dan sebelah kiri garis diagonal akan tetap sama. Perhatikan bahwa ordinat pada tiap titik di kurva tinggi

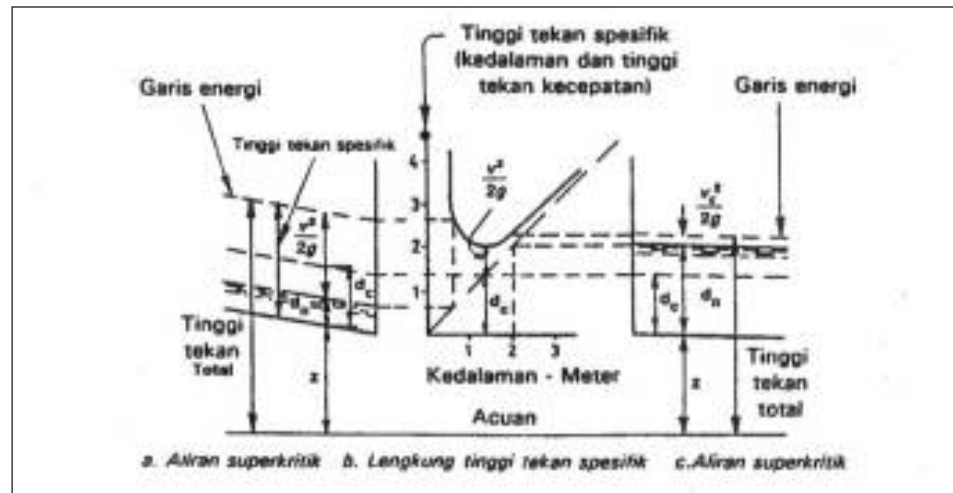
tekan spesifik mewakili energi spesifik total,  $d + V^2/(2g)$  pada titik tersebut. Titik terendah dari kurva mewakili aliran dengan energi minimum. Kedalaman pada titik ini dikenal sebagai kedalaman kritis  $d_c$  dan kecepatan yang berkaitan adalah kecepatan kritis,  $V_c$ . Dengan aliran seragam, kelayakan saluran di mana terjadi kedalaman kritis dikenal sebagai kelayakan kritis  $SQ$ .

Titik-titik sebelah kiri titik rendah pada kurva tinggi tekan spesifik (**Gambar 4.3.2**) adalah untuk kelayakan saluran yang lebih curam dari kritis, ini menunjukkan kedalaman relatif dangkal dan kecepatan tinggi (**Gambar 4.3.2b**). Aliran demikian disebut aliran superkritis. Jenis aliran ini dapat terjadi pada sungai di daerah pegunungan. Pada aliran superkritis, kedalaman aliran pada tiap titik dipengaruhi oleh kendali di sebelah udik, umumnya titik di mana kedalaman kritis terjadi.

Titik sebelah kanan titik rendah pada kurva tinggi tekan spesifik (**Gambar 4.3.2c**) adalah untuk kelayakan kurang dari kritis dan menunjukkan kedalaman relatif besar dengan kecepatan rendah (**Gambar 4.3.2c**). Aliran demikian disebut aliran subkritis. Jenis aliran ini terjadi di sungai yang datar dan daerah dengan lembah yang lebar.

Pada aliran subkritis, kedalaman pada tiap titik dipengaruhi oleh kendali di sebelah hilir, yang merupakan kedalaman kritis atau permukaan air di danau atau saluran besar di sebelah hilir.





Gambar 4.3.2 - Sketsa Definisi Tinggi Tekan Spesifik

Besarnya kedalaman kritis hanya tergantung pada debit dan bentuk saluran, dan tidak tergantung pada kelandaian atau kekasaran saluran. Dengan demikian, untuk tiap ukuran dan bentuk saluran yang diberikan, hanya terdapat satu kedalaman kritis untuk suatu debit tertentu.

Kedalaman kritis merupakan nilai penting dalam analisis hidraulik, karena merupakan kendali dalam jangkauan aliran tidak seragam, bilamanapun aliran berubah dari subkritis ke superkritis. Keadaan tipikal dimana aliran kritis terjadi adalah :

- Pada penyempitan, seperti gorong-gorong pada kelandaian curam atau dengan arus membalik (*backwater*).
- Pada puncak bendungan arus, seperti pelintasan sungai.
- Pada saluran keluar gorong-gorong dengan debit bebas atau relatif kedalaman saluran lebar.

Energi potensial dan kinetik dari aliran dalam saluran dapat dinyatakan dengan bilangan Froude, ditentukan sebagai :

$$F = \frac{V^2}{\sqrt{gd}} \quad (4.3.5)$$

dengan

$V$  = kecepatan rata-rata dari aliran (m/s)

$g$  = percepatan gravitasi (m/detik<sup>2</sup>)

$d$  = kedalaman hidraulik (m), yang ditentukan sebagai luas penampang melintang air tegak lurus pada arah aliran dalam saluran yang dibagi oleh lebar permukaan bebas. Untuk saluran persegi ini adalah sama dengan kedalaman penampang aliran.

Bila  $F = 1$

$$V_c = \sqrt{gd_c} \quad (4.3.6)$$

dan aliran disebut berada dalam keadaan kritis.

Bila  $F < 1$ , atau  $V < \sqrt{gd}$ , aliran adalah subkritis.

Bila  $F > 1$ , atau  $V > \sqrt{gd}$ , aliran adalah superkritis.

#### e. Aliran Tidak Seragam

Aliran seragam sepenuhnya jarang terjadi dalam saluran alamiah atau buatan, karena perubahan pada penampang saluran, kemiringan, atau kekasaran menyebabkan kedalaman dan kecepatan aliran rata-rata bervariasi dari titik ke titik sepanjang saluran, dan permukaan air tidak akan sejajar dengan dasar saluran. Aliran yang berubah pada tinggi dan kecepatan sepanjang saluran disebut aliran tidak seragam.

Walaupun aliran pada ruas sungai seragam, pada umumnya sebenarnya tidak seragam, biasanya dianggap aliran seragam karena karakteristik aliran seragam dapat dihitung langsung, dan nilai perhitungan umumnya cukup dekat dengan kenyataan untuk tujuan praktis.

Dengan aliran subkritis, perubahan dalam bentuk, kelandaian atau kekasaran saluran, mempengaruhi aliran untuk jarak cukup besar disebelah udik, dengan demikian aliran tersebut berada dibawah pengendali sebelah hilir. Bila konstruksi seperti gorong-gorong menyebabkan genangan, atau bentang jembatan menyebabkan arus balik (*backwater*), penyempitan diatas permukaan air akan menjadi kurva asimtotis rata terhadap

permukaan air normal disebelah hulu dan terhadap ketinggian air pada genangan atau jembatan. Profil permukaan air ini dikenal sebagai kurva arus balik, dengan karakteristik sangat panjang.

Contoh lain dari pengendali di sebelah hilir terjadi bila pelebaran saluran yang mendadak, seperti pada ujung gorong-gorong menyebabkan penurunan profil aliran sampai kedalaman kritis. Permukaan profil air di sebelah udik, akibat perubahan penampang atau pemutusan di kelandaian saluran akan menjadi asimtotis terhadap permukaan air normal sebelah hulu, tetapi akan menurun terhadap permukaan air normal sewaktu mendekati perubahan saluran. Dalam contoh ini, aliran tidak seragam karena perubahan kedalaman air yang disebabkan oleh perubahan pada penampang saluran. Perhitungan langsung untuk aliran saluran terbuka dengan rumus Manning tidak mungkin pada daerah perubahan penampang saluran.

Dengan aliran superkritis, perubahan dalam bentuk, kelandaian atau kekasaran saluran tidak dapat diproyeksikan ke sebelah udik, kecuali untuk jarak sangat pendek. Bagaimanapun, perubahan dapat mempengaruhi kedalaman aliran pada titik sebelah hilir, dengan demikian aliran tersebut berada dibawah pengendali sebelah udik.



#### 4.3.2.2 Lengkung Debit Sungai

##### a. Umum

Sangat penting bahwa ketinggian normal muka air untuk suatu debit banjir rencana harus ditentukan setepat mungkin pada tempat penyeberangan sungai (yaitu jembatan, gorong-gorong atau pelintasan sungai). Hal ini dapat ditentukan berdasarkan pengamatan muka air aliran, dan bila ini tidak tersedia, berdasarkan pendekatan teoritis seperti metode luas dan kemiringan, menggunakan data banjir maksimum sebagai pengecekan apabila tersedia.

##### b. Metode Luas Dan Kemiringan

Yang berikut adalah variasi cara luas dan kemiringan yang disederhanakan, menggunakan penampang melintang tunggal pada ruas sungai yang relatif lurus, diantara dua tikungan sungai yang relatif stabil.

Pada sungai dengan penampang melintang tidak teratur, perlu untuk membagi luas air pada tinggi muka air tertentu kedalam sub penampang yang lebih kecil, agar lebih teratur, dengan memberi angka kekasaran yang sesuai pada tiap sub penampang dan menghitung debit untuk tiap sub penampang secara terpisah, menggunakan rumus Manning. Debit total kemudian dapat diperoleh dengan penambahan debit dari tiap sub penampang. Ini dapat diulang

untuk tinggi muka air yang lain dan digambar lengkung debitnya.

Perhatian harus diberikan dalam pengumpulan dan penggunaan data lapangan, untuk menghindari kesalahan dalam hasil akhir.

##### c. Kekasaran Saluran

Hal utama yang terpenting dalam perhitungan luas dan kemiringan adalah kemampuan untuk mengevaluasi secara tepat kekasaran saluran utama dan dataran banjir (bantaran sungai), yang keduanya bervariasi secara ekstrim akibat tumbuh-tumbuhan dan kedalaman aliran. Sebagai pedoman, nilai koefisien kekasaran aliran Manning  $n$ , yang umumnya diperoleh dalam pelaksanaan, diringkas untuk berbagai keadaan saluran dan dataran banjir dalam Tabel 4.3.1 dan 4.3.2 (di halaman 82). Dalam memilih koefisien kekasaran dari Tabel 4.3.1, perlu diingat bahwa nilai  $n$ , untuk aliran dengan kedalaman kecil terutama pada dataran banjir (bantaran sungai) yang diliputi oleh rumput, tumbuh-tumbuhan liar dan rendah, dapat menjadi jauh lebih besar dibanding dengan kekasaran aliran dengan kedalaman air yang lebih besar untuk kondisi yang sama. Dilain pihak, karena tinggi muka air di sungai dengan dasar aluvial naik, gelombang pasir terbentuk dan dapat mengakibatkan naiknya nilai  $n$ .

**Tabel 4.3.1 - Koefisien Kekasaran Manning  $n$  untuk Sungai Kecil**

Sungai Kecil Lebar permukaan pada banjir kurang dari 30 m		
Jenis Saluran	Keadaan Saluran	$n$ Manning
Penampang Relatif Teratur	Berbagai rumput dan tumbuh-tumbuhan liar, sedikit atau tanpa tumbuh-tumbuhan rendah.	0.030 - 0.035
	Tumbuh-tumbuhan liar yang rapat, kedalaman aliran lebih besar dari tinggi tumbuh-tumbuhan	0.035 - 0.050
	Berbagai tumbuh-tumbuhan, tumbuh-tumbuhan rendah yang relatif jarang pada tebing	0.035 - 0.050
	Berbagai tumbuh-tumbuhan, tumbuh-tumbuhan rendah yang relatif rapat pada tebing.	0.050 - 0.070
	Dengan pohon-pohon dalam saluran, dimana dahan terendam pada air tinggi	Tingkatkan nilai diatas dengan 0.010-0.020
Penampang Tidak Teratur	Terdapat kedung-kedung, saluran meander ringan	Tingkatkan nilai diatas dengan 0.010 - 0.020
Sungai Didaerah Pegunungan	Tidak ada tumbuh-tumbuhan dalam saluran, tebing umumnya terjal, Pohon-pohon dan tumbuh-tumbuhan rendah sepanjang tebing, terendam pada air tinggi.	
	Dasar dari kerikil batu bulat dan beberapa batu kali.	0.040 - 0.050
	Dasar dari batu bulat, dengan batu kali yang besar.	0.050 - 0.070

**Tabel 4.3.2** - Koefisien Kekasaran Manning *n* untuk Dataran Banjir

DATARAN/BANTARAN BANJIR		
Jenis Saluran	Keadaan Saluran	<i>n</i> Manning
Rumput tanpa semak <sup>2</sup>	Rumput pendek	0.030 - 0.035
	Rumput tinggi	0.035 - 0.050
Daerah Pertanian	Tanpa tanaman	0.030 - 0.040
	Baris tanaman	0.035 - 0.045
	Lapangan tanaman	0.040 - 0.050
Tumbuh-tumbuhan Rendah	Sedikit tumbuh-tumbuhan rendah, tumbuh-tumbuhan liar yang rapat	0.050 - 0.070
	Tumbuh-tumbuhan rendah yang ringan dan pohon	0.060 - 0.080
	Tumbuh-tumbuhan sedang sampai padat	0.100 - 0.160
Pohon-pohon	Lapangan bebas dengan batang pohon tanpa dahan baru	0.040 - 0.050
	Lapangan bebas dengan batang pohon, dengan dahan baru yang lebat	0.060 - 0.080
	Lapangan padat dengan pohon, beberapa pohon yang tumbang sedikit tumbuh-tumbuhan rendah, air tinggi berada dibawah dahan <sup>2</sup>	0.100 - 0.120
	Lapangan padat dengan pohon, beberapa pohon yang tumbang, sedikit tumbuh-tumbuhan rendah, air tinggi mencapai dahan <sup>2</sup>	0.120 - 0.160

**Tabel 4.3.3** - Koefisien Kekasaran Manning *n* untuk Sungai Besar

SUNGAI BESAR Lebar Permukaan pada banjir lebih dari 30 m		
Jenis Saluran	Kondisi Saluran	<i>n</i> Manning
Penampang Teratur	Tanpa batu kali atau tumbuh-tumbuhan rendah	0.025 - 0.035
Penampang Tidak Teratur	Saluran Kasar	0.035 - 0.100
<i>n</i> Manning bernilai lebih kecil dari nilai untuk sungai kecil dengan kondisi serupa karena tebing memberikan tahanan kurang efektif.		

**Tabel 4.3.4** - Koefisien Kekasaran Manning *n* untuk Saluran Buatan

SALURAN BUATAN		
Jenis Saluran	Kondisi Saluran	<i>n</i> Manning
Saluran dengan permukaan dilapis lapisan kedap air	Beton, permukaan halus	0.012
	Beton aspal	0.013 - 0.016
Saluran tanah	Penampang seragam, rumput pendek	0.022 - 0.027
	Penampang relatif seragam, rumput dan beberapa Tumbuh-tumbuhan liar	0.025 - 0.030
	Penampang relatif seragam, tumbuh-tumbuhan liar yang padat, saluran dalam	0.030 - 0.035
	Penampang relatif seragam, dasar berbatu bulat	0.030 - 0.040
Saluran tidak terpelihara dengan tumbuh-tumbuhan liar dan tumbuh-tumbuhan rendah tidak dipotong	Tumbuh-tumbuhan liar setinggi kedalaman pada air	0.080 - 0.120
	Dasar bersih, tumbuh-tumbuhan rendah pada tebing sungai	0.050 - 0.080
	Tumbuh-tumbuhan rendah yang rapat, air banjir tinggi	0.100 - 0.140

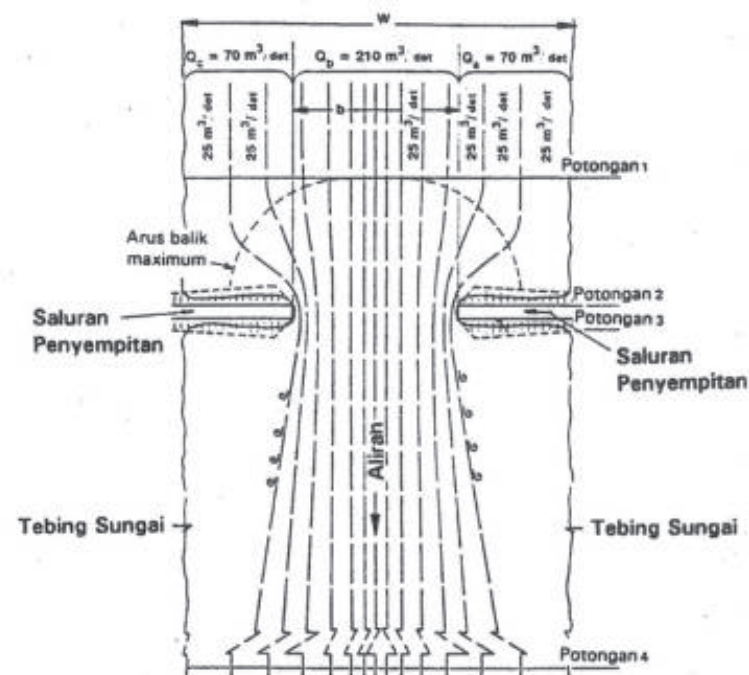
### 4.3.3 Perencanaan Jembatan Di Sungai

#### 4.3.3.1 Karakteristik Aliran

##### a. Umum

Adalah menjadi tidak ekonomis apabila perlu untuk menjembatani seluruh lebar sungai seperti yang terjadi pada aliran banjir. Bila kondisi mengijinkan, timbunan jalan pendekat diperpanjang sampai pada dataran banjir untuk mengurangi biaya,

dengan memperhatikan bahwa dengan melakukan demikian, timbunan badan jalan pendekat akan menyempitkan aliran sungai pada waktu banjir. Hal ini dalam pelaksanaan kurang dapat diterima. Bila dilaksanakan sampai melewati batas, bagaimanapun penyempitan aliran dapat menyebabkan kerusakan jembatan, biaya pemeliharaan mahal, atau juga menimbulkan kehilangan total dari jembatan atau timbunan jalan pendekat.

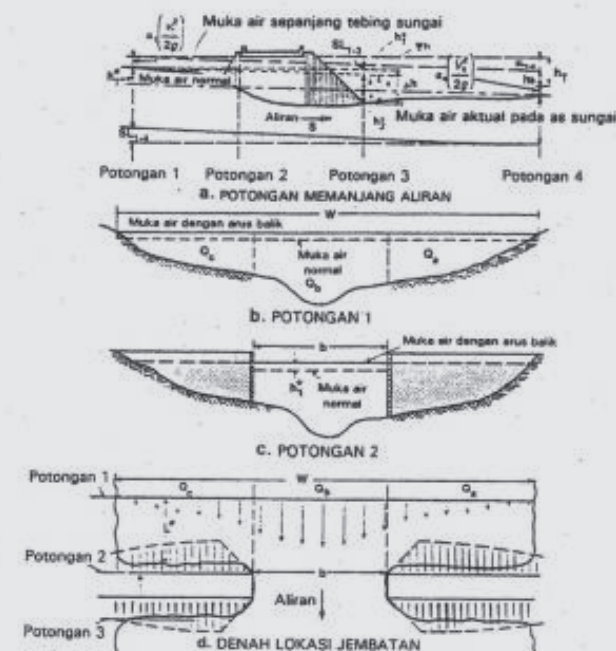


**Gambar 4.3.3** - Garis Aliran untuk Pelintasan Normal Tipikal

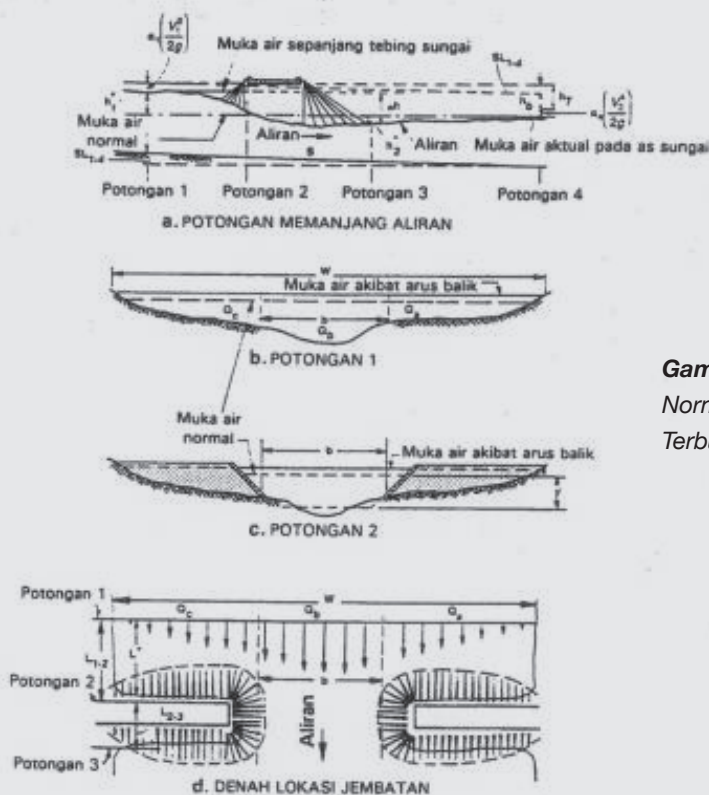
Pola aliran pada penyempitan saluran dengan dasar sungai yang dapat menahan gerusan dijelaskan dalam **Gambar 4.3.3**. Aliran yang dibatasi oleh tiap pasangan garis aliran berdekatan adalah sama ( $25 \text{ m}^3/\text{detik}$ ). Perhatikan bahwa penyempitan saluran rupanya praktis tidak menghasilkan perubahan pada bentuk garis aliran dekat as saluran. Perubahan garis aliran sangat besar terdapat dekat pangkal, karena momentum aliran dari bagian saluran yang menyempit harus mendorong bagian tengah aliran agar dapat masuk kedalam penyempitan. Setelah meninggalkan penyempitan, aliran berangsur-angsur melebar ( $5^\circ$  sampai  $7^\circ$  tiap

sisi) sampai kondisi biasa dalam sungai pulih kembali.

Penyempitan aliran menghasilkan kehilangan energi, kehilangan energi yang besar terjadi didaerah pelebaran disebelah hilir sungai. Kehilangan energi digambarkan dalam kenaikan permukaan air dan pada garis energi disebelah hulu jembatan. Hal ini dijelaskan paling baik dengan profil sepanjang pusat sungai, seperti dijelaskan dalam **Gambar 4.3.4a** dan **4.3.5a**. Tinggi aliran normal untuk debit tertentu, sebelum penyempitan saluran, diwakili oleh garis putus-putus yang menunjukkan muka air normal (muka air disingkat sebagai WS dalam gambar).



**Gambar 4.3.4** - Pelintasan Normal - Pangkal dengan Tembok Sayap



**Gambar 4.3.5** - Pelintasan Normal - Pangkal Kolom Terbuka



Kondisi muka air setelah penyempitan saluran diwakili oleh garis penuh atau disebut muka air aktual. Perhatikan bahwa muka air mulai naik diatas tingkat normal pada Potongan 1, melewati tingkat normal dekat Potongan 2, mencapai kedalaman minimum sekitar Potongan 3, dan kemudian kembali ke tingkat normal pada jarak cukup besar disebelah hilir sungai, pada Potongan 4. Penentuan kenaikan muka air pada Potongan 1, dinyatakan oleh simbol  $h_1$  dan disebut sebagai arus balik dari jembatan, adalah pokok utama dalam bagian ini.

#### b. Jenis Aliran yang Tercakup

Terdapat tiga jenis aliran yang dapat terjadi pada perencanaan jembatan di sungai. Ini adalah Jenis I, II dan III pada *Gambar 4.3.6*. Garis terputus panjang yang ditunjukkan pada tiap profil mewakili muka air normal, atau tinggi air rencana anggapan sebelum adanya as penyempitan dalam saluran. Garis utuh mewakili konfigurasi muka air pada garis pusat saluran dalam tiap kasus, setelah jembatan terpasang. Garis terputus pendek mewakili kedalaman kritis, atau muka air kritis dalam saluran utama ( $y_{1c}$  dan  $y_{4c}$ ) dan kedalaman kritis dalam penyempitan,  $y_{2c}$  untuk debit rencana dalam tiap kasus. Karena kedalaman air normal diperlihatkan sama dalam empat profil, debit, kekasaran pembatas dan kelandaian saluran semuanya harus meningkat untuk

dapat melewati aliran Jenis I sampai Jenis IIA, Jenis IIB, sampai Jenis III.

#### Aliran Jenis I

Menunjuk pada *Gambar 4.3.6a*, dapat diamati bahwa muka air normal dimana-pun berada diatas kedalaman kritis. Ini bisa disebut Jenis I atau aliran subkritis, jenis yang umum terjadi dalam praktek.

Dengan pengecualian dari Bagian 4.3.3.5, semua keterangan perencanaan dalam bagian ini dibatasi pada aliran Jenis I (aliran subkritis). Rumus arus balik untuk aliran Jenis I diperoleh dengan menggunakan prinsip kekekalan energi antara potongan 1 dan 4.

#### Aliran Jenis IIA

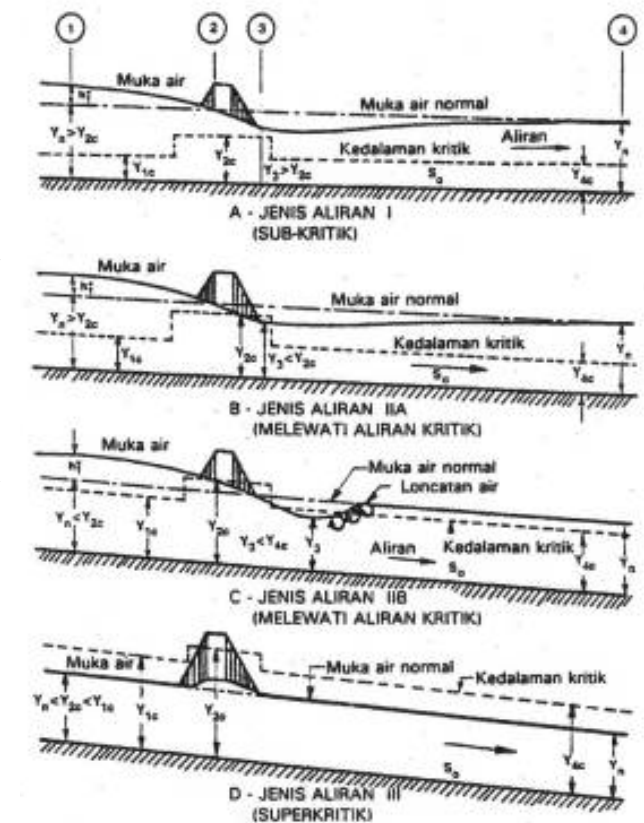
Terdapat paling sedikit dua variasi aliran Jenis II yang akan diuraikan disini sebagai Jenis IIA dan IIB. Untuk aliran Jenis IIA, *Gambar 4.3.6b*, muka air normal dalam saluran tidak menyempit berada diatas kedalaman kritis, tetapi muka air melewati kedalaman kritis pada penyempitan. Sekali kedalaman kritis dicapai, muka air disebelah hulu dari penyempitan, dan juga arus balik menjadi tidak tergantung pada kondisi di hilir (walaupun muka air kembali ke tingkat normal pada Potongan 4). Jadi rumus arus balik untuk aliran Jenis I tidak berlaku untuk aliran Jenis II.

#### Aliran Jenis IIB

Muka air untuk aliran Jenis IIB, *Gambar 4.3.6c*, dimulai diatas muka air normal dan kedalaman kritis di sebelah udik, melewati kedalaman kritis pada penyempitan, kemudian turun kebawah kedalaman kritis disebelah hilir dari penyempitan dan kemudian kembali ke normal. Pengembalian ke kedalaman normal bisa terjadi secara serentak seperti pada *Gambar 4.3.6c*, membentuk loncatan hidraulik yang kurang baik, mengingat muka air normal dalam sungai adalah diatas kedalaman kritis. Rumus arus balik (*backwater*) yang berlaku untuk kedua Jenis aliran IIA dan IIB telah dikembangkan dengan menjadikan sama energi total antara Potongan 1 dan titik dimana muka air melewati tingkat kritis dalam penyempitan.

#### Aliran Jenis III

Pada aliran Jenis III, *Gambar 4.3.6d*, muka air normal dimanapun yang berada dibawah kedalaman kritis, maka seluruh alirannya adalah superkritis. Kasus ini umumnya tidak memerlukan gradien terjal tetapi kondisi demikian bisa saja terjadi, khususnya di daerah pegunungan. Secara teoritis arus balik tidak terjadi untuk jenis ini, karena seluruh aliran adalah superkritis. Yang lebih mungkin terjadi adalah ketidakrataan dari muka air disekitar penyempitan, bagaimanapun, seperti ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.6d*.



**Gambar 4.3.6 - Jenis Aliran yang Tercakup**

#### c. Definisi Simbol

Keseluruhan simbol yang digunakan di bagian pembahasan ini umumnya dicanumkan disini sebagai petunjuk. Simbol yang tidak terdapat disini, ditentukan dimana digunakan saat pertama kali.

$A_1$  = Luas aliran termasuk arus balik pada Potongan 1 (*Gambar 4.3.4b* dan *4.3.5b*) ( $m^2$ ).

$A_{n1}$  = Luas aliran dibawah muka air normal pada Potongan 1 ( $m^2$ )

$A_{n2}$  = Luas aliran penuh dalam penyempitan dibawah muka air normal pada Potongan 2 (*Gambar 4.3.4c* dan *4.3.5c*) ( $m^2$ ).

- $A_4$  = Luas aliran pada Potongan 4 dimana muka air normal pulih kembali (*Gambar 4.3.4a*) ( $m^2$ ).
- $A_p$  = Luas proyeksi dari pilar tegak lurus pada aliran (antara muka air normal dan dasar sungai) ( $m^2$ ).
- $A_s$  = Luas gerusan diukur dari sebelah hilir jembatan ( $m^2$ ).
- $a$  = Luas aliran pada potongan diantara datum saluran pendekat ( $m^2$ ).
- $b$  = Lebar penyempitan (*Gambar 4.3.4c, 4.3.5c* dan Bagian 4.3.3.1.d) (m).
- $b_s$  = Lebar penyempitan pada pelintasan miring diukur sepanjang garis pusat jalan (*Gambar 4.3.11*) (m).
- $C = \frac{h_{1s}^*}{h_1^*}$  = Faktor koreksi untuk arus balik dengan penggerusan.
- $C_b$  = Koefisien arus balik untuk aliran Jenis II.
- $e = \text{Eksentrisitas} = \left(1 - \frac{Q_c}{Q_a}\right)$   
dimana  $Q_c < Q_a$   
atau  $\left(1 - \frac{Q_a}{Q_c}\right)$   
dimana  $Q_c > Q_a$
- $g$  = Percepatan gravitasi =  $9.81 \text{ m/detik}^2$
- $h_1^*$  = Arus balik total atau kenaikan diatas tingkat normal pada Potongan 1 (*Gambar 4.3.4a* dan *4.3.5a*) (m).
- $h_{1s}^*$  = Arus balik dengan penggerusan (m).
- $h_b^*$  = Arus balik dihitung dari kurva dasar (*Gambar 4.3.8*) (m).
- $h_3$  = Jarak vertikal dari muka air disebelah hilir timbunan terhadap muka airnormal pada Potongan 3 (*Gambar 4.3.4c* dan *4.3.5a*) (m).
- $J = A_p/A_{n2}$  adalah perbandingan luas terhalang oleh pilar terhadap luas alur airpenuh di jembatan dibawah muka air normal pada Potongan 2 (*Gambar 4.3.9*)
- $K_b$  = Koefisien arus balik dari kurva dasar (*Gambar 4.3.8*).
- $\Delta K_p$  = Kenaikan koefisien arus balik untuk pilar (*Gambar 4.3.9*).
- $\Delta K_e$  = Kenaikan koefisien arus balik untuk eksentrisitas (*Gambar 4.3.10*).
- $\Delta K_s$  = Kenaikan koefisien arus balik untuk kemiringan (*Gambar 4.3.12*).
- $K^* = K_b + \Delta K_p + \Delta K_e + \Delta K_s$  = koefisien arus balik total untuk aliransubkritis.
- $k$  = Pengangkutan diantara Potongan dari saluran pendekat.
- $K_b$  = Pengangkutan dari bagian saluran didalam panjang proyeksi jembatan pada Potongan 1 (*Gambar 4.3.4b* dan *4.3.5b* dan Bagian 4.3.3.1.e).
- $K_a K_c$  = Pengangkutan dari bagian dataran banjir alami yang terhalang oleh timbunan jalan (subskrip menunjukkan sisi kiri dan kanan, menghadap hilir) (*Gambar 4.3.4b* dan *4.3.5b* dan Bagian 4.3.3.1.e).
- $K_1$  = Pengangkutan total pada Potongan 1 (Bagian 4.3.3.1.e).
- $M$  = Perbandingan bukaan jembatan (Bagian 4.3.3.1.f).

- $n$  = Koefisien kekasaran Manning (Bagian 4.3.3, *Tabel 4.3.1* sampai *4.3.4*).
- $p$  = Keliling basah subpenampang dari saluran (m).
- $Q_b$  = Aliran pada bagian saluran didalam panjang proyeksi jembatan pada Potongan 1 (*Gambar 4.3.3*) ( $m^3/\text{detik}$ ).
- $Q_a Q_b$  = Aliran pada bagian dataran banjir alami yang terhalang oleh timbunan jalan (*Gambar 4.3.3*) ( $m^3/\text{detik}$ ).
- $Q = Q_a + Q_b + Q_c$  = Total debit ( $m^3/\text{detik}$ ).
- $r = a/p$  = Jari-jari hidraulik sub penampang dari dataran banjir atau saluran utama (m).
- $S$  = Kelaianan dasar saluran atau muka air normal.
- $V_1 = Q/A_1$  = Kecepatan rata-rata pada Potongan 2 (m/detik).
- $V_4 = Q/A_4$  = Kecepatan rata-rata pada Potongan 4 (m/detik).
- $V_{n2} = Q/A_{n2}$  = Kecepatan rata-rata pada penyempitan untuk aliran pada tingkat normal (m/detik).
- $V_{2c}$  = Kecepatan kritis pada penyempitan untuk aliran pada tingkat normal (m/detik).
- $W_e$  = Lebar pilar tegak lurus pada arah arus (*Gambar 4.3.9*) (m).
- $W$  = Lebar permukaan sungai termasuk dataran banjir (*Gambar 4.3.3*) (m).
- $y_1$  = Kedalaman aliran pada Potongan 1 (m).
- $y_4$  = Kedalaman aliran pada Potongan 4 (m).
- $y = A_{n2}/b$  = Kedalaman menengah aliran dibawah jembatan, tingkat normal (*Gambar 4.3.5c*) (m).
- $y_{1c}$  = Kedalaman kritis pada Potongan 1 (m).
- $y_{2c}$  = Kedalaman kritis pada penyempitan (m).
- $y_{4c}$  = Kedalaman kritis pada Potongan 4 (m).
- $a_1$  = Koefisien tinggi tekan kecepatan pada Potongan 1 (Bagian 4.3.3.1.g).
- $a_2$  = Koefisien tinggi tekan kecepatan pada penyempitan.
- $o$  = Faktor pengali untuk pengaruh  $M$  pada penambahan koefisien arus balik untuk pilar (*Gambar 4.3.9b*).
- $\Psi h = h_1^* + h_2^*$  = untuk jembatan tunggal.
- $\phi$  = Sudut kemiringan ( $^\circ$  derajat) (*Gambar 4.3.11*).

#### d. Definisi Istilah

Penjelasan khusus diberikan dibawah ini dengan memperhatikan konsep beberapa istilah dan ungkapan yang sering digunakan pada bagian dari buku panduan ini.

##### ❖ Tingkat Normal

Tingkat normal adalah ketinggian muka air normal sungai pada lokasi jembatan, untuk debit tertentu sebelum penyempitan sungai (lihat *Gambar 4.3.4a* dan *4.3.5a*). Profil muka air adalah biasanya sejajar dengan dasar sungai.

##### ❖ Pelintasan Normal

Pelintasan normal adalah salah satu alinyemen dengan sudut berkisar  $90^\circ$  terhadap arah yang umum dari arus

selama air tinggi (seperti ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.3*).

❖ **Pelintasan Eksentrik**

Pelintasan eksentrik adalah dimana saluran utama dan jembatan tidak berada di tengah-tengah dari dataran banjir (*Gambar 4.3.10*).

❖ **Pelintasan Miring**

Pelintasan miring adalah salah satu alinyemen yang bersudut selain dari 90° terhadap arah umum dari arus selama tingkat banjir (*Gambar 4.3.11*).

❖ **Lebar Penyempitan b**

Tidak terjadi kesulitan dalam menyatakan dimensi ini untuk pangkal jembatan dengan permukaan vertikal, mengingat b adalah jarak horisontal antara permukaan pangkal. Pada hal yang lebih umum menyangkut pangkal kolom terbuka, dimana penampang melintang pada penyempitan tidak teratur, disarankan agar penampang melintang yang tidak teratur dinyatakan dalam luas teratur trapesium atau ekuivalen, seperti ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.5c*. Dengan demikian panjang bukaan jembatan dapat dinyatakan sebagai :

$$b = \frac{A_{n2}}{y} \quad (4.3.7)$$

**e. Daya Angkut**

Daya angkut adalah ukuran kemampuan saluran untuk mengangkut aliran.

Pada sungai dengan penampang melintang tidak teratur, perlu untuk membagi luas air kedalam sub penampang lebih kecil tetapi lebih teratur, dengan memberi koefisien kekasaran yang sesuai pada tiap penampang dan menghitung debit tiap sub penampang secara terpisah. Merujuk pada rumus Manning untuk aliran saluran terbuka, debit pada sub penampang dari saluran ini adalah :

$$q = \frac{ar^{2/3}S^{1/2}}{n} \quad (4.3.8)$$

Dengan penyusunan kembali :

$$\frac{q}{S^{1/2}} = ar^{2/3} = k \quad (4.3.9)$$

Dengan k adalah daya angkut sub penampang. Dengan demikian, daya angkut dapat dinyatakan dalam istilah faktor aliran atau faktor geometrik. Pada perhitungan alur air, pengangkutan digunakan sebagai pengertian untuk memperkirakan distribusi aliran pada saluran sungai alami disebelah hulu jembatan. Caranya akan dijelaskan di Bagian 4.3.3.8. Daya angkut total K1 adalah jumlah dari daya angkut masing-masing (individual) dalam Potongan 1.

**f. Perbandingan Bukaan Jembatan**

Perbandingan bukaan jembatan, M, menentukan tingkat penyempitan sungai

yang bersangkutan, dinyatakan sebagai perbandingan aliran yang dapat melewati hambatan melalui penyempitan jembatan terhadap aliran total sungai. Merujuk pada *Gambar 4.3.3* :

$$M = \frac{Q_b}{Q_a + Q_b + Q_c} = \frac{Q_b}{Q} \quad (4.3.10)$$

atau

$$M = \frac{210}{350} = 0,6$$

Penampang melintang tidak teratur adalah hal yang umum pada sungai alami, dan variasi pada kekasaran pembatasan di tiap penampang melintang, menghasilkan variasi kecepatan melintang sungai seperti ditunjukkan oleh garis aliran dalam *Gambar 4.3.3*. Perbandingan bukaan jembatan, M, paling mudah dijelaskan dari hubungan daya angkut. Mengingat daya angkut sebanding dengan debit, dengan anggapan semua sub penampang mempunyai kelandaian sama, M, dapat dinyatakan juga sebagai :

$$M = \frac{k_b}{K_a + K_b + K_c} = \frac{K_b}{K_1} \quad (4.3.11)$$

**g. Koefisien Energi Kinetik**

Mengingat distribusi kecepatan pada sungai bervariasi dari maksimum pada bagian lebih dalam dari saluran, hingga hampir nol sepanjang tebing, tinggi tekan

kecepatan rata-rata dihitung sebagai  $(Q/A_{n1})^2/(2g)$  untuk sungai pada Potongan 1, tetapi tidak memberikan ukuran/nilai yang tepat untuk energi kinetik aliran. Berat nilai rata-rata untuk energi kinetik diperoleh dengan mengalikan tinggi tekan kecepatan rata-rata diatas, dengan koefisien energi kinetik  $\alpha_1$ , ditentukan sebagai :

$$\alpha_1 = \frac{\sum(qv^2)}{QV_{n1}^2} \quad (4.3.12)$$

dengan

v = kecepatan rata-rata dalam

sub penampang.

q = debit dalam sub penampang sama.

Q = debit total dalam sungai.

$V_{n1}$  = kecepatan rata-rata sungai pada Potongan 1 atau  $Q/A_{n1}$

Cara perhitungan akan lebih dijelaskan pada Bagian 4.3.3.8.

Koefisien kedua,  $\alpha_2$  diperlukan untuk koreksi tinggi tekan kecepatan untuk distribusi kecepatan tidak seragam dibawah jembatan :

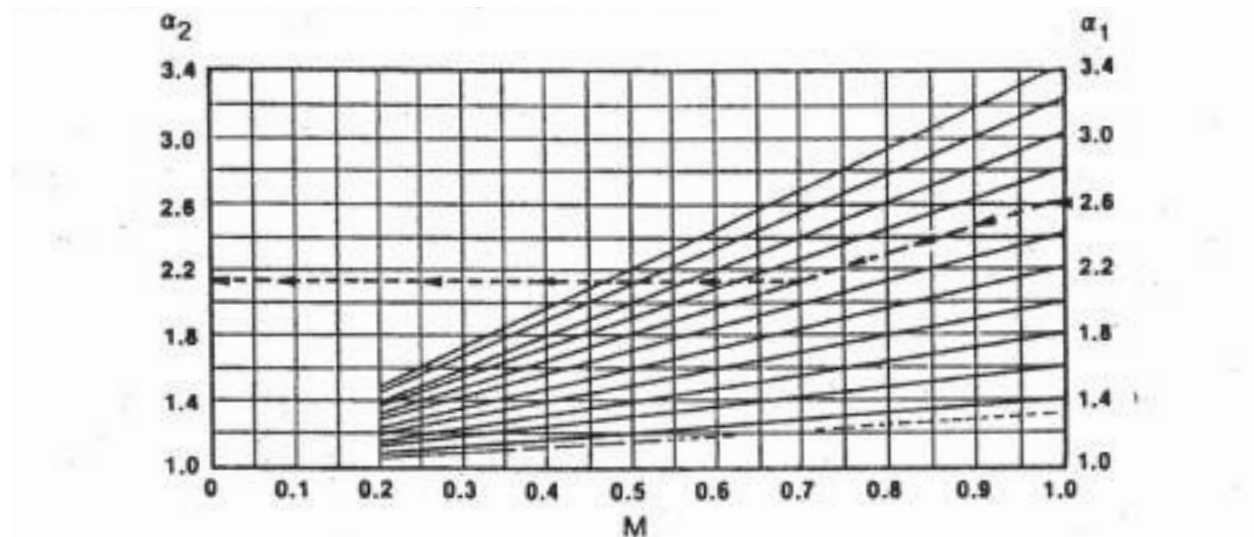
$$\alpha_2 = \frac{\sum(qv^2)}{QV_2^2} \quad (4.3.13)$$

dimana

$V_2$  = kecepatan rata-rata dalam penyempitan  
 $= Q/A_2$

Nilai  $\alpha_1$  dapat dihitung tetapi  $\alpha_2$  tidak langsung diketahui untuk jembatan.





Gambar 4.3.7 - Perkiraan  $\alpha_2$

Gambar 4.3.7 yang menghubungkan  $\alpha_2$  dengan  $\alpha_1$  dan perbandingan penyusutan,  $M$ , berdasarkan pengukuran aktual di lokasi jembatan dan dapat digunakan untuk memperkirakan  $\alpha_2$ , disarankan perkiraan  $\alpha_2$  berada pada nilai yang lebih tinggi.

#### 4.3.3.2 Arus Balik

##### a. Perumusan untuk Arus Balik

Bagian ini memberikan cara praktis untuk perkiraan pengaruh arus balik akibat penyempitan jembatan.

Perumusan untuk arus balik dibuat dengan menerapkan prinsip kekekalan energi antara titik arus balik maksimum

disebelah udik jembatan, Potongan 1, dan titik arus balik disebelah hilir jembatan dimana tingkat normal telah dipulihkan kembali Potongan 4 (Gambar 4.3.4a). Rumus berlaku baik apabila saluran di sekitar jembatan cukup lurus, luas penampang melintang sungai cukup seragam, gradien dasar kurang lebih tetap antara Potongan 1 dan 2, aliran bebas menyusut dan melebar, tidak terdapat penggerusan berarti di dasar pada penyempitan dan aliran berada dalam tingkat subkritis.

Rumus perkiraan arus balik disebelah hulu jembatan yang mempersempit aliran adalah sebagai berikut :

$$h_1^* = K^* \alpha_2 \frac{V_{n2}^2}{2g} + \alpha_1 \left[ \left( \frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left( \frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad (4.3.14)$$

dimana

$h_1$  = arus balik total (m)

$K$  = koefisien air total

$\alpha_1$  &  $\alpha_2$  = seperti ketentuan dalam Rumus (4.3.12) dan (4.3.13) (Bagian 4.3.3.1.g)

$A_{n2}$  = luas air penuh dalam penyempitan diukur dibawah tingkat normal ( $m^2$ ).

$V_{n2}$  = kecepatan rata-rata pada penyempitan atau  $Q/A_{n2}$  (m/detik)

$A_4$  = luas air pada Potongan 4 dimana tingkat normal dipulihkan kembali ( $m^2$ )

$A_1$  = luas air pada Potongan 1 termasuk yang dihasilkan oleh arus balik ( $m^2$ )

Untuk perkiraan arus balik, perlu diperoleh nilai perkiraan  $h_1^*$ , dengan menggunakan bagian pertama dari Rumus (4.3.14) :

$$h_1^* = K^* \alpha_2 \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad (4.3.15)$$

Nilai  $A$ , dalam bagian kedua Rumus (4.3.1.4) yang tergantung pada  $h_1^*$ , kemudian dapat ditentukan dan bagian kedua rumus dievaluasi :

$$\alpha_1 \left[ \left( \frac{A_{n2}}{A_4} \right)^2 - \left( \frac{A_{n2}}{A_1} \right)^2 \right] \frac{V_{n2}^2}{2g} \quad (4.3.16)$$

##### b. Koefisien Arus Balik

Dua simbol saling bertukar digunakan dalam penulisan dan keduanya adalah koefisien arus balik. Simbol  $K_b$  adalah

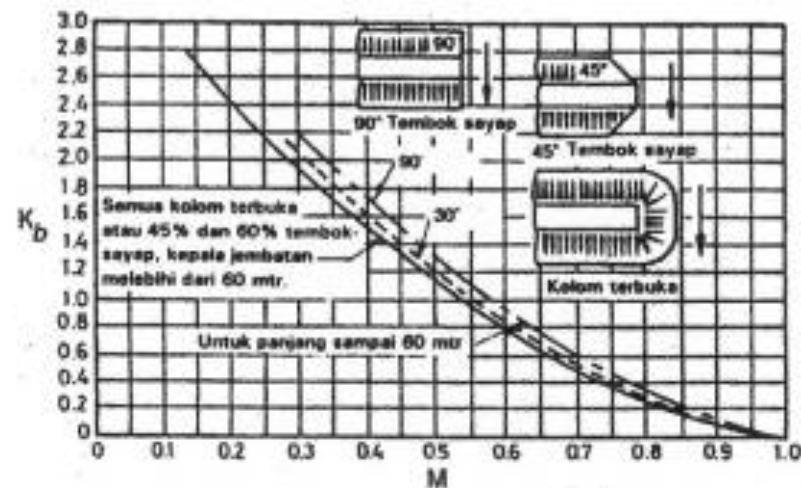
koefisien arus balik untuk jembatan dimana hanya perbandingan bukaan jembatan,  $M$ , yang dipertimbangkan. Ini dikenal sebagai koefisien dasar dari kurva Gambar 4.3.8 yang disebut kurva dasar. Nilai koefisien arus balik keseluruhan,  $K^*$  tergantung pada nilai  $M$  tetapi juga dipengaruhi oleh :

- Jumlah, ukuran, bentuk dan penempatan pilar pada penyempitan.
- Eksentrisitas atau kedudukan tidak simetris atau sama dari jembatan mengingat penampang melintang lembah, dan
- Kemiringan (jembatan melintasi sungai pada sudut selain dari  $90^\circ$ ).

Akan ditunjukkan bahwa  $K^*$  terdiri dari koefisien dasar kurva,  $K_b$ , dimana ditambahkan peningkatan koefisien untuk memperhitungkan pengaruh pilar, eksentrisitas dan kemiringan. Nilai  $K^*$  bagaimanapun juga terutama bergantung pada tingkat penyempitan aliran di jembatan.

##### c. Pengaruh $M$ dan Bentuk Pangkal (Kurva Dasar)

Gambar 4.3.8 di halaman berikut menunjukkan kurva dasar untuk koefisien arus balik,  $K_b$ , dijelaskan pada gambar berkaitan dengan perbandingan bukaan,  $M$ , untuk tembok sayap dan pangkal kolom terbuka. Perhatikan bahwa koefisien,  $K_b$ , meningkat dengan penyempitan saluran. Kurva bawah berlaku untuk tembok sayap pangkal dengan sudut  $45^\circ$  dan  $60^\circ$  dan



Gambar 4.3.8 - Kurva Dasar Koefisien Arus Balik (Aliran Subkritis)

semua jenis kolom terbuka. Kurva untuk tembok sayap pangkal dengan sudut 30° dan untuk tembok pangkal vertikal dengan sudut 90° untuk jembatan dengan panjang hingga 60 m. Bentuk ini dapat dilihat pada sketsa Gambar 4.3.8. Jarang terdapat panjang jembatan lebih dari 60 m dengan jenis pangkal tersebut.

#### d. Pengaruh Pilar (Pelintasan Normal)

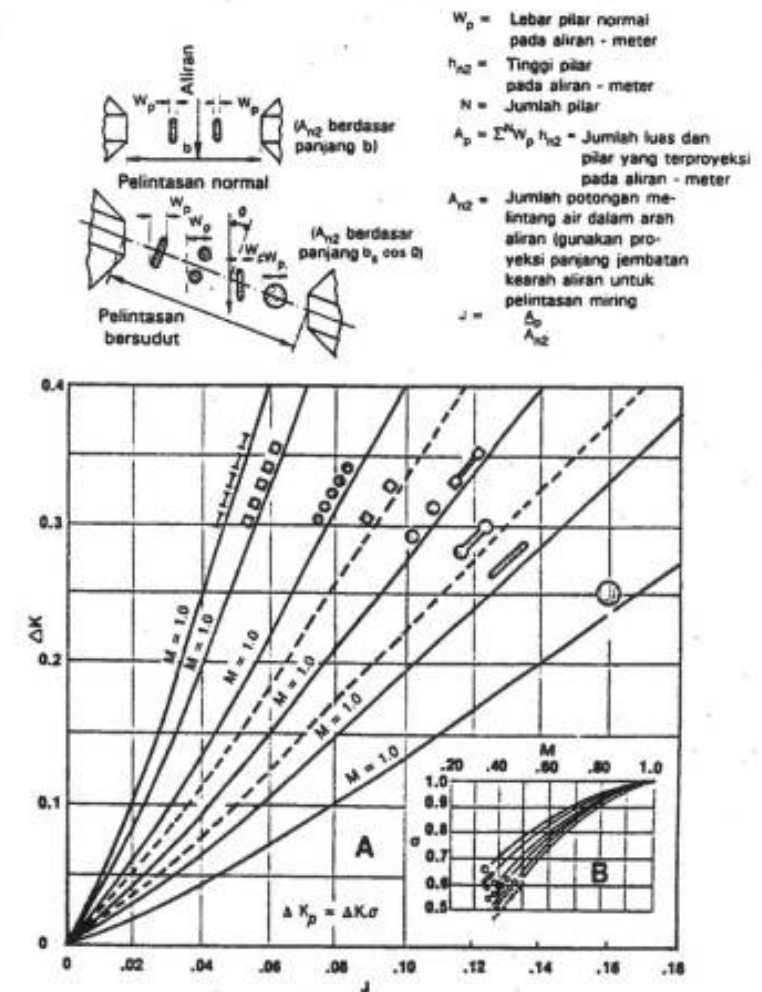
Arus balik yang disebabkan oleh penempatan pilar pada lokasi penyempitan jembatan direncanakan sebagai peningkatan koefisien arus balik  $\Delta K_p$ , yang ditambahkan pada koefisien kurva dasar  $K_b$  bila terdapat koefisien arus balik  $\Delta K_p$ , tergantung pada perbandingan yang dipikul luas pilar terhadap luas penuh bukaan jembatan, jenis pilar (atau susunan tiang dalam hal pilar tiang), nilai perbandingan bukaan jembatan  $M$ , dan sudut pilar terhadap arah

aliran banjir. Perbandingan luas air yang digunakan oleh pilar  $A_p$  terhadap luas air penuh pada penyempitan  $A_{n2}$ , keduanya berdasarkan muka air normal, ditetapkan dengan huruf  $J$ . Dalam menghitung luas air penuh  $A_{n2}$ , terdapatnya pilar pada penyempitan diabaikan. Peningkatan koefisien arus balik untuk jenis pilar dan pilar tiang umumnya dapat diperoleh dari Gambar 4.3.9. Dengan memasukkan nilai  $J$  yang tepat dalam Bagan A dan membaca keatas sampai jenis pilar yang tepat,  $\Delta K$  dibaca dari ordinat. Peroleh faktor koreksi  $\sigma$  dari Bagan B untuk perbandingan bukaan.

Peningkatan koefisien arus balik adalah :

$$K_p = \sigma \Delta K \quad (4.3.17)$$

Peningkatan koefisien arus balik untuk pilar tiang dapat dipakai, dimaksudkan untuk tujuan praktis, tidak tergantung pada diameter, lebar atau jarak tiang, tetapi



Gambar 4.3.9 - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Pilar

harus ditingkatkan bila terdapat lebih dari 5 tiang pada pilar tiang. Pilar tiang dengan 10 tiang harus diberi nilai  $\Delta K_p$  sekitar 20% lebih tinggi dari nilai yang tercantum untuk pilar tiang dengan 5 tiang. Bila terdapat kemungkinan bahwa sampah terkumpul pada pilar, atau tiang, dianjurkan untuk menggunakan nilai  $J$  lebih besar untuk mengimbangi penghalang tambahan tersebut. Untuk pelintasan biasa dengan pilar, koefisien arus

balik total menjadi :

$$K^* = K_b (\text{Gambar 4.3.8}) + \Delta K_p (\text{Gambar 4.3.9}) \quad (4.3.18)$$

#### e. Pengaruh Pilar (Pelintasan Miring)

Dalam hal pelintasan miring, pengaruh pilar direncanakan seperti penje-lasan pelintasan normal (Bagian 4.3.3.2.d) kecuali untuk perhitungan  $J$ ,  $A_{n2}$  dan  $M$ . Luas pilar untuk pelintasan miring  $A_p$  adalah

jumlah luas pilar individual tegak lurus pada arah umum aliran, seperti ditunjukkan oleh sketsa dalam **Gambar 4.3.9**. Perhatikan bagaimana lebar pilar  $W_p$  diukur bila pilar tidak sejajar dengan arah umum aliran. Luas penyempitan  $A_{n2}$ , untuk pelintasan miring adalah berdasarkan panjang proyeksi jembatan,  $b_s \cos \theta$  (**Gambar 4.3.11**). Lagi pula,  $A_{n2}$ , adalah nilai penuh dan termasuk luas yang digunakan oleh pilar. Nilai  $J$  adalah luas pilar  $A_p$ , dibagi oleh luas proyeksi penuh dari penyempitan jembatan. Keduanya diukur tegak lurus pada arah umum aliran. Perhitungan  $M$  untuk pelintasan miring juga berdasarkan panjang proyeksi jembatan, yang akan lebih banyak dijelaskan pada bagian 4.3.3.2.g.

#### f. Pengaruh Eksentrisitas

Menunjuk pada sketsa dalam **Gambar 4.3.10** dapat dilihat bahwa simbol  $Q_a$  dan  $Q_c$  pada Potongan 1 digunakan untuk mewakili debit yang dihalangi oleh timbunan jalan pendekat. Bila penampang melintang sangat asimetris sehingga  $Q_a$  kurang dari 20%  $Q_c$  atau sebaliknya, koefisien arus balik akan menjadi sedikit lebih besar daripada untuk  $M$  sebanding yang ditunjukkan dalam kurva dasar. Besarnya peningkatan koefisien arus balik  $\Delta K_c$ , dengan memperhitungkan pengaruh eksentrisitas, diperlihatkan dalam **Gambar 4.3.10**. Eksentrisitas ditentukan sebagai 1 dikurangi perbandingan debit

lebih yang kecil dibagi debit yang lebih besar diluar panjang proyeksi jembatan atau :

$$e = 1 - \frac{Q_c}{Q_a} \quad (4.3.19)$$

dimana  $Q_c < Q_a$  atau

$$e = 1 - \frac{Q_a}{Q_c}$$

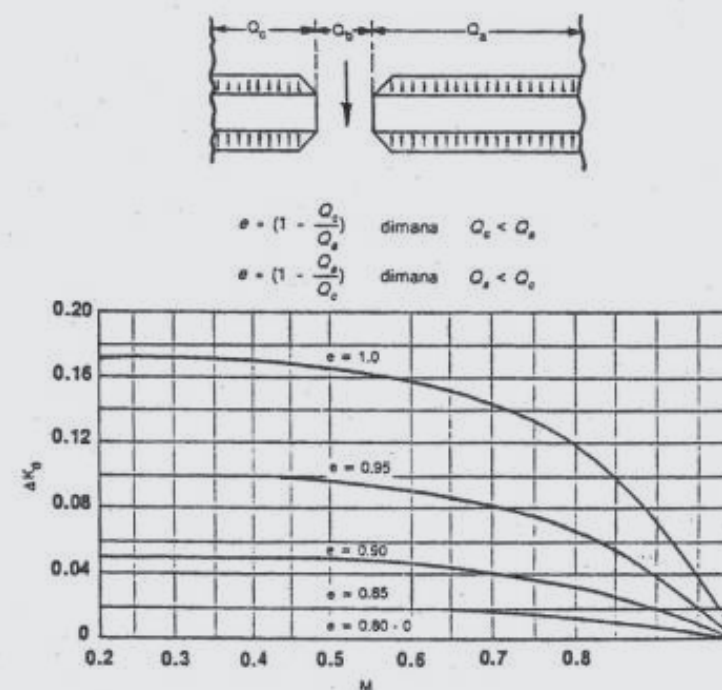
dimana  $Q_c > Q_a$  atau

Sketsa dalam **Gambar 4.3.10** akan membantu dalam menjelaskan terminologi. Sebagai contoh, bila  $Q_a/Q_c = 0.05$ , eksentrisitas  $e = (1 - 0.05)$  atau 0.95 dan kurva untuk  $e = 0.95$  dalam **Gambar 4.3.10** digunakan untuk memperoteh  $\Delta K_c$ . Pengaruh terbesar pada koefisien arus balik akibat eksentrisitas akan terjadi bila jembatan berada dekat tebing vertikal dimana dataran banjir hanya terjadi pada satu sisi dan eksentrisitas adalah 1.0. Koefisien arus balik keseluruhan untuk pelintasan eksentris ekstrim dengan tembok sayap atau pangkal kolom terbuka dan pilar akan menjadi seperti pada **Gambar 4.3.11**.

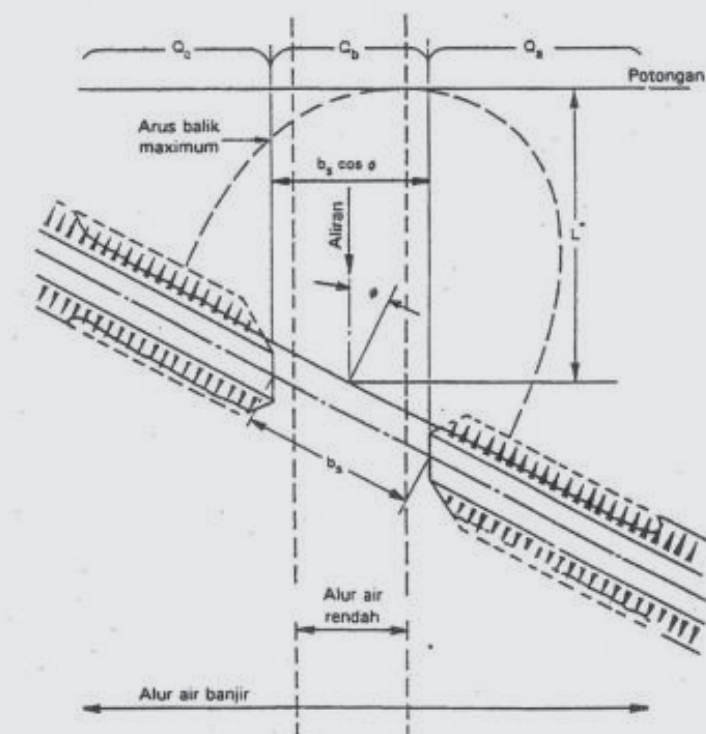
#### g. Pengaruh Kemiringan

Metode perhitungan untuk pelintasan miring berbeda dari pelintasan normal, sebagai berikut :

Perbandingan bukaan jembatan  $M$ , dihitung pada panjang proyeksi jembatan sepanjang garis pusat. Panjang diperoleh dengan memproyeksi bukaan jembatan disebelah udik sejajar dengan arah aliran

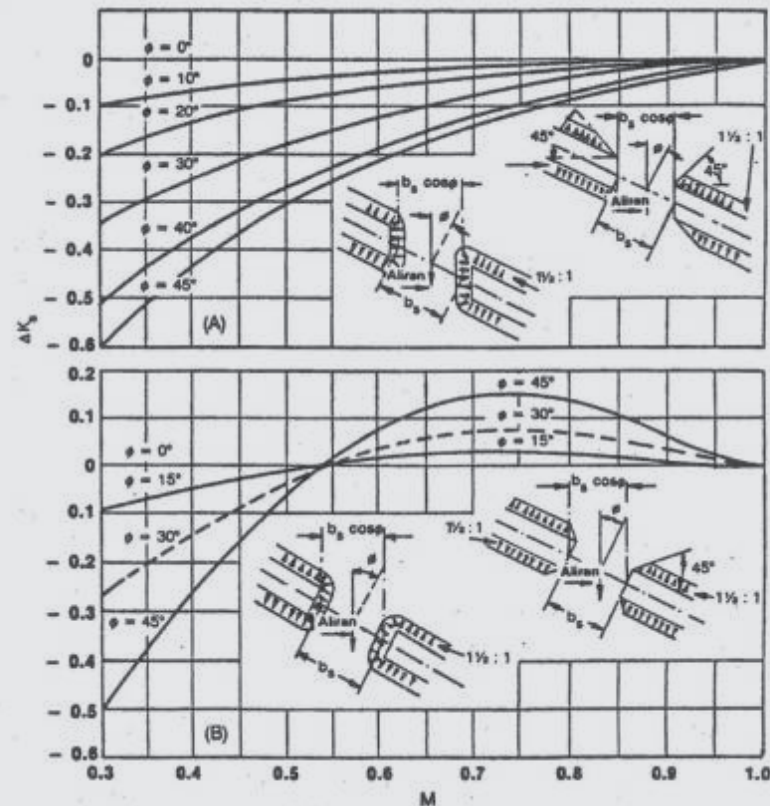


**Gambar 4.3.10** - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Eksentrisitas

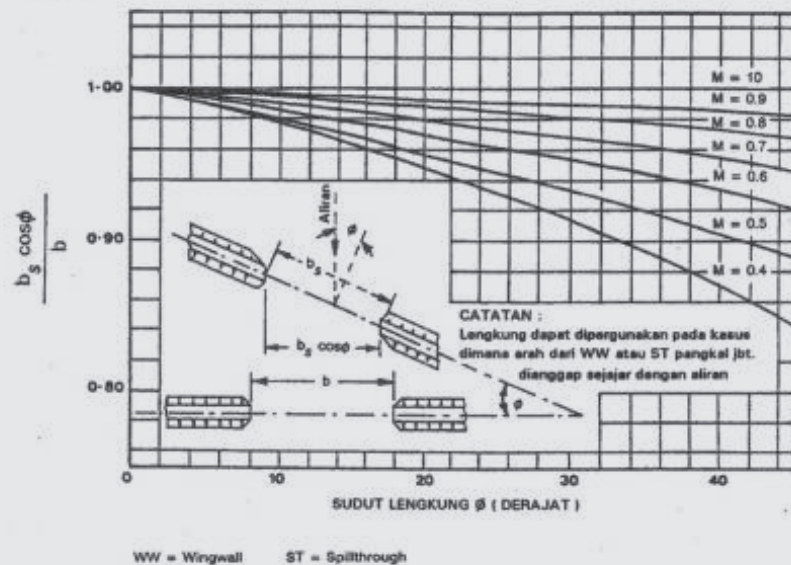


**Gambar 4.3.11** - Pelintasan Miring





Gambar 4.3.12 - Peningkatan Koefisien Arus Balik untuk Kemiringan



Gambar 4.3.13 - Perbandingan Panjang Proyeksi Normal terhadap Jembatan untuk Arus Balik Ekuivalen (Pelintasan Miring)

utama banjir seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.3.11. Arah aliran utama berarti arah banjir yang terjadi sebelum penempatan timbunan jalan pada sungai. Panjang bukaan penyempitan adalah  $b_s \cos \phi$  dan luas  $A_{n2}$  adalah berdasarkan panjang ini. Tinggi tekan kecepatan yang disubstitusi pada Rumus (4.3.14) adalah berdasarkan luas proyeksi  $A_{n2}$ .

Gambar 4.3.12 menunjukkan peningkatan koefisien arus balik  $\Delta K_s$  untuk pengaruh kemiringan, pada tembok sayap dan pangkal jenis kolom terbuka. Peningkatan koefisien bervariasi dengan perbandingan bukaan  $M$ , sudut kemiringan jembatan  $\phi$ , dengan arah umum aliran banjir, dan alinyemen permukaan pangkal, yang ditunjukkan oleh sketsa dalam Gambar 4.3.12.

Perhatikan bahwa peningkatan koefisien arus balik  $\Delta K_s$ , dapat menjadi negatif atau positif. Nilai negatif dihasilkan oleh cara perhitungan dan tidak perlu menunjukkan bahwa arus balik akan berkurang dengan penggunaan pelintasan miring. Peningkatan nilai tersebut dapat ditambahkan secara aljabar pada  $K_b$  yang diperoleh dari kurva dasar. Koefisien arus balik total untuk pelintasan miring dengan permukaan pangkal searah alinyemen aliran dan pilar akan menjadi (Rumus 4.3.21):

$$K^* = K_b (\text{Gambar 4.3.8}) + \Delta K_p (\text{Gambar 4.3.9}) + \Delta K_s (\text{Gambar 4.3.12a}) \quad (4.3.21)$$

Gambar 4.3.13 dipersiapkan dengan menggunakan data yang sama seperti Gambar 4.3.12. Dengan memasukkan sudut kemiringan dan nilai proyeksi  $M$  dalam Gambar 4.3.13, perbandingan  $b_s \cos \phi / b$  dapat dibaca pada ordinat. Dengan diketahuinya  $b$  dan  $h_1$  untuk pelintasan normal yang sebanding, maka dapat diperoleh  $b_s$  panjang bukaan yang diperlukan untuk jembatan miring agar menghasilkan jumlah arus balik yang sama untuk debit rencana. Bagan tersebut sangat membantu untuk perkiraan dan pengecekan.

#### 4.3.3.3 Pengaruh Penggerusan Pada Arus Balik

##### a. Umum

Perkiraan arus balik dalam pembahasan terdahulu telah dibatasi untuk kasus dimana tidak terjadi penggerusan. Dalam keadaan aktual dimana timbunan jalan pendekat aliran menyempit yang menyebabkan arus balik dan kecepatan lebih tinggi melalui bukaan jembatan, penggerusan akan terjadi bila dasar sungai terdiri dari material lepas atau lunak (untuk penjelasan kejadian penggerusan; lihat Bagian 7, *Prediksi Penggerusan*, dan Bagian 8, *Pengamanan Penggerusan*). Jumlah penggerusan akan tergantung pada material dasar sungai dan kecepatan aliran. Bila banjir bertahan



**Gambar 4.3.14** - Pengaruh Penggerusan pada Alur Air di Jembatan

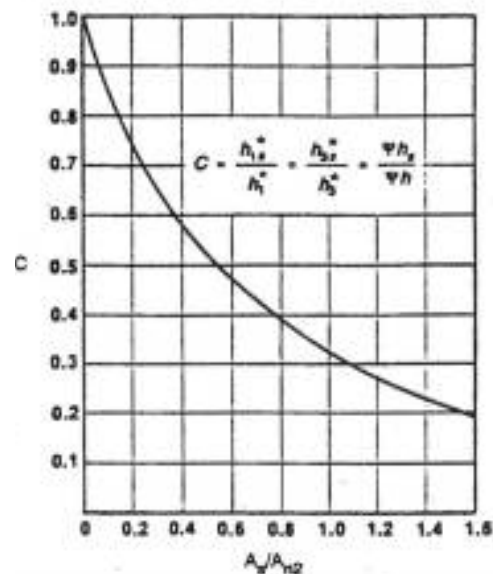
dalam jangka waktu cukup lama, kondisi seimbang mungkin dihasilkan oleh peningkatan luas alur air, resultanta reduksi dalam arus balik dan kecepatan, serta reduksi kapasitas aliran yang menyebabkan penggerusan lebih lanjut.

**Gambar 4.3.14** menunjukkan pengaruh penggerusan pada arus balik di jembatan.

Dalam hal dimana fundasi jembatan dapat diamankan secara baik (lihat Bagian 8), dapat disarankan agar membiarkan terjadi penggerusan, dengan tujuan agar penggunaan jembatan lebih pendek. Tujuan sama dapat diperoleh dengan memperluas alur air dibawah jembatan dengan penggalan mekanis selama pelaksanaan. Dalam hal demikian perlu ditentukan jumlah arus balik yang diharapkan dengan peningkatan luas alur air.

#### b. Penentuan Arus Balik

Kurva rencana yang diturunkan dari percobaan model tercakup pada **Gambar 4.3.15**.



**Gambar 4.3.15** - Faktor Koreksi untuk Penggerusan Arus Balik

Faktor koreksi untuk arus balik dengan penggerusan  $\left( C = \frac{h_{1s}^*}{h_1^*} \right)$

pada gambar sesuai dengan  $A_s/A_{n2}$  dimana istilah dengan subskrip, menunjukkan nilai dengan penggerusan, yang tanpa subskrip mewakili nilai sama yang dihitung dengan dasar sungai tetap. Apabila arus balik pada jembatan tertentu adalah 0,5 m tanpa penggerusan, ini akan berkurang sampai 0,26 m dengan penggerusan untuk memperluas alur air sampai dengan 50%, atau akan berkurang sampai 0,16 m bila luas alur air menjadi dua kali lipat. Pengurangan yang sama berlaku baik untuk perbandingan

$$\frac{h_{3s}^*}{h_3^*} \text{ dan } \frac{\psi h_s}{\psi h} \quad (4.3.22)$$

sehingga satu kurva akan cukup untuk ketiganya. Jadi untuk memperoleh arus balik dan keterangan yang berkaitan untuk lokasi jembatan dimana penggerusan dibiarkan terjadi, dimana penggerusan tidak dapat dihindari atau dimana alur air diperbesar selama pelaksanaan, maka terutama perlu untuk memperkirakan arus balik dan besaran lain yang diminta sesuai cara untuk dasar yang tetap dalam Bagian 4.3.3.2, menggunakan penampang melintang asli dari sungai di lokasi jembatan. Nilai ini

kemudian dikalikan dengan koefisien umum dari **Gambar 4.3.14** sebagai berikut :

$$h_{1s}^* = Ch_1^* \quad (4.3.23)$$

$$h_{3s}^* = Ch_3^* \quad (4.3.24)$$

$$\psi h_s = C\psi h \quad (4.3.25)$$

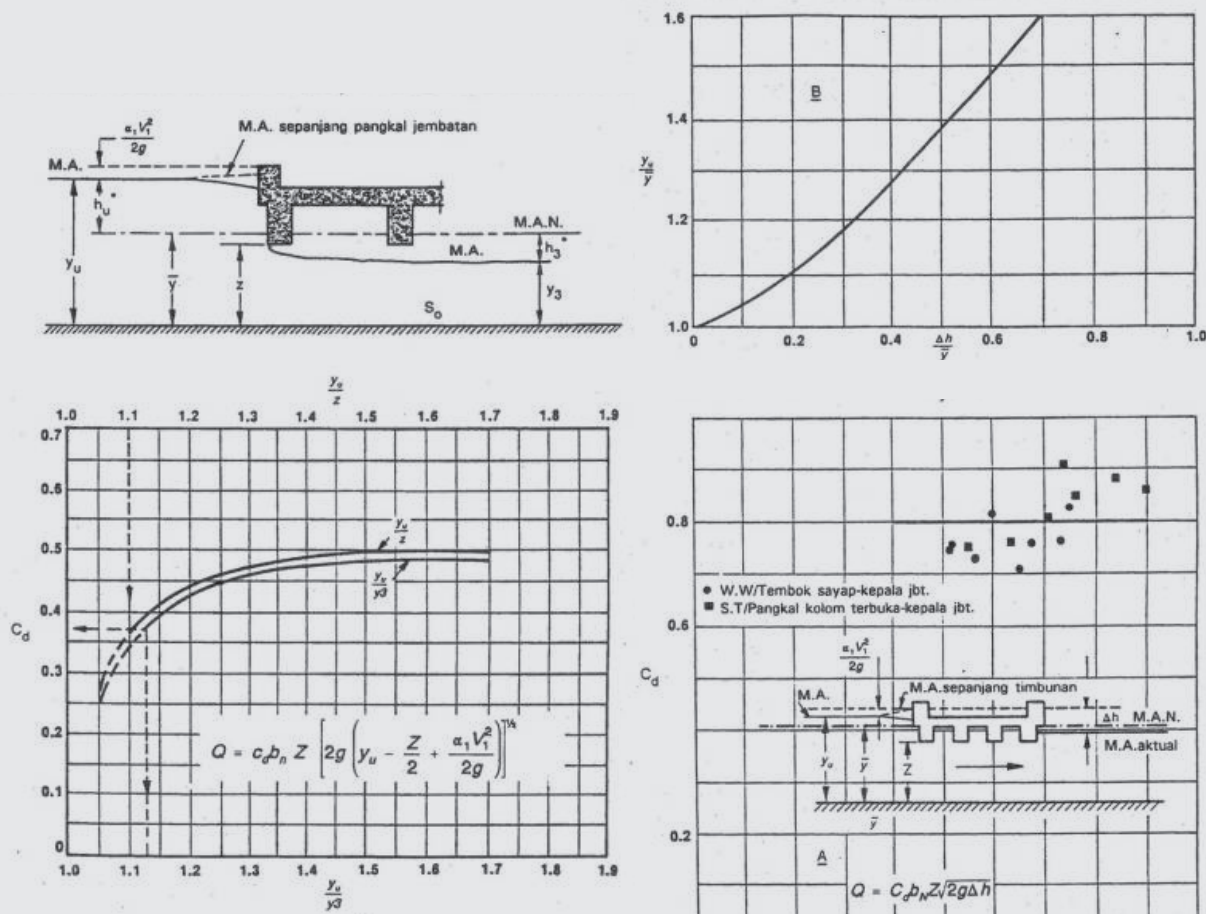
#### 4.3.3.4 Bangunan Atas Terendam Sebagian

##### a. Umum

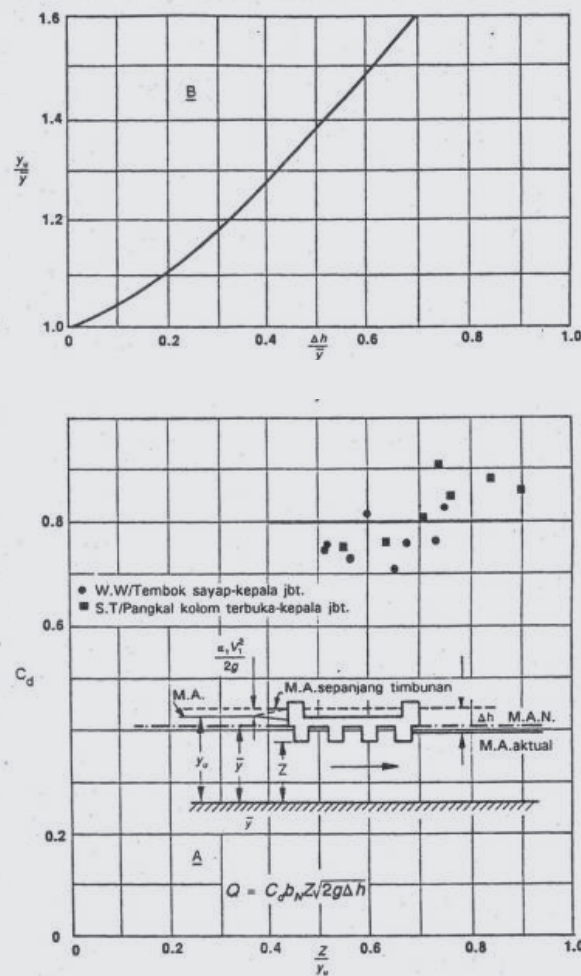
Timbul kasus dimana diperlukan untuk menghitung arus balik disebelah udik jembatan atau debit dibawah jembatan bila aliran berhubungan dengan gelagar. Sekali aliran bertemu dengan gelagar jembatan di sebelah udik, terjadi rongga aliran sehingga debit kemudian bervariasi sebagai akar tinggi tekan efektif. Hasilnya adalah peningkatan agak cepat pada debit untuk kenaikan sedang di tingkat udik sungai. Lebih besar debit tentunya, kemungkinan penggerusan meningkat dibawah jembatan. Terendahnya lantai jembatan merupakan kondisi yang jarang dalam perencanaan, tetapi sering terjadi pada jembatan lama.

Dua contoh kasus dibawah sebagai perbandingan, pertama dimana hanya

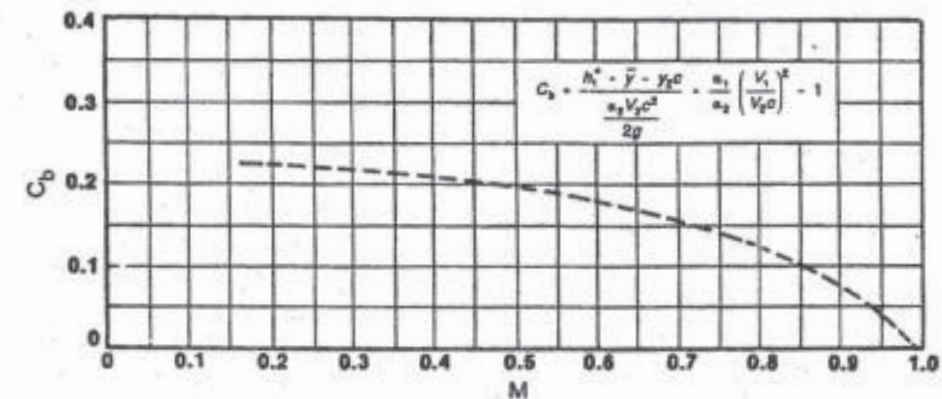




**Gambar 4.3.16** - Kasus 1 - Koefisien Debit untuk Gelagar Sebelah di Udik pada Aliran



**Gambar 4.3.17** - Kasus 2 - Koefisien Debit untuk Gelagar di Sebelah Udik pada Aliran



**Gambar 4.3.18** - Kurva Koefisien Arus Balik Sementara untuk Aliran Jenis II

gelagar sebelah udik yang terendam seperti ditunjukkan oleh sketsa dalam **Gambar 4.3.16** dan kedua dimana penyempitan jembatan beraliran penuh, semua gelagar berada pada aliran, seperti ditunjukkan dalam **Gambar 4.3.17**.

#### b. Kasus 1 - Gelagar di Sebelah Udik pada Aliran

Cara pendekatan paling mudah dan masuk akal adalah menganggap kondisi aliran ini sebagai masalah pintu air (kasus ekstrim).

Menggunakan rumus umum untuk aliran pada pintu air :

$$Q = C_d b_n Z \left[ 2g \left( y_u - \frac{Z}{2} + \alpha_1 \frac{V_1^2}{2g} \right) \right]^{1/2} \quad (4.3.26)$$

dimana

$Q$  = debit total ( $\text{m}^3/\text{detik}$ )

$C_d$  = koefisien debit

$b_n$  = lebar bersih alur air - tidak termasuk pilar (m)

$Z$  = jarak vertikal - dasar gelagar sebelah udik terhadap dasar sungai rata-rata dibawah jembatan (m)

$y_u$  = jarak vertikal - muka air sebelah udik terhadap dasar sungai rata-rata di jembatan (m).

Untuk Kasus 1, koefisien debit  $C_d$  pada gambar berkaitan dengan parameter  $y_u/Z$  pada **Gambar 4.3.18**. Kurva atas berlaku untuk koefisien debit dimana hanya gelagar sebelah udik berada dalam kontak dengan aliran. Dengan substitusi nilai dalam **Rumus (4.3.26)**, penyelesaian yang mungkin untuk muka air disebelah udik atau debit dibawah jembatan, tergantung pada besaran yang diketahui. Ternyata bahwa kurva koefisien (**Gambar 4.3.16**) mendekati nol apabila  $y_u/Z$  bernilai satu. Hal ini tidak terjadi apabila nilai batas dari  $y_u/Z$  untuk **Rumus (4.3.26)** yang berlaku adalah tidak kurang dari 1,1.



Terdapat suatu daerah peralihan antara  $y_u/Z = 1.0$  dan  $1.1$  dimana muka aliran bebas berubah sehingga membuat rongga aliran atau sebaliknya. Jenis aliran dalam batas variasi ini tidak dapat diprediksi. Untuk  $y_u/Z = 1.0$ , aliran tergantung pada kelandaian alami sungai, sedang faktor ini kurang penting setelah rongga aliran ditentukan atau  $y_u/Z > 1.1$ .

Dalam menghitung kurva umum arus balik di sungai yang melintasi jembatan yang ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.16*, perlu untuk mengetahui ketinggian muka air sebelah hilir dan udik dari jembatan. Kedalaman perkiraan alirannya, dapat diperoleh dari *Gambar 4.3.16* dengan memasukkan skala puncak dengan nilai tepat dari  $y_u/Z$  dan membaca kebawah sampai kurva atas, kemudian horisontal ke kurva bawah, dan akhirnya kebawah menuju skala yang lebih rendah seperti ditunjukkan oleh panah. Skala lebih rendah memberikan perbandingan  $y_u/y_3$ .

#### c. Kasus 2 - Semua Gelagar dalam Kontak dengan Aliran

Bila seluruh luas dibawah jembatan digunakan oleh aliran, perhitungan dilakukan dengan cara berbeda. Untuk menghitung muka air di udik jembatan, muka air di sebelah hilir dan debit harus diketahui. Atau bila debit diperlukan, penurunan pada muka air yang melintasi timbunan badan

jalan  $\Delta h$  dan luas bersih dibawah jembatan diperlukan. Titik percobaan pada *Gambar 4.3.17* adalah untuk tembok sayap dan pangkal kolom terbuka, menunjukkan koefisien debit bernilai tetap sebesar  $0,80$  untuk variasi kondisi percobaan. Rumus yang disarankan untuk jembatan dengan gelagar beton dengan rata-rata dua sampai empat jalur pada Kasus 2 adalah :

$$Q = 0,8b_n Z(2g\Delta h)^{1/2} \quad (4.3.27)$$

dengan simbol yang ditentukan sesuai *Rumus (4.3.26)*. Disini lebar bersih alur air (tidak termasuk lebar pilar) digunakan lagi. Sebaiknya diadakan pengukuran  $\Delta h$  melintang timbunan jalan tepat pada jembatan. Jembatan terendam sebagian bersaing dengan boks gorong-gorong terendam, tetapi pada skala besar. Perendaman, tentu dapat meningkatkan kemungkinan pengrusakan dibawah jembatan.

Untuk membuat kurva umum dari arus balik untuk sungai, perlu diketahui penurunan pada muka air melintang di jembatan yang lama dan juga ketinggian muka air aktual diudik atau hilir jembatan. Sekali lagi  $\Delta h$  dihitung dari *Rumus (4.3.27)*, kedalaman aliran sebelah hulu  $y_u$ , dapat diperoleh dari Bagan B, *Gambar 4.3.17* dimana  $\bar{y}$  adalah kedalaman dari tingkat normal sampai dasar sungai rata-rata pada jembatan dalam satuan meter.

#### 4.3.3.5 Aliran yang Melewati Kedalaman Kritis (Jenis II)

##### a. Pendahuluan

Perhitungan arus balik untuk sungai pada jembatan dengan gradien cukup terjal, dengan cara yang diuraikan sampai butir ini, dapat menghasilkan nilai tidak wajar. Bila hal ini terjadi, mungkin suatu tanda bahwa aliran tersebut adalah termasuk ke dalam Jenis II (lihat *Gambar 4.3.6*) dan analisis arus balik untuk tingkat subkritis dibawah jembatan, tetapi kembali ke aliran normal atau subkritis pada jarak tertentu sebelah hilir sungai. Dalam kasus aliran Jenis IIB, muka air melewati tingkat kritis di bawah jembatan dan kemudian turun ke bawah tingkat kritis sebelah hilir sungai. Satu-satunya sumber data untuk aliran Jenis II ini adalah studi model yang hanya meliputi batasan dari perbandingan kontraksi.

##### b. Koefisien Arus Balik

Rumus untuk koefisien arus balik untuk aliran Jenis II adalah :

$$C_b = \frac{h_1^* + \bar{y} - y_{2c}}{\alpha_2 \frac{V_{2c}^2}{2g}} + \frac{\alpha_1}{\alpha_2} \left( \frac{V_1}{V_{2c}} \right) - 1 \quad (4.3.28)$$

dimana

$\bar{y}$  = kedalaman normal pada penyempitan atau  $A_{n2}/b$  (m)

$y_{2c}$  = kedalaman kritis pada penyempitan atau  $A_{2c}/b$  (m)

$V_{2c}$  = kecepatan kritis pada penyempitan atau  $Q/A_{2c}$  (m/detik)

$V_{2c}$  = luas pada penyempitan dibawah kedalaman kritis (m)

$\alpha_2$  = koefisien tinggi tekan kecepatan untuk penyempitan.

Koefisien arus balik telah ditentukan dengan simbol  $c_b$  untuk membedakannya dari koefisien aliran subkritis.

Kurva dari *Gambar 4.3.18* memperhitungkan untuk perbandingan kontraksi saja, yang merupakan faktor utama. Pengaruh pilar, eksentrisitas dan kemiringan tidak dievaluasi karena sifat sementara dari kurva. Peningkatan koefisien dari *Gambar 4.3.9, 4.3.10, 4.3.11* untuk pilar, eksentrisitas dan kemiringan tidak berlaku untuk masalah aliran Jenis II.

Arus balik untuk aliran Jenis II tanpa toleransi untuk pilar, eksentritas dan kemiringan adalah:

$$h_1^* = \alpha_2 \frac{V_{2c}^2}{2g} (c_b + 1) - \alpha_1 + \frac{V_1^2}{2g} + y_{2c} - \bar{y} \quad (4.3.29)$$

##### c. Pengenalan Jenis Aliran

Kesulitan utama adalah untuk menentukan jenis aliran yang terjadi pada lokasi jembatan yang diusulkan di lapangan, disamping memulai perhitungan arus balik. Jawaban pasti tidak dapat diberikan karena kebanyakan masalah yang menyangkut alam hanya akan menjadi sebatas kasus.

Sebagai saran, mulailah mencoba pendekatan Jenis I untuk mengawali menghitung arus balik. Bila hasilnya ternyata tidak wajar, ulangi perhitungan arus balik dengan menggunakan pendekatan Jenis II. Umumnya terdapat perbedaan dalam dua hasil yang cukup besar sehingga hasil yang salah terlihat. Dengan kata lain, bila arus balik untuk Jenis II menghasilkan nilai lebih kecil dari perhitungan Jenis I, aliran pasti akan menjadi Jenis II.

#### 4.3.3.6 Tahapan Perencanaan

*Tabel 4.3.5* memberikan tahapan prosedur penentuan alur air di jembatan (yaitu, panjang jembatan dan ketinggian lantai).

**Tabel 4.3.5 - Tata Cara Perencanaan Penentuan Alur Air di Jembatan**

Tahap	Tata Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.5)
Tahap 1	Tentukan besarnya aliran di lokasi untuk periode ulang rencana menggunakan Bagian 5, Hidrologi, dari panduan ini.
Tahap 2	<p>Tentukan lengkung debit untuk sungai di lokasi jembatan sebagai berikut :</p> <p>a. Gambar penampang melintang sungai yang mewakili pada Potongan 1 (lihat <b>Gambar 4.3.4</b> dan <b>4.3.5</b>). Bila saluran cukup lurus dan penampang melintang cukup seragam sekitar jembatan, penampang melintang alami di lokasi jembatan dapat digunakan untuk maksud ini.</p> <p>b. Bagilah penampang melintang sesuai perubahan tertentu pada kedalaman aliran dan kekasaran. Tentukan nilai <math>n</math> koefisien kekasaran Manning pada tiap sub penampang (lihat <b>Tabel 4.3.1</b> sampai <b>4.3.4</b>).</p> <p>c. Hitung debit dalam tiap sub penampang (cara ditunjukkan dalam contoh perhitungan pada Bagian 4.3.3.7) untuk berbagai tingkat ketinggian. Jumlahkan debit dalam sub penampang untuk tiap tingkat ketinggian dan gambar kurva tingkat debit.</p>
Tahap 3	Tentukan tingkat ketinggian di lokasi jembatan untuk debit rencana dari kurva tingkat debit diatas.
Tahap 4	Pilih kecepatan aliran melalui bukaan jembatan untuk membatasi penggerusan atau membiarkan penggerusan sesuai permintaan.

Tahap	Tata Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.5)
Tahap 5	<p>Tentukan panjang minimum bukaan jembatan <math>b</math> yang diperlukan untuk melewati debit rencana dengan asumsi muka air berada pada tingkat ketinggian, seperti ditunjukkan dalam <b>Gambar 4.3.4.c</b>.</p> <p>Dalam hal mencakup pangkal kolom terbuka, dimana penampang melintang dari penyempitan adalah tidak teratur, nyatakan penampang tidak teratur ke dalam trapesium atau luas ekuivalen teratur seperti ditunjukkan pada <b>Gambar 4.3.5c</b>.</p> <p>Pilih ketinggian lantai jembatan dan cobalah panjang jembatan berdasarkan panjang minimum bukaan jembatan dan panjang bentang yang diminta.</p>
Tahap 6	<p>Tentukan jenis aliran (lihat Bagian 4.3.3.1.b) yang dicakup sebagai berikut :</p> <p>a. Hitung kecepatan rata-rata dari aliran melalui bukaan jembatan dengan membagi debit total (debit rencana) dengan luas penampang melintang aliran (antara pangkal dan dibawah ketinggian muka air normal).</p> <p>b. Hitung bilangan Froude <math>F</math> dalam penyempitan (lihat Bagian 4.3.2.1.d)</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• Bila <math>F</math> kurang dari 1.0 aliran adalah subkritis atau aliran Jenis I dan arus balik diperkirakan dengan menggunakan cara dalam Bagian 4.3.3.2.a.</li> <li>• Bila <math>F</math> lebih dari 1.0 aliran dalam penyempitan adalah superkritis dan aliran dalam saluran utama dari penampang melintang alami harus diperiksa dengan menghitung kecepatan rata-rata dan bilangan Froude dalam sungai utama.</li> <li>• Bila bilangan Froude dalam saluran utama juga lebih dari 1.0 aliran adalah superkritis sepanjang sungai atau aliran Jenis III dan arus balik tidak boleh terjadi (lihat Bagian 4.3.2.1.b). Bila bilangan Froude kurang dari 1.0 dalam sungai utama, tetapi lebih dari 1.0 dalam penyempitan aliran melewati kritisini adalah termasuk Jenis IIA atau IIB. Bagaimanapun, seperti disebut pada Bagian 4.3.3.5 kebanyakan kondisi aliran Jenis II adalah kasus batas dan disarankan agar arus balik dihitung untuk kasus Jenis I dan Jenis II dan nilai yang terkecil diambil.</li> </ul> <p>Harus diperhatikan juga bahwa dalam banyak kasus penggerusan akan meningkatkan alur air di jembatan dan mengurangi kecepatan dalam penyempitan, yang akan mengurangi aliran yang melalui penyempitan dari kritis ke subkritis.</p>
Tahap 7	Hitung arus balik dengan menggunakan cara relevan yang sesuai jenis aliran yang dimaksud.

Tahap	Tata Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.5)
Tahap 8	<p>Setelah sampai pada tingkat ketinggian dan arus balik untuk debit rencana,dan panjang percobaan jembatan, periksa asumsi ketinggian lantai.</p> <p>a. Pada bukaan jembatan, periksa antara muka air (ketinggian air normal anggapan) dan tepi bawah lantai jembatan. Ini tidak boleh kurang dari 1 m.</p> <p>b. Sepanjang timbunan jalan dimana ketinggian air adalah jumlah dari tingkat ketinggian dan arus balik, periksa bahwa terdapat cukup jarak bebas terhadap tepi atas timbunan. Ini tidak boleh kurang dari 1 m.</p> <p>Bila terdapat jarak bebas yang kurang dibawah jembatan, naikkan ketinggian lantai jembatan dan bila perlu hitung kembali arus balik. Bila terdapat jarak bebas yang kurang terhadap tepi atas timbunan, naikkan ketinggian timbunan atau kurangi arus balik dengan menggunakan jembatan yang lebih panjang.</p>

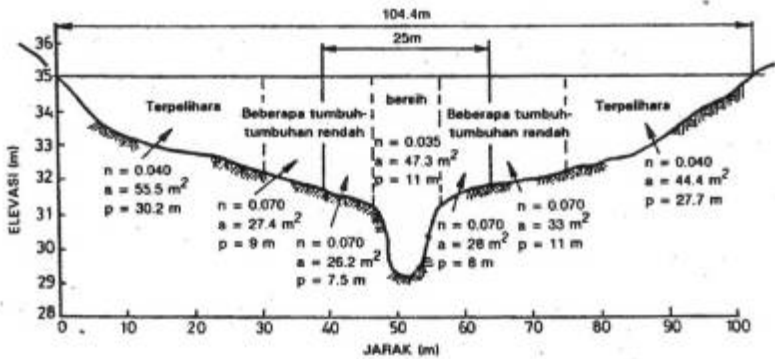
4.3.3.7 Contoh Perhitungan

Contoh perhitungan dalam *Tabel 4.3.7* memberikan tahapan perencanaan untuk pelintasan yang diuraikan pada *Tabel 4.3.8*.

a. Detail/ Rincian Pelintasan

*Tabel 4.3.6 - Contoh Perhitungan - Detail Pelintasan*

Detail	Deskripsi - Lihat Gambar 4.3.19, 4.3.20 &4.3.21
Detail 1	Sungai cukup lurus, penampang melintang relatif tetap disekitar jembatan, pelintasan tegak lurus pada arah normal dari aliran.
Detail 2	Kelandaian rata-rata sungai di sekitar jembatan, s = 0.00042 m/m.
Detail 3	Bangunan bawah jembatan dibangun dengan lima tiang berdiameter 500 mm pada tiap pilar.
Detail 4	Pangkal jembatan jenis kolom terbuka dengan kelandaian 1.5 : 1



*Gambar 4.3.19 - Penampang Melintang Sungai Dilokasi Jembatan (dilihat dari udik sungai)*

b. Tahap Perencanaan

*Tabel 4.3.7 - Contoh Perhitungan - Tahapan Perencanaan*

Tahap	Cara perhitungan - (Tabel 4.3.7)
Tahap 1	Debit rencana adalah 220 m³/detik
Tahap 2	<p>Tentukan lengkung debit</p> <p>a. <b>Gambar 4.3.19</b> menunjukkan penampang melintang sungai dilokasi jembatan.</p> <p>b. Pembagian penampang melintang dan nilai n Manning juga diberikan pada <b>Gambar 4.3.19</b>.</p> <p>c. Untuk kemudahan hanya tingkat ketinggian sebesar 35.0 m yang diselidiki. <b>Tabel 4.3.8</b> menunjukkan perhitungan debit untuk tingkat ketinggian sebesar 35.0 m.</p> <p>Debit untuk tingkat ketinggiayang lain dihitung dengan cara serupa dan lengkung debit digambar seperti ditunjukkan pada <b>Gambar 4.3.20</b>.</p>
Tahap 3	Dari <b>Gambar 4.3.20</b> dapat dilihat bahwa tingkat ketinggian di lokasi jembatan untuk debit rencana sebesar 220 m³/detik adalah 35.0 m.

Tahap	Cara perhitungan - (Tabel 4.3.7)
Tahap 4	<p>Asumsi kecepatan rata-rata maksimum melalui bukaan jembatan, <math>V_{maks} = 2.2</math> m/detik</p> <p>Tanpa gerusan, panjang bukaan <math>b</math> minimum jembatan yang diperlukan untuk melewati debit rencana</p> $b = \frac{Q}{V_{maks}} \times \frac{1}{y}$ <p>dimana <math>y</math> = kedalaman rata-rata aliran dalam penyempitan = 4.2 m</p> $b = \frac{220}{2.2} \times \frac{1}{4.2} = 23.8\text{m}$ <p>Anggap panjang bukaan jembatan sebesar 25 m yang dipasang seperti ditunjukkan pada <b>Gambar 4.3.19</b>.</p> <p>Dengan asumsi ketinggian lantai sebesar 38.5 m dan penempatan pangkal kolom terbuka untuk memelihara luas alur air sama, coba gunakan panjang jembatan sebesar 34 m (konfigurasi bentang 10 m - 14 m - 10 m) dengan tinggi struktural lantai jembatan sebesar 1 m seperti ditunjukkan dalam <b>Gambar 4.3.21</b>.</p>
Tahap 5	<p>Tentukan jenis aliran. Hitung bilangan Froude <math>F</math> dalam penyempitan :</p> $F = \frac{V}{\sqrt{gd}}$ <p><math>V</math> = kecepatan rata-rata melalui bukaan jembatan = 2.2 m/detik <math>d = y = 4.2</math> m</p> <p>Aliran adalah subkritis atau aliran Jenis I.</p>
Tahap 6	Hitung daya angkut dalam tiap sub penampang untuk debit rencana seperti ditunjukkan dalam <b>Tabel 4.3.8</b> .

Tahap	Cara perhitungan - (Tabel 4.3.7)
Tahap 7	<p>Hitung koefisien energi kinetik <math>\Sigma 1</math>.</p> <p>a. Hitung kecepatan <math>v</math> dan <math>gv^2</math> pada tiap sub penampang seperti ditunjukkan dalam <b>Tabel 4.3.8</b>.</p> <p>b. Hitung kecepatan rata-rata <math>V_{n1}</math> pada penampang saluran</p> $V_{n1} = \frac{Q}{A_{n1}} = \frac{220}{261.4} = 0.84 \text{ m/detik}$ <p>c. Kemudian</p> $\alpha_1 = \frac{\sum(qv^2)}{QV_{n1}^2} = \frac{246.2}{220 \times (0.84)^2}$
Tahap 8	Hitung perbandingan bukaan jembatan, $M$ (lihat <b>Tabel 4.3.8</b> ).
Tahap 9	<p>Tentukan koefisien arus balik total <math>K^*</math></p> <p>a. Tentukan koefisien kurva dasar <math>K_b</math> dari <b>Gambar 4.3.8</b> dengan <math>M = 0.5K_b = 1.12</math></p> <p>b. Tentukan peningkatan koefisien arus balik <math>K_p</math> untuk pengaruh pilar. Dari <b>Gambar 4.3.21</b> luas penampang air penuh dari penyempitan <math>A_{n1} = 98.9</math></p> <p>Untuk 2 pilar yang terdiri dari 5 tiang berdiameter 500 mm, luas penghalang : <math>A_p = (0.5 \times 3.5) \times 2 = 3.5 \text{ m}^2</math></p> <p>Dari <b>Gambar 4.3.9a</b> untuk <math>M = 1.0</math> <math>\Delta K = 0.12</math> dan <b>Gambar 4.3.9b</b> untuk <math>M = 0.5</math>, <math>\sigma = 0.68</math>.  <math>\Delta K_p = \Delta K_\sigma = 0.12 \times 0.68 = 0.082</math></p> <p>c. Karena eksentrisitas kurang dari 20% <math>\Delta K_c = 0</math>.</p> <p>d. Dengan tanpa kemiringan, <math>\Delta K_s = 0</math>.</p> <p>e. Jadi, koefisien arus balik  <math>K^* = K_b + \Delta K_p + \Delta K_c + \Delta K_s = 1.12 + 0.082 + 0.0 + 0.0 = 1.202</math></p>





**Tabel 4.3.8** - Contoh Perhitungan - Besaran Sungai Alami (Untuk Tingkat ketinggian 35.0 m)

Sub Penampang		Tahap 2 - Tabel 4.3.8						Tahap 6	Tahap 7	
		n	a m <sup>2</sup>	p m	r = a/p m	r <sup>2/3</sup>	q m <sup>3</sup> / det	K = q/ s <sup>1/2</sup>	v = q/a m/ det	qv <sup>2</sup>
Q <sub>A</sub>	0-30	0.040	55.3	30.2	1.83	1.50	42.4	2069.2	0.77	25.1
	30-39	0.070	27.4	9.0	3.04	2.10	18.8	822.2	0.61	8.2
Q <sub>B</sub>	39-48.5	0.070	28.2	7.5	3.49	2.30	17.7	861.7	0.67	7.9
	48.5-56	0.035	47.3	11.0	4.30	2.64	73.2	3573.6	1.55	175.9
	56-64	0.079	28.0	8.0	3.50	2.31	18.9	922.1	0.67	8.5
Q <sub>C</sub>	64-75	0.070	33.0	11.0	3.00	2.08	20.1	980.6	0.61	7.5
	75- 102.5	0.040	44.2	27.7	1.60	1.37	30.9	1508.9	0.70	15.1
A <sub>n1</sub> = 261.40		Q = 220.00		Σqv <sup>2</sup> = 248.20						

#### 4.3.4 Perencanaan Alur Air Gorong-Gorong

##### 4.3.4.1 Lingkup

Bagian dari buku panduan ini mencakup pembahasan singkat mengenai kapasitas hidraulik gorong-gorong konvensional dan nomograf untuk memilih ukuran gorong-gorong pada kondisi yang diberikan.

##### 4.3.4.2 Jenis Aliran

Pengujian laboratorium dan pengamatan di lapangan menunjukkan dua jenis aliran gorong-gorong utama :

- aliran dengan pengendali masukan, dan
- aliran dengan pengendali keluaran.

Untuk tiap jenis pengendali, faktor dan rumus yang digunakan berbeda untuk

menghitung kapasitas hidraulik gorong-gorong. Pada pengendali masukan, luas penampang melintang rongga gorong-gorong, geometri masukan dan jumlah tinggi tekan air atau genangan pada gerbang adalah hal yang paling penting. Pengendali keluaran mencakup pertimbangan tambahan untuk ketinggian arus dalam saluran keluaran dan kelandaian, kekasaran dan panjang rongga gorong-gorong.

Dengan perhitungan hidraulika dapat ditentukan jenis aliran yang mungkin terjadi pada gorong-gorong untuk kondisi yang diberikan. Bagaimanapun, keperluan untuk membuat perhitungan ini dapat dihindari, yaitu dengan menghitung kedalaman tinggi tekan air dari nomograf yang terdapat disini untuk pengendali masukan dan keluaran,

dan kemudian menggunakan nilai yang lebih tinggi untuk menunjukkan jenis pengendali dan kedalaman tinggi tekan air. Metode untuk penentuan jenis pengendali ini adalah tepat kecuali untuk berbagai kasus dimana tinggi tekan air adalah kurang lebih sama untuk kedua jenis pengendali.

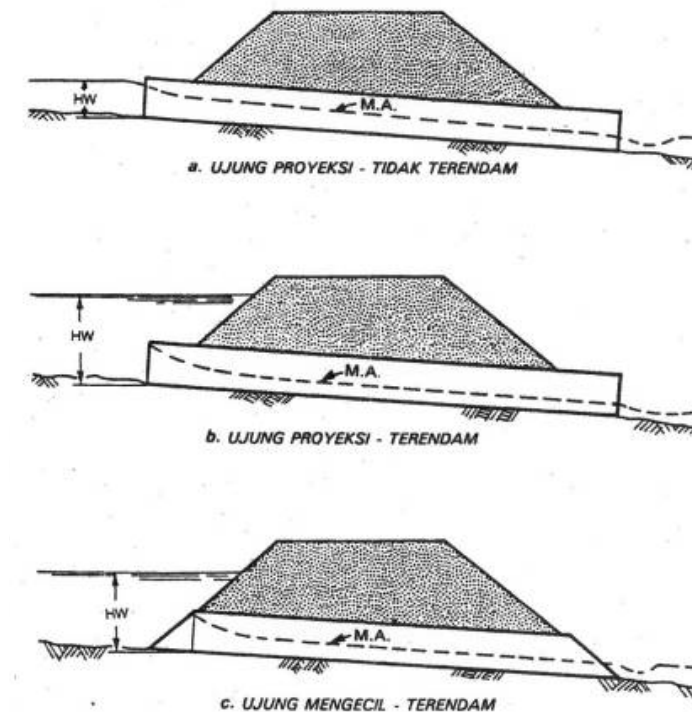
Kedua jenis aliran yaitu pengendali masukan dan keluaran dibahas secara singkat dalam bagian ini, berikut dengan cara penggunaan nomograf.

##### 4.3.4.3 Pengendali Masukan

Pengendali masukan berarti bahwa kapasitas debit gorong-gorong dikendalikan pada gerbang gorong-gorong oleh kedala-

man tinggi tekan air, HW dan geometri gerbang, termasuk bentuk rongga dan luas penampang melintang serta jenis tepi masukan. Sketsa pengendali aliran masukan untuk proyeksi gerbang tidak terendam dan terendam ditunjukkan dalam **Gambar 4.3.22a** dan **4.3.22b**. **Gambar 4.3.22c** menunjukkan gerbang aliran mengecil pada kondisi terendam dengan pengendali masukan.

Pada pengendali masukan, kekasaran dan panjang rongga gorong-gorong dan kondisi keluaran (termasuk kedalaman muka air hilir) tidak merupakan faktor penentu kapasitas gorong-gorong. Peningkatan pada kelandaian rongga mengurangi tinggi tekan air sampai tingkat

**Gambar 4.3.22** - Gorong-gorong dengan Pengendali Masukan

terendah dan tiap koreksi kelandaian dapat diabaikan untuk gorong-gorong konvensional atau umum, yang mengalir dengan pengendali masukan.

Untuk semua perencanaan gorong-gorong, tinggi tekan air atau kedalaman genangan pada gerbang gorong-gorong adalah faktor penting dalam kapasitas gorong-gorong. Kedalaman tinggi tekan air (atau tinggi tekan air HW) adalah jarak vertikal dari permulaan gorong-gorong pada gerbang terhadap garis energi tinggi tekan air kolam (kedalaman + tinggi tekan kecepatan). Karena pada umumnya kecepatan aliran pada mulut kolam rendah dan kesulitan penentuan tinggi tekan kecepatan untuk semua aliran, muka air dan garis energi pada gerbang dianggap berhimpit, jadi kedalaman tinggi tekan air yang diberikan oleh bagian pengendali masukan dapat lebih besar dan akan dibagi kedalam beberapa instalasi. Untuk maksud pengukuran tinggi tekan air, titik bawah gorong-gorong pada gerbang adalah titik rendah dalam bukaan gorong-gorong pada permulaan penampang melintang penuh dari rongga gorong-gorong.

#### 4.3.4.4 Pengendali Keluaran

Gorong-gorong yang mengalir dengan pengendali keluaran, dapat mengalir dengan rongga gorong-gorong penuh atau sebagian penuh, untuk sebagian panjang rongga atau seluruhnya (lihat *Gambar 4.3.23*). Bila selu-

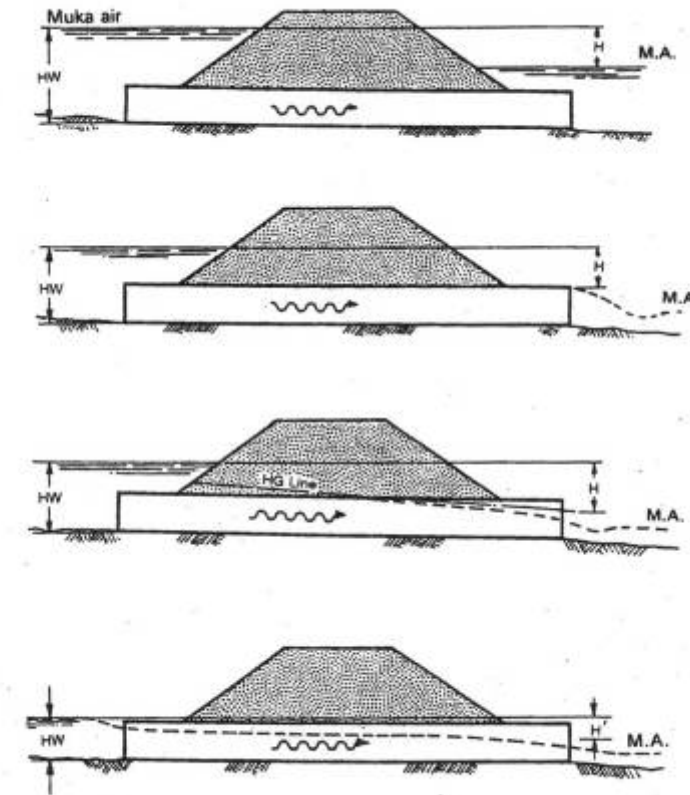
ruh penampang melintang rongga terisi air untuk panjang total dari rongga, gorong-gorong tersebut berada dalam aliran penuh atau beraliran penuh, *Gambar 4.3.23c* dan *4.3.23d*. Tahapan yang diberikan dalam panduan ini memberikan tata cara untuk menentukan secara tepat kedalaman tinggi tekan air pada kondisi aliran yang ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.23a*, *4.3.23b* dan *4.3.23c*. Cara yang diberikan untuk kondisi aliran penuh, *Gambar 4.3.23d*, memberikan ketepatan dalam hasil kedalaman air yang menurun  $n$ , bila tinggi tekan air menurun.

Tinggi tekan  $H$  (*Gambar 4.3.23a*) atau energi yang diperlukan untuk melewati kuantitas air yang melalui gorong-gorong yang mengalir pada pengendali keluaran dengan rongga beralir penuh sepanjang alirannya dibentuk dari tiga bagian utama. Tiga bagian ini umumnya dinyatakan dalam meter dan mencakup tinggi air kecepatan  $H_v$ , kehilangan permulaan  $H_e$ , dan kehilangan gesekan  $H_f$ . Energi ini diperoleh dari genangan air pada gerbang dan dinyatakan dalam bentuk rumus

$$H = H_v + H_e + H_f \quad (4.3.30)$$

Tinggi tekan kecepatan  $H_v$  sama dengan  $V^2/2g$  dengan  $V$  adalah kecepatan rata-rata pada rongga gorong-gorong (kecepatan rata-rata adalah debit  $Q$ , dalam  $m^3/detik$ , dibagi oleh luas penampang melintang  $A$  dalam  $m^2$  dari rongga).

Kehilangan permulaan  $H_e$  tergantung pada geometrik pada tepi masukan.



**Gambar 4.3.23** - Gorong-gorong dengan Pengendali Masukan

Kehilangan ini dinyatakan sebagai koefisien  $k_e$  dikalikan dengan tinggi tekan kecepatan rongga atau  $H_e = k_e V^2/2g$ . Koefisien kehilangan permulaan  $k_e$  untuk berbagai jenis gerbang pada saat aliran berada pada pengendali keluaran, diberikan dalam *Tabel 4.3.9*.

Kehilangan gesekan  $H_f$ , adalah energi yang diperlukan untuk mengatasi kekasaran rongga gorong-gorong.  $H_f$  dapat dinyatakan dalam beberapa cara. Karena kebanyakan perencanaan jembatan mengenal  $n$  Manning, maka digunakan rumus berikut :

$$H_f = \left[ \frac{19.6 n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (4.3.31)$$

dimana :

$n$  = koefisien kekasaran Manning (lihat nomograf untuk nilai-nilai)

$L$  = panjang rongga gorong-gorong (m)

$V$  = kecepatan rata-rata aliran pada rongga gorong-gorong (m/detik)

$g$  = percepatan gravitasi, 9,81 (m/detik<sup>2</sup>)

$R$  = jari-jari hidraulik atau  $A/WP$  ( $m^2$ )

dimana

$A$  = luas aliran untuk penampang melintang penuh ( $m^2$ )

$WP$  = keliling basah (m)

Substitusi pada *Rumus 4.3.30* dan setelah disederhanakan, maka akan diperoleh aliran penuh

$$H_f = \left[ 1 + k_e \frac{19.6 n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g} \quad (4.3.32)$$

*Gambar 4.3.24* menunjukkan istilah *Rumus 4.3.32*, garis energi, garis kelandaian hidraulik dan kedalaman tinggi tekan air,  $HW$ . Garis energi mewakili energi total pada tiap titik sepanjang rongga gorong-gorong. Garis kelandaian hidraulik terkadang disebut garis tekanan, ditentukan oleh ketinggian muka air yang naik pada pipa vertikal kecil yang dipasang sepanjang dinding gorong-gorong.

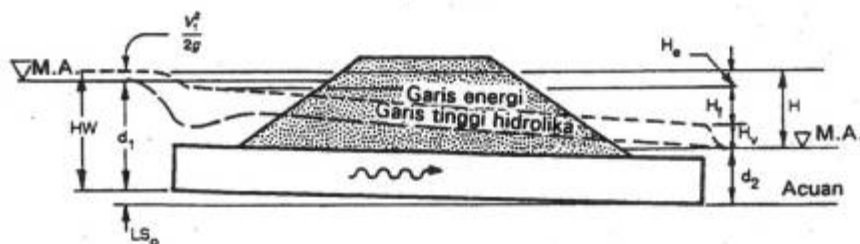
Garis energi dan garis tekanan adalah sejajar sepanjang rongga, kecuali sekitar dekat masukan dimana aliran menyempit dan melebar kembali. Perbedaan ketinggian antara dua garis ini adalah tinggi tekan kecepatan,  $V^2/2g$ .

*Rumus 4.3.32* dapat diselesaikan secara cepat dengan penggunaan nomograf aliran penuh, *Gambar 4.3.30* sampai *4.3.33*.

Rumus yang terdapat pada nomograf ini sama dengan *Rumus 4.3.32* yang dinyatakan dalam bentuk lain. Tiap nomograf, digambar untuk nilai tunggal  $n$  seperti yang terdapat pada bagan yang bersangkutan. Nomograf ini dapat digunakan untuk nilai  $n$  yang lain dengan modifikasi panjang gorong-gorong.

Memperoleh nilai  $H$  dari nomograf tidak menyelesaikan masalah secara keseluruhan untuk jenis aliran pengendali keluaran. Tinggi tekan air harus ditentukan, dan faktor lain seperti kelandaian rongga gorong-gorong serta kondisi keluaran harus disertakan dalam perhitungan ini.

Nilai  $H$  (meter) harus diukur dari suatu ketinggian pengendali di keluaran. Ketinggian pengendali tergantung pada laju debit atau ketinggian muka arus air. Untuk kemudahan, nilai  $h_o$  digunakan sebagai jarak (meter) dari titik bawah gorong-gorong (garis aliran) pada keluaran terhadap ketinggian pengendali. Rumus berikut digunakan



**Gambar 4.3.24** - Terminologi untuk Kondisi Aliran Penuh

untuk menghitung tinggi tekan air ( $HW$ ):

$$HW = h_o + H - LS_o \quad (4.3.33)$$

dimana  $S$ , adalah kelandaian garis aliran dalam (meter per meter) dan semua istilah dalam meter. Penentuan  $h$ , dibahas dalam paragraf berikut untuk berbagai kondisi aliran pada keluaran.

Bila muka air dalam saluran keluaran (ketinggian muka air hilir) berada diatas puncak rongga pada keluaran (*Gambar 4.3.23a*) penyelesaian untuk  $HW$  sangat sederhana. Kedalaman  $TW$  adalah sama dengan  $h_o$  dan hubungan  $HW$  dengan istilah lain dalam *Rumus 4.3.33* ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.25*.

Bila ketinggian muka air hilir berada dibawah puncak atau tepi atas gorong-gorong pada keluaran, penentuan  $h_o$  untuk debit dan ukuran gorong-gorong tertentu lebih sulit. *Gambar 4.3.23 (b, c dan d)*,  $h_o$  diperoleh dengan membandingkan dua nilai :

- $TW$  kedalaman di saluran keluaran dan
- $d_c + D/2$  dan harga  $h_o$  adalah nilai terbesar dari nilai tersebut.

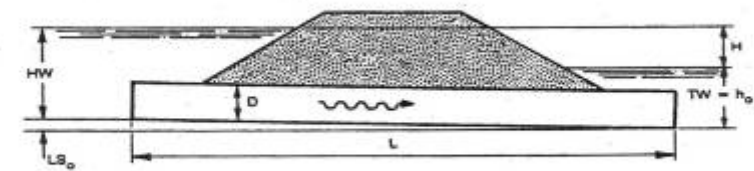
Fraksi  $d_c + D/2$  adalah penyederhanaan

untuk menghitung  $h_o$  bila muka air hilir rendah dan debit tidak mengisi rongga gorong-gorong pada keluaran. Dalam fraksi ini  $d_c$  adalah kedalaman kritis seperti ditentukan dari *Gambar 4.3.34* dan *4.3.35* dan  $D$  adalah tinggi gorong-gorong. Nilai  $d_c$  tidak boleh melebihi  $D$ , maka dibuat batas atas dari fraksi ini bernilai sama dengan  $D$ . Sketsa dalam *Gambar 4.3.26* menunjukkan istilah *Rumus 4.3.33* untuk kasus yang dibahas diatas.

Dari penyelesaian yang lebih teliti diperoleh bahwa *Rumus 4.3.33* memberikan jawaban yang tepat apabila gorong-gorong beraliran penuh untuk bagian panjang rongga seperti ditunjukkan oleh *Gambar 4.3.28*. Kondisi aliran ini akan terjadi bila muka air hilir seperti ditentukan oleh *Rumus 4.3.33* adalah sama atau lebih besar dari besaran :

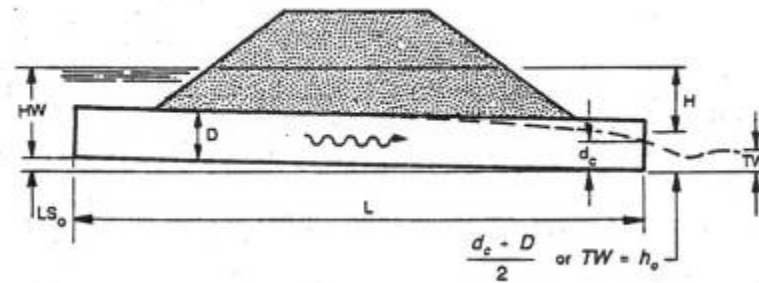
$$D = (1 + k_e) \frac{V^2}{2g} \quad (4.3.34)$$

dimana  $V$  adalah kecepatan rata-rata untuk penampang melintang penuh dari rongga,  $k_e$ , koefisien kehilangan permulaan, dan



**Gambar 4.3.25** - Muka Air Hilir Diatas Puncak Gorong-gorong





**Gambar 4.3.26** -Muka Air Hilir Dibawah Puncak Gorong-gorong

$D$  tinggi gorong-gorong. Bila tinggi tekan air menurun dibawah titik ini, maka muka air akan bebas sepanjang rongga gorong-gorong seperti dalam *Gambar 4.3.23d* dan *Rumus 4.3.33* memberi jawaban seperti dijelaskan dalam paragraf berikut.

Dalam kasus *Gambar 4.3.23d*, *Rumus 4.3.33* digunakan untuk mencari  $HW$  bila muka air bebas terdapat sepanjang rongga. Perhitungan demikian tidak memberikan hasil nilai yang tepat karena satu-satunya cara untuk mencari  $HW$  dalam hal ini adalah dengan perhitungan arus balik yang dimulai pada keluaran gorong-gorong. Bagaimanapun *Rumus 4.3.33* akan memberikan jawaban cukup teliti untuk maksud perencanaan bila tinggi tekan air dibatasi sampai nilai lebih besar dari  $0.75D$ .  $H'$  digunakan dalam *Gambar 4.3.23d* untuk menunjukkan bahwa kehilangan kapasitas gorong-gorong dalam *Hydraulic Engineering Circular No. 10* (Pustaka 4.3.9) memberikan penyelesaian lebih teliti dan mudah untuk kondisi aliran muka air bebas ini.

Walaupun tahapan dalam bagian ini terutama untuk penggunaan dalam pemilihan ukuran gorong-gorong agar bisa melewati debit tertentu pada tinggi tekan air tertentu, pengertian lebih baik mengenai cara kerja gorong-gorong diperoleh dengan menggambar kurva perilaku pada berbagai variasi debit dan kelandaian rongga. Kurva demikian dapat juga digunakan untuk membandingkan ukuran dan jenis gorong-gorong yang berbeda.

#### 4.3.4.5 Kedalaman Muka Air Hilir

Kedalaman muka air hilir sangat penting untuk penentuan kapasitas hidraulik gorong-gorong yang mengalir dengan pengendali keluaran. Pada banyak kasus saluran sebelah hilir mempunyai lebar cukup besar dan kedalaman air pada saluran alami kurang dari tinggi air di ujung keluaran dari rongga gorong-gorong, yang membuat muka air hilir tidak efektif sebagai pengendali, sehingga kedalamannya tidak perlu dihitung untuk penentuan kapasitas debit dari tinggi tekan air gorong-gorong.

Terdapat keadaan, dimana ketinggian muka air di hilir terkendali oleh penghalang sebelah hilir atau arus balik dari sungai lain. Pemeriksaan lapangan untuk semua lokasi gorong-gorong utama harus dibuat untuk evaluasi pengendali hilir sungai dan penentuan tinggi air.

Suatu pendekatan untuk kedalaman aliran dalam sungai alami (saluran keluaran) dapat dibuat dengan menggunakan rumus Manning (lihat Bagian 4.3.2) bila saluran cukup seragam untuk penampang melintang, kelandaian dan kekasaran.

Nilai  $n$  untuk sungai alami dalam rumus Manning dapat dicari dalam Bagian 4.3.2. Bila muka air dalam saluran keluaran ditentukan pengendali hilir sungai, makacara lain harus dicari untuk menentukan ketinggian muka air hilir. Kadang-kadang hal ini memerlukan kajian dari hubungan tingkat debit sungai lain dengan sungai yang ditinjau mengalir atau memperoleh data ketinggian waduk bila bendungan disertakan.

#### 4.3.4.6 Kecepatan Aliran

Gorong-gorong, karena karakteristik hidrauliknya, meningkatkan kecepatan aliran diatas nilai rata-rata pada saluran alami. Kecepatan tinggi adalah hal paling kritis yang berada tepat disebelah hilir dari keluaran gorong-gorong dan potensial gerusan dari energi di air adalah keharusan untuk dipertimbangkan dalam perencanaan gorong-gorong.

Peredam energi untuk aliran di saluran khusus pada saluran irigasi telah banyak dilaksanakan dan diselidiki di laboratorium. Beberapa struktur telah dimodifikasi dan paling sedikit telah dilaksanakan hingga ratusan kali pada keluaran gorong-gorong. Semua peredam energi menambah biaya pada gorong-gorong dan ahli teknik harus mempertimbangkan agar penggunaannya hanya bila diperlukan untuk mencegah terjadinya pendalaman penggerusan atau sebagai konstruksi pengamanan.

Pertimbangan ahli teknik yang bekerja di daerah tertentu, diperlukan untuk menentukan kebutuhan peredam energi pada keluaran gorong-gorong. Sebagai bantuan dalam mengevaluasi kebutuhan ini disarankan agar kecepatan keluaran dihitung. Kecepatan terhitung tersebut dapat dibandingkan dengan kecepatan keluaran dari ukuran dan jenis gorong-gorong lain juga dengan kecepatan saluran alami. Dalam banyak kasus perubahan ukuran gorong-gorong tidak mengubah kecepatan keluaran terlalu besar. Kecepatan keluaran rata-rata untuk gorong-gorong yang mengalir dengan pengendali masukan dapat diperkirakan dengan menghitung kecepatan normal untuk penampang melintang gorong-gorong dengan menggunakan rumus aliran seragam.

Mengingat kedalaman aliran tidak diketahui, penggunaan tabel atau bagan disarankan dalam penyelesaian rumus ini.

Kecepatan keluaran untuk pengendali masukan yang dihitung dengan cara ini terhadap tinggi gorong-gorong yang mempunyai perbandingan panjang-tinggi kurang dari 20. Gorong-gorong lebih pendek akan mempunyai nilai kecepatan diantara rumus yang dihitung oleh aliran seragam dan yang terjadi pada kedalaman kritis.

Pada pengendali keluaran, kecepatan keluaran rata-rata akan sebesar debit dibagi luas penampang melintang aliran pada keluaran. Luas aliran tersebut akan berada diantara nilai yang terdapat pada kedalaman kritis dan luas penuh pipa, tergantung pada kondisi muka air hilir.

#### 4.3.4.7 Tahapan Perencanaan

**Tabel 4.3.9** - Tahapan Perencanaan untuk Penentuan Alur Air Gorong-gorong

Tahap	Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.9)
<b>Tahap 1</b>	Daftar data perencanaan a. Debit rencana dalam m <sup>3</sup> /detik dengan frekuensi rencana yang bersangkutan, yaitu $Q_{50}$ , $Q_{20}$ dll. b. Panjang perkiraan dari gorong-gorong L, dalam meter. c. Kelandaian gorong-gorong dalam m per m. d. Tinggi tekan air yang diijinkan. e. Kecepatan banjir rata-rata dan maksimum dalam sungai alami. f. Jenis gorong-gorong untuk pemilihan percobaan pertama, termasuk bahan rongga, bentuk penampang melintang rongga dan jenis gerbang.
<b>Tahap 2</b>	Tentukan ukuran gorong-gorong percobaan pertama Mengingat tahapan adalah uji coba, ukuran percobaan pertama dapat ditentukan dengan beberapa cara : a. Dengan pilihan sembarang. b. Dengan menggunakan rumus pendekatan seperti $A = Q/V$ dimana ukuran percobaan gorong-gorong ditentukan. c. Dengan menggunakan nomograf pengendali pemasukan ( <b>Gambar 4.3.27</b> sampai <b>4.3.29</b> ) untuk jenis Gorong-gorong yang dipilih. Bila cara ini digunakan dan HW/D harus diperkirakan, katakan HW/D = 1.5 dan menggunakan Q yang diketahui, ditentukan ukuran percobaan. Bila tiap ukuran percobaan terlalu besar karena pembatasan tinggi timbunan atau ukuran yang disediakan, gorong-gorong ganda boleh digunakan dengan membagi debit secara sama antara jumlah rongga yang digunakan.
<b>Tahap 3</b>	Cari kedalaman tinggi tekan air untuk ukuran percobaan gorong-gorong a. Asumsi Pengendali Masukan i. Gunakan ukuran percobaan dari Tahap 2, cari kedalaman tinggi tekan air HW dengan menggunakan nomograf sesuai pengendali masukan. Kondisi muka air hilir diabaikan dalam penentuan ini. HW dalam hal ini dicari dengan mengalikan HW/D yang diperoleh dari nomograf dengan tinggi gorong-gorong D.

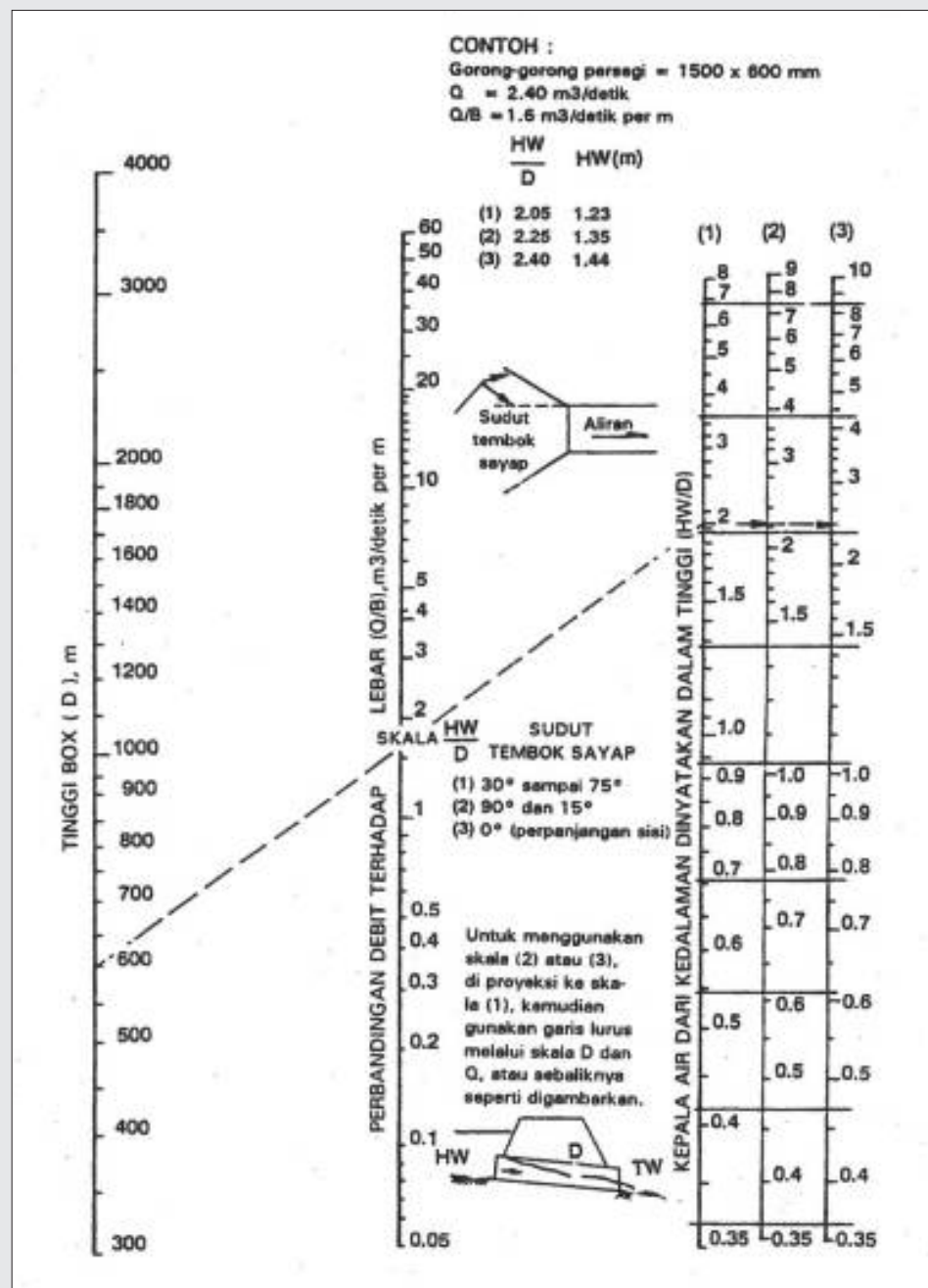
Tahap	Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.9)
<b>Tahap 3 (Lanjutan)</b>	b. Asumsi Pengendali Keluaran i. Perkirakan kedalaman muka air hilir TW dalam m diatas titik bawah pada keluaran untuk perencanaan kondisi banjir pada saluran keluaran. ii. Untuk ketinggian muka air hilir sama atau lebih dari puncak gorong-gorong pada keluaran ( <b>Gambar 4.3.25</b> ) ambil $h_o$ sama dengan HW dan cari HW dengan rumus berikut : $HW = H + h_o - LS_o$ H adalah kehilangan tinggi tekan dalam m ditentukan dari nomograf sesuai ( <b>Gambar 4.3.30</b> sampai <b>4.3.33</b> ) yang mewakili <b>Rumus 4.3.32</b> $H_f = \left[ 1 + k_e \frac{19.6 n^2 L}{R^{1.33}} \right] \frac{V^2}{2g}$ dimana $k_e$ = koefisien kehilangan permulaan $n$ = koefisien kekasaran Manning $R$ = jari-jari hidraulik $V$ = kecepatan rata2 dalam rongga. iii. Untuk ketinggian muka air hilir kurang dari puncak gorong-gorong pada keluaran ( <b>Gambar 4.3.26</b> ), cari tinggi tekan air HW dengan rumus diatas seperti dalam b.ii diatas kecuali bahwa $h_o = d_o + D/2$ atau TW yang dimana nilainya lebih besar. $d_o$ adalah kedalaman kritis aliran yang diperoleh dari <b>Gambar 4.3.34</b> dan <b>4.3.35</b> . c. Bandingkan tinggi tekan air yang diperoleh dalam Tahap 3a dan b. Tinggi tekan air lebih tinggi menentukan dan menunjukkan pengendali aliran yang terjadi pada kondisi yang diberikan untuk pemilihan ukuran percobaan. d. Bila pengendali keluaran menentukan dan tinggi tekan air adalah lebih tinggi dari yang disetujui, pilih ukuran percobaan lebih besar dan cari HW seperti dalam Tahap 3b. Pengendali pemasukan tidak perlu diperiksa, karena ukuran lebih kecil telah mencukupi untuk pengendali ini seperti ditentukan dalam Tahap 3a.
<b>Tahap 4</b>	Coba jenis atau bentuk lain gorong-gorong dan tentukan ukuran dan HW dengan cara diatas.
<b>Tahap 5</b>	Hitung kecepatan keluaran untuk ukuran dan jenis yang dipertimbangkan pada saat pemilihan dan tentukan keperluan pengaman saluran. a. Bila pengendali keluaran menentukan dalam Tahap 3c, kecepatan keluaran sama dengan $Q/A_o$ dimana $A_o$ adalah luas penampang melintang aliran dalam rongga gorong-gorong pada keluaran. Bila $d_o$ atau TW adalah kurang dari tinggi rongga gorong-gorong, gunakan $A_o$ sesuai dengan $d_o$ atau kedalaman muka air hilir, yang dimana memberikan luas aliran lebih besar. $A_o$ tidak boleh melebihi luas penampang melintang total A dari rongga gorong-gorong.



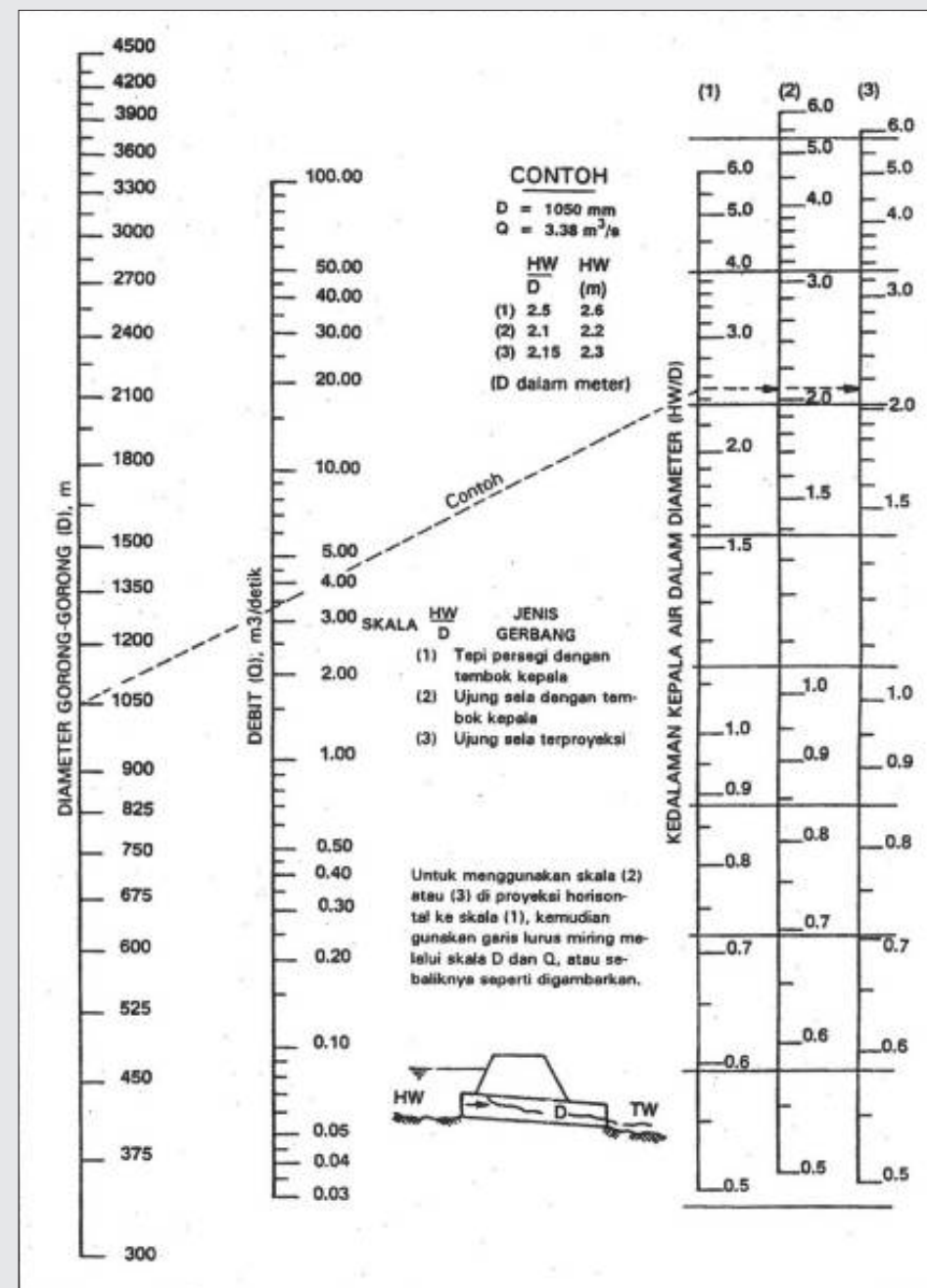
Tahap	Cara Perencanaan - (Tabel 4.3.9)
<b>Tahap 5 (lanjutan)</b>	b. Bila pengendali masukan menentukan dalam Tahap 3c, kecepatan keluaran dapat dianggap sama dengan kecepatan normal dalam aliran saluran terbuka pada rongga seperti dihitung oleh rumus Manning untuk laju aliran, ukuran rongga, kekasaran dan kelandaian gorong-gorong yang dipilih.
<b>Tahap 6</b>	Catatan akhir dari pemilihan gorong-gorong Mencakup sebagai berikut : <ul style="list-style-type: none"> <li>• ukuran gorong-gorong</li> <li>• jenis gorong-gorong</li> <li>• tinggi tekan air yang diperlukan</li> <li>• kecepatan keluaran</li> <li>• pertimbangan ekonomis.</li> </ul>

**Tabel 4.3.10 - Koefisien Kehilangan Permulaan untuk Gorong-gorong**

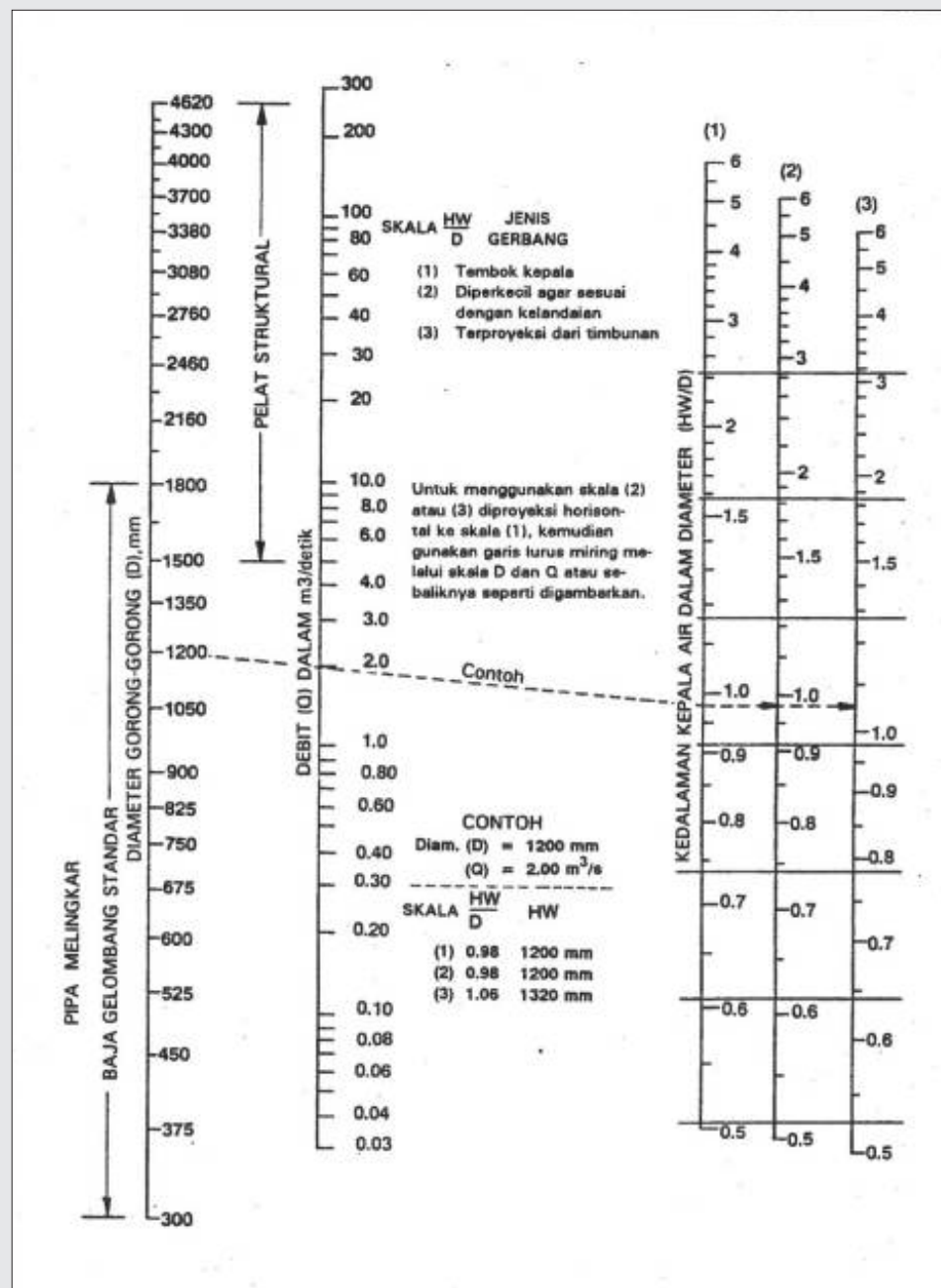
1. Gorong-gorong Pipa Beton		Koefisien ke
aa.	Terproyeksi dari timbunan, ujung soket (ujung sela)	0.2
b.	Terproyeksi dari timbunan, ujung dipotong persegi	0.5
c.	Tembok pangkal atau tembok pangkal dengan tembok sayap :	
i.	ujung soket dari pipa (ujung sela)	0.2
ii.	tepi persegi	0.5
iii.	dibulatkan (jari-jari = D/12)	0.2
d.	Dikecilkan agar sesuai kelandaian timbunan	0.2
e.	Potongan di ujung sesuai dengan kelandaian timbunan (lihat Catatan 3)	0.5
2. Gorong-gorong Pipa Baja Bergelombang		Koefisien ke
a.	Terproyeksi dari timbunan (tanpa tembok tinggi tekan)	0.9
b.	Tembok pangkal atau tembok pangkal dengan tembok sayap :	
i.	tepi persegi	0.5
c.	Dikecilkan agar sesuai kelandaian timbunan	0.7
d.	Potongan di ujung sesuai dengan kelandaian timbunan (lihat Catatan 3).	0.5
3. Gorong-gorong Persegi Beton Bertulang		Koefisien ke
a.	Tembok pangkal sejajar dengan timbunan (tanpa tembok sayap).	
i.	tepi persegi pada 3 sisi.	0.5
ii.	dibulatkan pada 3 sisi sampai jari-jari sebesar dimensi rongga	0,2
b.	Tembok sayap pada 30° sampai 75° terhadap rongga	
i.	tepi persegi pada puncak	0.4
ii.	tepi puncak dibulatkan sampai jari-jari sebesar dimensi rongga.	0.2
c.	Tembok sayap pada 10° sampai 25° terhadap rongga	
i.	tepi persegi pada puncak	0.5
d.	Tembok sayap sejajar (diperpanjang pada sisi)	
i.	tepi persegi pada puncak.	0.7
CATATAN		
1.	Koefisien ke berlaku pada tinggi tekan kecepatan $V^2/(2g)$ untuk penentuan kehilangan tinggi tekan pada permulaan gorong-gorong yang bekerja penuh atau sebagian penuh dengan pengendali pada keluaran.	
2.	Kehilangan tinggi tekan permulaan $H_e = k_e V^2/(2g)$ .	
3.	Potongan di ujung sesuai dengan kelandaian timbunan menunjuk pada penampang tersedia dari pabrik.	



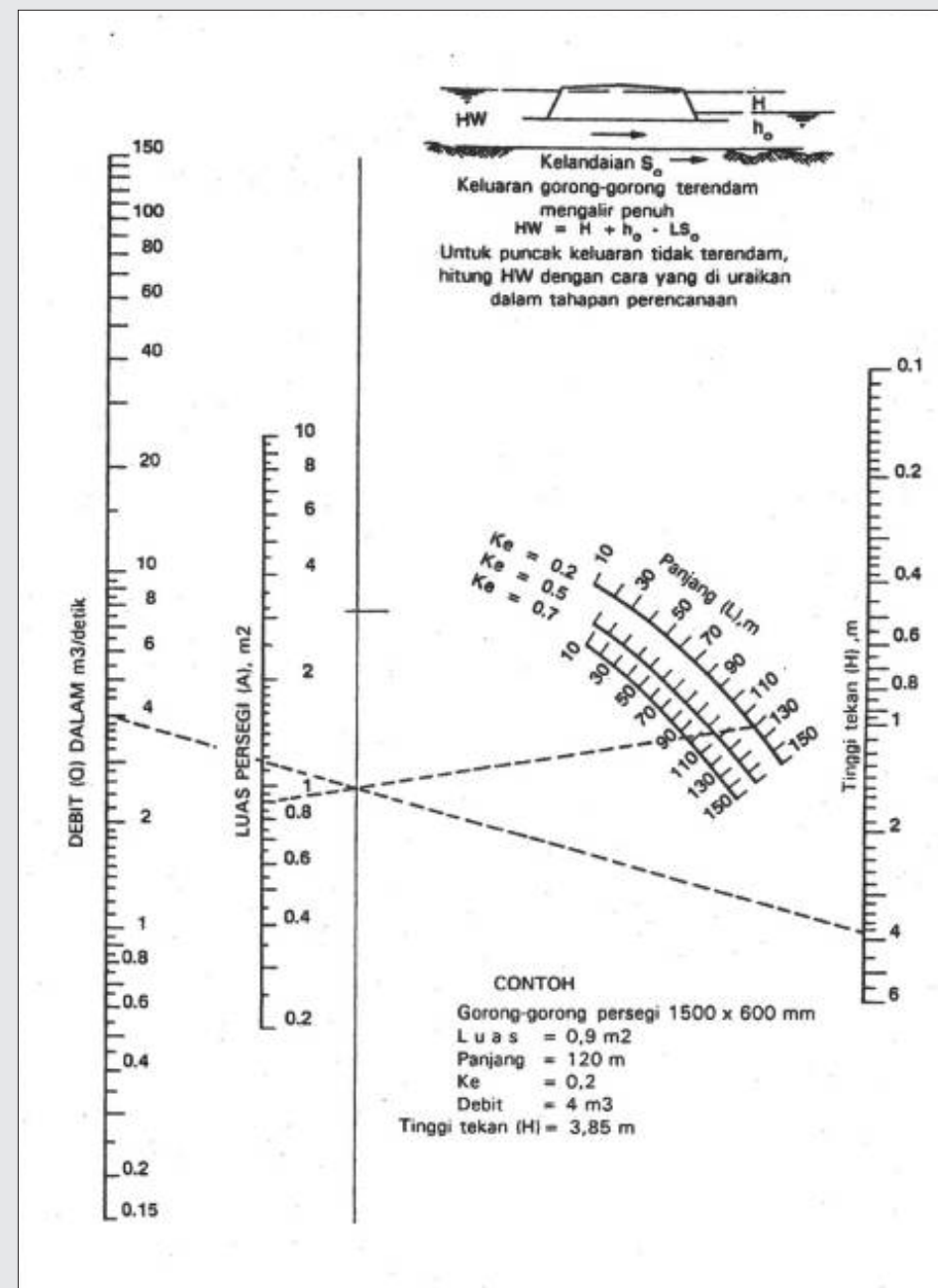
**Gambar 4.3.27** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Persegi dengan Pengendali Masukan



**Gambar 4.3.28** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Beton dengan Pengendali Masukan

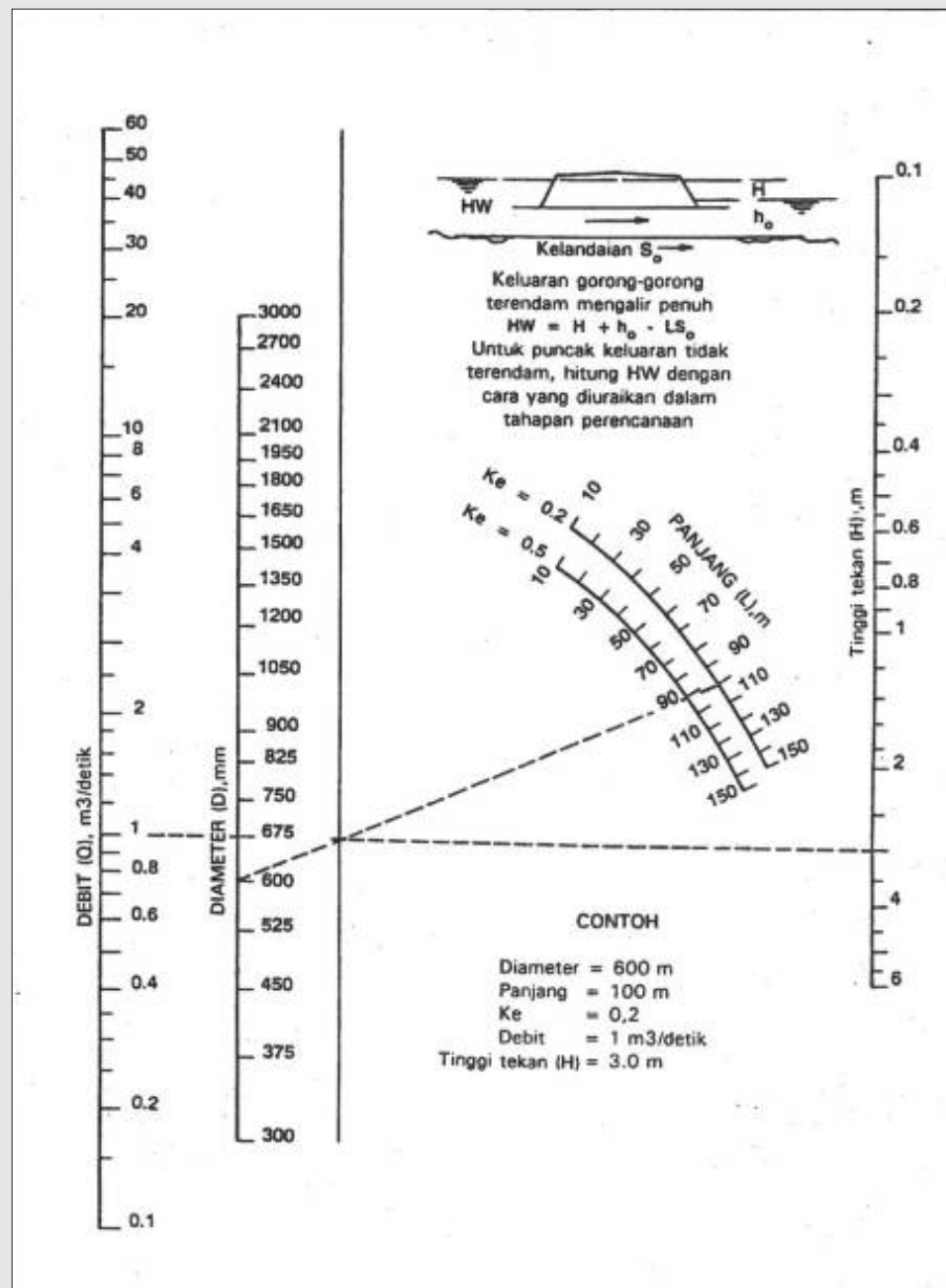


**Gambar 4.3.29** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Baja Gelombang dengan Pengendali Masukan

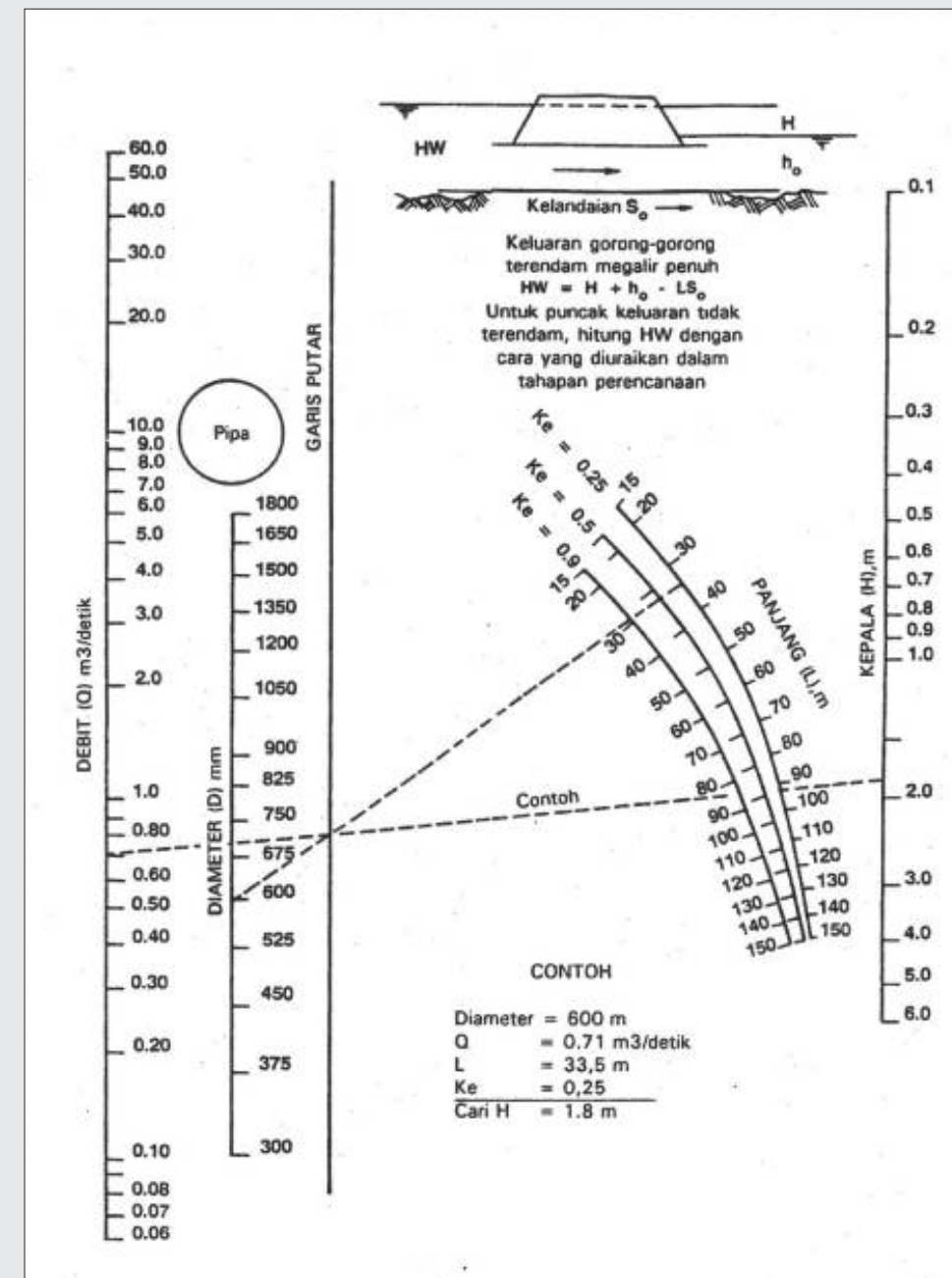


**Gambar 4.3.30** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Persegi Beton Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran  $n = 0.012$

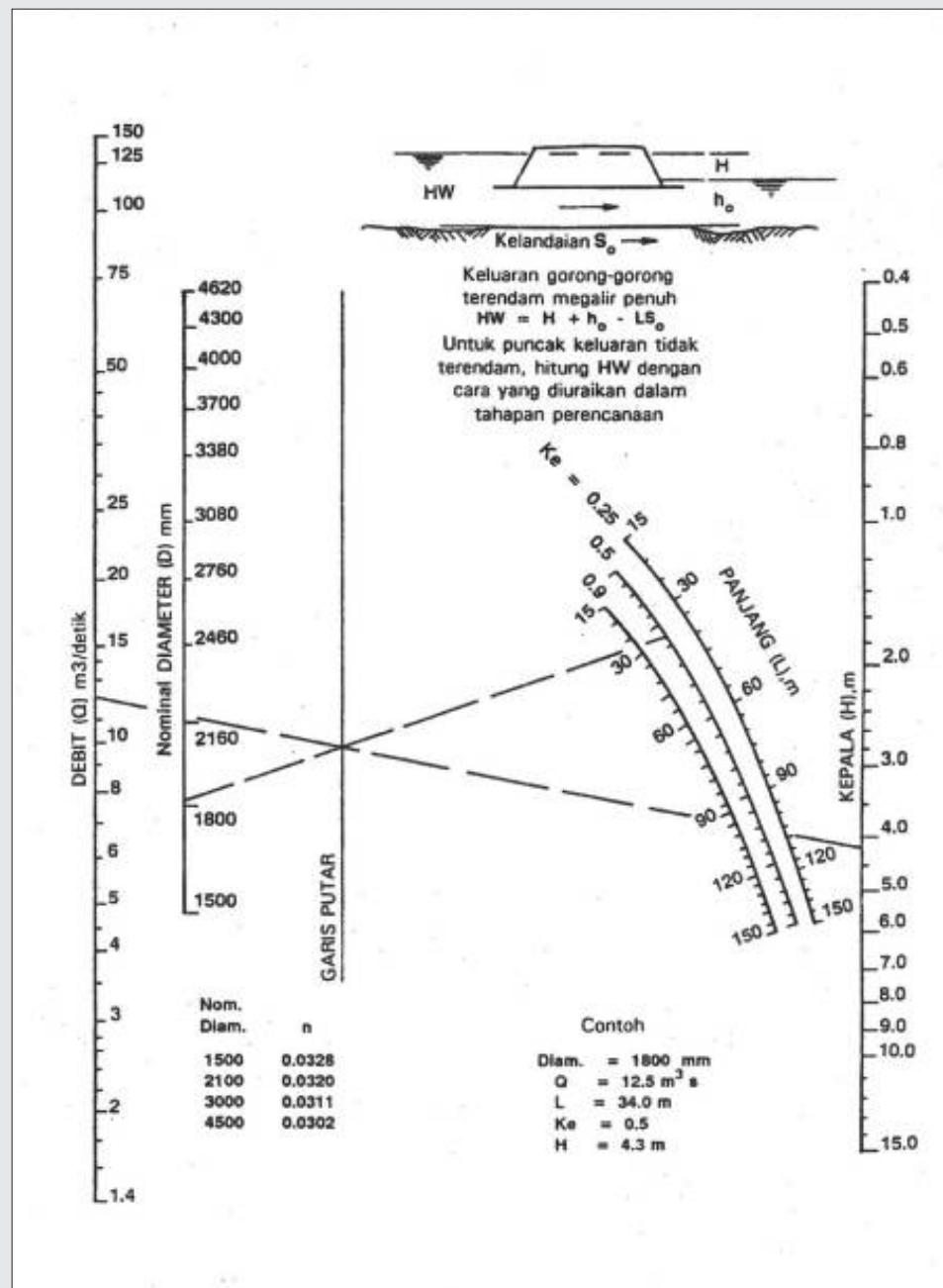




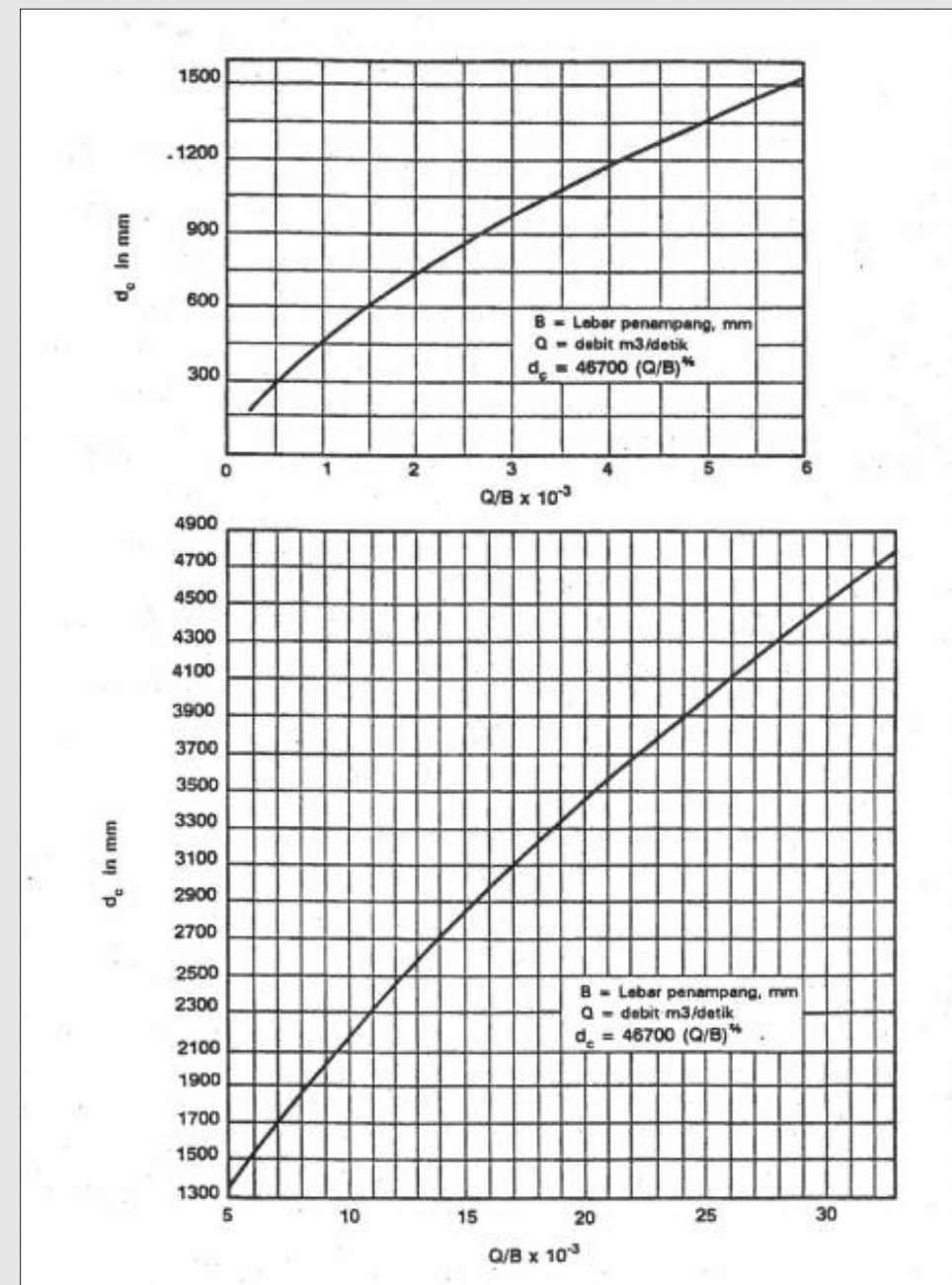
**Gambar 4.3.31** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Beton Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran  $n = 0.012$



**Gambar 4.3.32** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Gorong-gorong Pipa Baja Bergelombang Standar Mengalir Penuh dengan Pengendali Keluaran  $n = 0.014$



**Gambar 4.3.33** - Kedalaman Tinggi Tekan Air untuk Pelat Struktural Baja Gorong-gorong Pipa Baja Bergelombang Mengalir Penuh dengan  $n = 0.0328$  sampai  $0.0302$



**Gambar 4.3.34** - Kedalaman Kritis  $d_c$  – Penampang Persegi



### 4.3.5 Perencanaan Alur Air Pelintasan Banjir

#### 4.3.5.1 Lingkup

Bagian dari buku panduan ini mencakup pembahasan singkat mengenai hidraulika pelintasan banjir dan tata cara pengaman pengerusan di hilir sungai untuk jenis pelintasan di bawah ini.

#### 4.3.5.2 Pendahuluan

Pelintasan banjir dibuat agar aliran melintasi jalan pada lokasi tertentu, pada kondisi yang ditentukan oleh perencanaan. Pelintasan banjir dapat dibagi dalam dua jenis :

- **Pelintasan Terendam**

Pelintasan jalan melalui lapisan air atau melalui air pasang yang khusus dibuat untuk menahan pengaruh terendam.

- **Pelintasan Banjir**

Pelintasan jalan melalui lapisan air dangkal yang mengalami banjir yang khusus dibuat untuk menahan pengaruh terendam.

Dari definisi tersebut, pelintasan banjir adalah kasus khusus untuk pelintasan terendam dimana kecepatan pendekatan dari aliran dapat diharapkan menjadi rendah. Dalam perencanaannya terdapat tiga masalah utama:

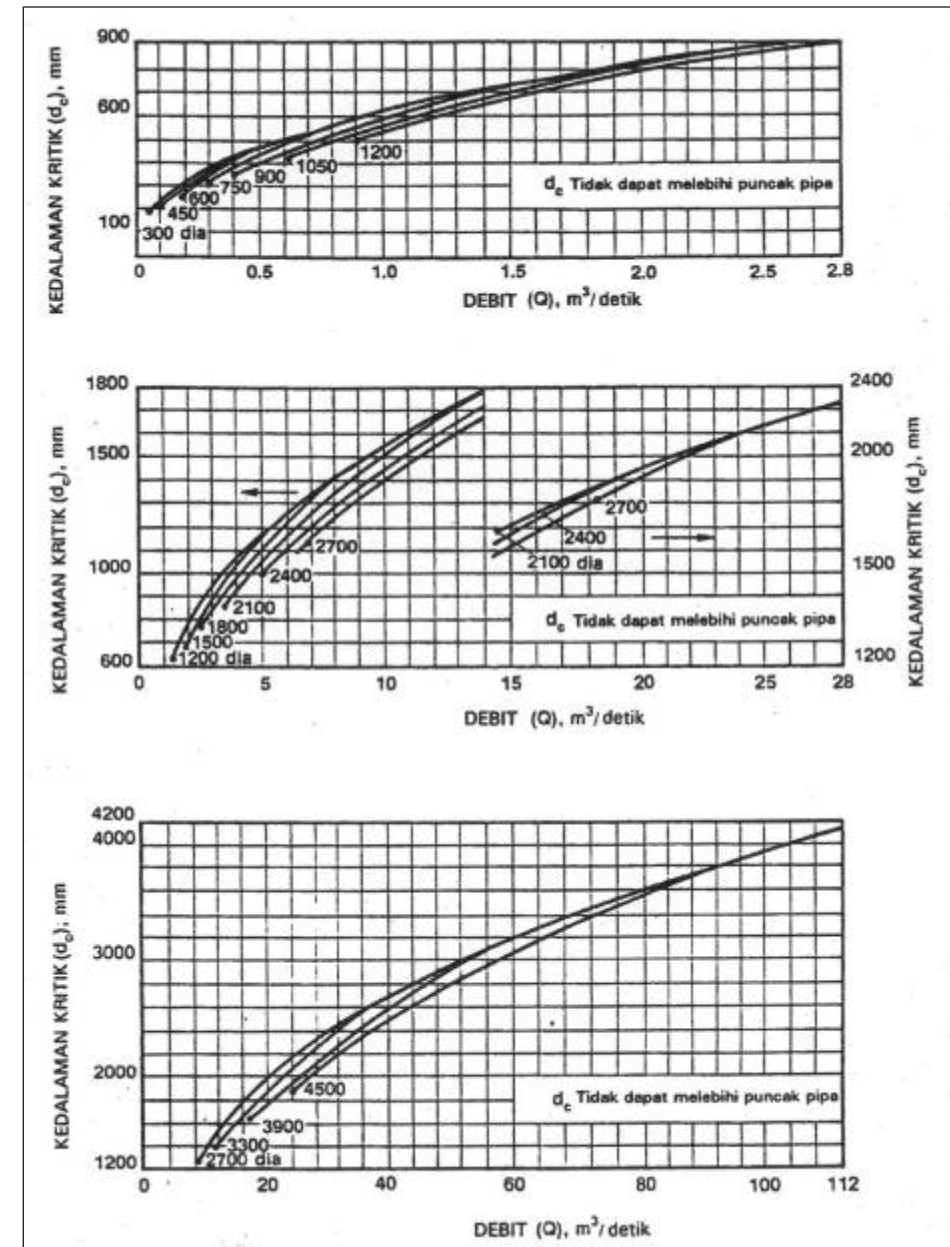
- a. perencanaan pelintasan banjir akan melewati aliran yang diharapkan pada standar yang disetujui
- b. perencanaan perkerasan yang menahan terendahnya pelintasan dan kecepatan aliran
- c. perencanaan pengaman untuk menjamin stabilitas pelintasan banjir

Bagian dari buku panduan ini akan menjelaskan perencanaan untuk masalah a dan c yang diberikan diatas.

#### 4.3.5.3 Hidraulika

Bila pelintasan banjir dibuat sejajar dengan ketinggian tanah dan tidak mengganggu aliran, kedalaman aliran dan kecepatan dapat dihitung dengan menggunakan cara luas dan kemiringan yang terdapat dalam Bagian 4.3.2.

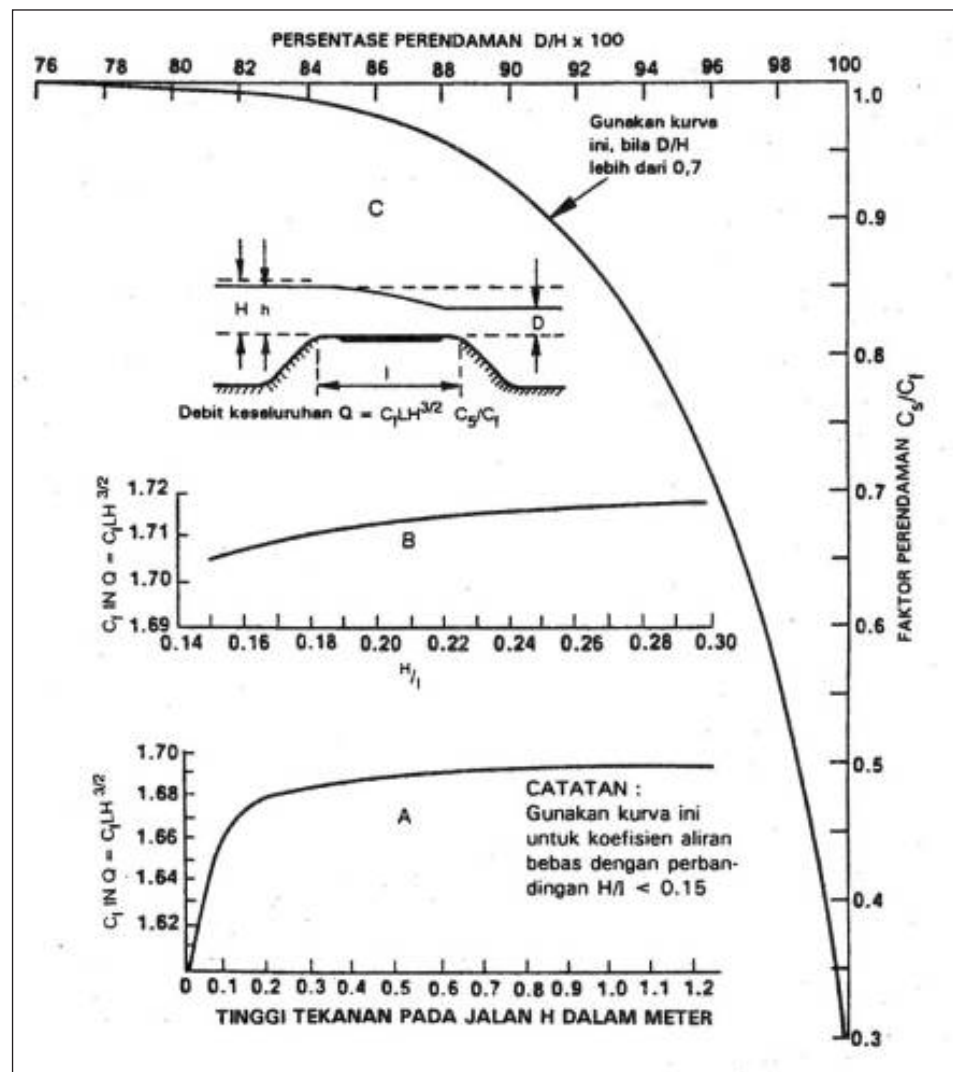
Bila pelintasan banjir dibuat diatas ketinggian tanah, aliran akan menjadi bebas atau terendam pada tahap awal peluapan, umumnya terdapat kondisi muka air hilir rendah, dan terjadi aliran bebas. Pada kondisi tersebut aliran kritis terjadi pada puncak jalan dan debit ditentukan oleh tinggi tekan diudik sungai. Pada saat tingkat muka air hilir lebih tinggi, dimana kedalaman aliran diatas pelintasan banjir lebih tinggi dari kedalaman kritis, debit terkendali oleh kapasitas saluran disebelah hilir dan juga oleh tinggi tekan di hulu sungai.



**Gambar 4.3.35** - Kedalaman Kritis  $d_c$  – Pipa Sirkular

Pada kondisi pengendali muka air hilir, aliran dijelaskan sebagai terendam. Peralihan dari aliran bebas ke aliran terendam dengan ketinggian muka air hilir yang lebih tinggi secara tiba-tiba, dan pola aliran yang terjadi sebelum terendam dijelaskan sebagai mulai terendam.

Aliran bebas lebih lanjut dibagi kedalam aliran terendam dan aliran permukaan. Aliran terendam terjadi bila peralihan bentuk aliran yang merata ke arah muka air hilir dan menghasilkan loncatan hidraulik terendam pada kemiringan hilir sungai. Aliran permukaan terjadi bila aliran memisah dari permukaan pelintasan banjir dan melapis di muka air hilir. Peralihan aliran bebas adalah batas variasi ketinggian muka air hilir dimana debit tertentu dapat menghasilkan aliran terendam atau aliran permukaan tergantung



**Gambar 4.3.36** - Koefisien Debit untuk Aliran yang Melewati Timbunan Badan Jalan

pada kondisi sebelumnya. Pada umumnya loncatan hidraulik terendam menjadi perhatian khusus karena pengaruh penggerusan yang lebih buruk.

Debit melewati pelintasan banjir dapat ditentukan dengan menggunakan **Gambar 4.3.36** dan cara yang dijelaskan pada **Tabel 4.3.11**.

**Tabel 4.3.11** - Tahapan untuk Penentuan Debit pada Pelintasan Banjir

Tahap	Cara Perhitungan
Tahap 1	<p>Hitung H/I dengan :</p> $H = h + V^2/(2g)$ <p>h = tinggi tekan air diatas puncak pelintasan banjir (m)  V = kecepatan pendekatan rata-rata (m/detik)  g = 9.81 m/detik<sup>2</sup>  / = lebar pelintasan banjir (m)</p>
Tahap 2	<p>Pada <b>Gambar 4.3.36</b>, Kurva B, dengan H/I diperoleh koefisien debit aliran bebas, <math>C_f</math>. Bila nilai H/I lebih kecil dari 0,15, <math>C_f</math> harus dibaca dari Kurva A.</p>
Tahap 3	<p>Bila terjadi aliran terendam (sebagai contoh, bila <math>D/H &gt; 0.7</math>) hitung persentase aliran terendam, <math>(D/H) \times 100</math>, dimana D = kedalaman muka air hilir (m) dan baca faktor aliran terendam <math>C_s/C_f</math>.</p>
Tahap 4	<p>a. Hitung debit yang melewati pelintasan banjir dengan menggunakan rumus bendung dengan mercu lebar :</p> $Q = C_f LH^{2/3} \times \frac{C_s}{C_f} m^3 / s \quad (4.3.35)$ <p>b. Ketinggian muka air hilir D (m) dapat diperkirakan dari pengamatan hanyutan banjir dan data lain dari tanda tinggi air pada tebing sungai atau untuk Q diketahui, dapat dihitung dengan menggunakan cara luas dan kemiringan (lihat Bagian 4.3.2).</p> <p>c. Untuk kondisi aliran bebas, kecepatan kritis dan kedalaman kritis dapat dihitung untuk potongan pengendali seperti terdapat dalam Bagian 4.3.2 panduan ini. Untuk jalan dengan berbagai potongan melintang, potongan pengendali akan berada pada titik berikut :</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>• penampang berpuncak <ul style="list-style-type: none"> <li>- pada puncak jalan</li> </ul> </li> <li>• lawan lendut sebelah hilir <ul style="list-style-type: none"> <li>- pada tepi perkerasan sebelah udik</li> </ul> </li> <li>• lawan lendut sebelah udik <ul style="list-style-type: none"> <li>- pada tepi perkerasan sebelah hilir</li> </ul> </li> </ul>

**Tabel 4.3.12** - Contoh Perhitungan - Pelintasan Banjir dengan Kondisi Aliran Bebas

Tahap	Cara Perhitungan
Detail	Penampang berpuncak $H = 0.30 \text{ m}$ $l = 7.4 \text{ m}$
Tahap 1	$H/l = 0.30/7.4 = 0.04$ yang $< 0.15$
Tahap 2	Pada <b>Gambar 4.3.36</b> , Kurva A, dengan $H = 0.30 \text{ m}$ , $C_p = 1.68$ $q = C_p H^{3/2} = 1.68 \times 0.303/2 = 0.276 \text{ m}^3/\text{detik/m}$ panjang puncak
Tahap 3	Dari Bagian 4.3.2 $V_c = \sqrt{gd_c}$ $q = V_c d_c = g^{1/2} d_c^{3/2}$ <p>kemudian</p> $d_c = \left[ \frac{q}{g^{1/2}} \right]^{2/3} = \left[ \frac{0.280}{9.81^{1/2}} \right]^{2/3} = 0.2 \text{ m}$ <p>dan</p> $V_c = \frac{0.280}{0.2} = 1.4 \text{ m/detik}$

#### 4.3.5.4 Pertimbangan Perencanaan

##### a. Umum

Pada umumnya, pelintasan banjir dibuat dimana volume lalu lintas rendah, dan pada saat keadaan berikut :

- bila tidak praktis atau tidak ekonomis untuk membuat jembatan atau gorong-gorong
- bila aliran melalui jalan tidak sering terjadi atau dalam jangka waktu pendek
- sehubungan dengan jembatan atau gorong-gorong sebagai penampung aliran yang melebihi aliran di jembatan yang telah direncanakan.

##### b. Perencanaan dan Pelayanan Lalu-lintas

Percobaan mendalam telah dilaksanakan (Bonham dan Hattersley, Pustaka 4.3.2) untuk meyakinkan perilaku kendaraan bermotor pada pelintasan terendam banjir. Gaya angkat mengurangi reaksi antara ban dan permukaan pelintasan terendam, dan pada waktu bersamaan aliran air menghasilkan tekanan lateral pada sisi mobil. Mobil melaju sampai tekanan lateral melebihi tahanan gesek maksimum yang dapat dikembangkan oleh

ban mobil pada pembebanan. Pengaruh daya angkat yang paling buruk terjadi pada ban belakang, karena tangki bahan bakar, muatan dan bagian badan lain berada dekat dibelakang. Akibatnya ban belakang menggelincir, dan mungkin berputar mengakibatkan mobil membalik dan menghadap kearah udik sungai. Mobil mungkin kemudian menggelinding ke belakang, keluar dari pelintasan banjir menuju air yang lebih dalam.

Bonham dan Hattersley (Pustaka 4.3.2) menemukan bahwa pada kondisi ideal, mobil berjalan aman sampai kedalaman aliran sebesar 365 mm. Bagaimanapun, mereka mengambil kedalaman sebesar 230 mm sebagai batas pelayanan lalu lintas, karena dalam kondisi dilapangan terdapat gelombang dan hanyutan pada pelintasan banjir. Kedalaman aliran dan kecepatan maksimum yang berkaitan dengan pelayanan lalu-lintas oleh Bonham dan Hattersley (Pustaka 4.3.2) terdaftar pada **Tabel 4.3.13**.

**Tabel 4.3.13** - Batas Pelayanan Lalu Lintas

Kedalaman	Kecepatan Aliran
(mm)	(m/detik)
300	1.13
250	7.51
200	1.85
150	2.48

Karena mobil telah menjadi lebih ringan setelah Bonham dan Hattersley melakukan percobaannya (Pustaka 4.3.2). Dianjurkan bahwa diambil 200 mm sebagai batas pelayanan lalu lintas, dimana pelintasan banjir ditetapkan sebagai terendam. Waktu perendaman adalah waktu dimana kedalaman aliran melewati pelintasan banjir melebihi 200 mm.

##### c. Alinyemen Vertikal

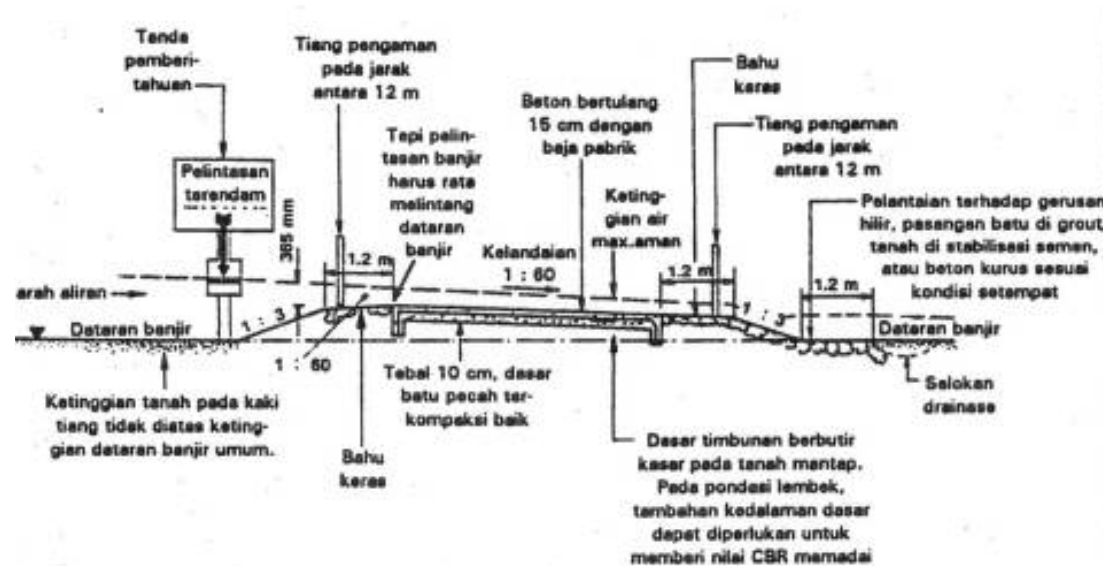
Alinyemen vertikal pelintasan banjir ditentukan oleh kecukupan hidraulik, stabilitas struktural, keamanan, pengaruh muka air hilir pada penggunaan lahan dan standar perencanaan.

Tepi bawah dari pelintasan banjir harus dibuat merata, sehingga pengendara yang masuk ke pelintasan apabila air mengalir tidak menghadapi perubahan kedalaman aliran yang tidak terlihat. Pengecualian terhadap ini adalah pelintasan miring pada sungai besar, dimana kelandaian sungai alami harus diperkirakan dan digunakan sebanding dengan pelintasan terendam.



#### d. Penampang Melintang

Dari studi pola aliran Bonham dan Hattersley (Pustaka 4.3.2) mengambil kesimpulan bahwa pelintasan terendam dengan lawan lendut sebelah hilir lebih diutamakan, karena menyebabkan aliran harus stabil bebas dari gelombang. Bagaimanapun, bila pelintasan terendam mengalami aliran terendam maka loncatan hidraulik dapat terbentuk pada pelintasan terendam selama tingkat peralihan bila perbedaan antara ketinggian energi udik dan hilir kecil. Penampang melintang tipikal yang diusulkan oleh Bonham dan Hattersley ditunjukkan dalam *Gambar 4.3.37*.



*Gambar 4.3.37 - Penampang Melintang Pelintasan Banjir Tipikal*

#### e. Drainase Di Bawah Jalan

Bilamana pelintasan banjir dibuat secara terpisah, drainase sebelah udik saluran dan gorong-gorong dibawah jalan harus dibuat untuk menghentikan air, yang dapat masuk keperkerasan jalan dan menyebabkan keruntuhan akibat menahan sisi udik sungai dari pelintasan banjir.

Bilamana pelintasan banjir dibuat berkaitan dengan jembatan atau gorong-gorong, alur air dibawah jalan harus cukup besar untuk menjamin bahwa muka air hilir cukup meningkat sebelum pelintasan terendam terlewati.

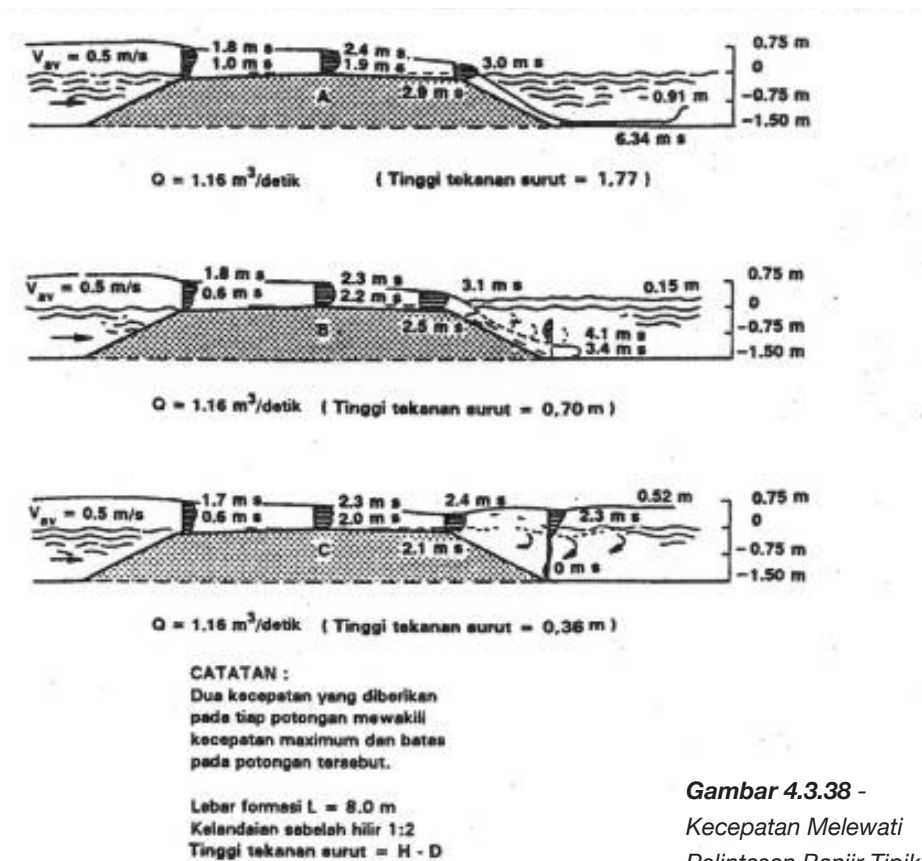
#### 4.3.5.5 Pengaman

##### a. Umum

Apabila memungkinkan pelintasan banjir harus ditempatkan agar tingginya diatas dasar tanah sekecil mungkin, jadi pengaman hilir sungai juga dibatasi sekecil mungkin.

*Gambar 4.3.38* (Pustaka 4.3.3) memberikan gambaran kecepatan aliran untuk pelintasan banjir tipikal dengan tiga kondisi aliran.

*Gambar 4.3.38* menunjukkan aliran bebas terendam dengan muka air hilir rendah, dimana pancaran dengan kecepatan tinggi melewati batas bawah kelandaian hilir dari pelintasan banjir yang mempercepat sampai kecepatan maksimum pada dasar kelandaian. Perubahan mendadak dalam arah dan gesekan dasar memperlambat aliran sampai muka air melalui kedalaman kritis dan terjadi loncatan hidraulik.



*Gambar 4.3.38 - Kecepatan Melewati Pelintasan Banjir Tipikal*



Karena muka air hilir naik (*Gambar 4.3.38b*) loncatan hidraulik bergerak ke hulu sampai mencapai kelandaian hilir dari pelintasan banjir. Pada tingkat ini, terjadi aliran terendam bebas dengan pancaran kecepatan tinggi yang terendam kedalam badan turbulensi air. Kecepatan pancaran mencapai maksimum tepat dibawah permukaan muka air hilir dan mempertahankan kecepatan ini kebawah kelandaian dan sepanjang dasar sungai. Gesekan dasar dan pusaran kedalaman badan muka air hilir secara bertahap mengurangi pancaran tersebut.

Dengan kenaikan muka air hilir lebih lanjut, terjadi aliran terendam (*Gambar 4.3.38c*) bila tinggi tekan total turun melewati timbunan diatas 30 mm, pancaran kecepatan tinggi terangkat dari batas pelintasan banjir dan tinggal pada permukaan muka air hilir. Pusaran kebawah kedalam muka air hilir secara bertahap menyerap energi pancaran dengan cara aman.

Bila kondisi 4.3.38c dapat dijamin, hanya diperlukan pengaman kelandaian normal. Bila kondisi 4.3.38c tidak dapat dijamin maka akan berlaku kondisi 4.3.38a atau 4.3.38b dan dalam tiap kasus diperlukan pengaman pada kelandaian hilir dan dasar sungai.

Pengaman hilir pada pelintasan banjir boleh dibuat fleksibel atau kaku (Pustaka 4.3.7). Contoh tiap jenis adalah sebagai berikut :

- **Pengaman Fleksibel**

- *Batu kosong tertanam* ditentukan sebagai batu bergradasi yang ditanam dalam kelandaian yang dipersiapkan. Di kebanyakan daerah, batu kosong tertanam adalah jenis pengaman yang paling murah.
- *Batu kosong terbungkus kawat* (Pustaka 4.3.8 dan 4.3.8) adalah penempatan batu dalam kotak kawat atau dalam lapis terbungkus kawat. Batu kosong terbungkus kawat umumnya digunakan di lokasi dimana batu yang tersedia adalah terlalu kecil untuk pasangan batu kosong tertanam.

- **Pengaman Kaku**

- *Pasangan batu di grout* adalah pasangan batu dimana sela antara terisi mortar semen portland atau beton kurus. Ini umumnya digunakan di lokasi dimana batu dengan ukuran memadai untuk bentuk pasangan lain tidak tersedia secara ekonomis.
- *Pasangan beton kurus* adalah lantai beton polos atau bertulang yang dicor atau ditempatkan pada permukaan yang akan diindungi.

Pasangan batu yang ditempatkan dengan tangan kurang baik dibandingkan pasangan batu tertanam (Pustaka 4.3.4) dan tidak dianjurkan untuk pekerjaan pengaman disebelah hilir. Umumnya penggunaan

secara fleksibel dalam bentuk batu kosong tertanam atau batu kosong terbungkus kawat dianjurkan untuk maksud ini.

#### b. Pasangan Batu Kosong Tertanam

*Tabel 4.3.14* (Pustaka 4.3.5 dan 4.3.8) memberi detail dari jenis dan tebal batu yang digunakan sebagai pengaman batu kosong tertanam pada kelandaian sebelah hilir dan lantai pelintasan banjir. Jenis dan batu yang dianjurkan berdasarkan pada 50% berat batu yang lebih besar dari ukuran batu individual yang diperlukan untuk menahan kecepatan aliran dasar rencana. Tabel bersifat sementara dan tergantung pada gradasi batuan yang baik. Bila gradasi kurang, dan/atau keruntuhan pengaman batu dapat menyebabkan pemeliharaan mahal, harus digunakan ukuran-kelas lebih besar untuk batu.

Bila perlu ditempatkan filter antara bahan timbunan dan pengaman batu. Filter bisa berupa membran plastik permeabel atau filter pasir/kerikil bergradasi.

Umumnya, dimana pelintasan banjir direncanakan untuk aliran bebas, lantai batu terhadap gerusan selebar kurang lebih 1.2 m harus diadakan dihilir dari kelandaian pelintasan banjir.

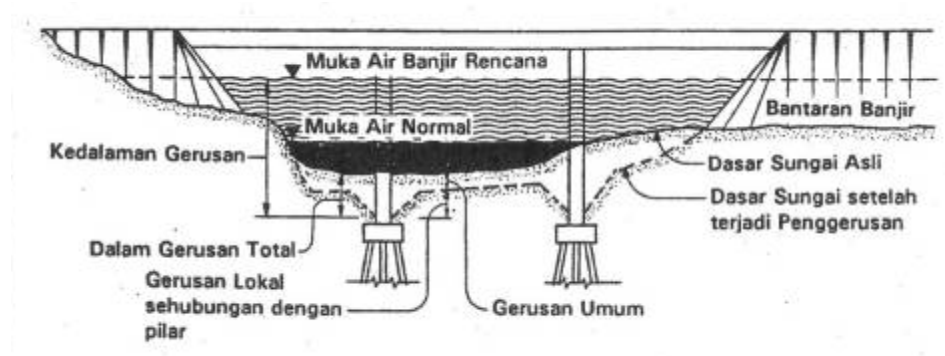
## 4.4 Peramalan Gerusan

### 4.4.1 Pendahuluan

Gerusan didefinisikan sebagai pindahnya material di dasar atau tebing sungai oleh aliran. Bagian ini mencakup perkiraan mengenai kedalaman gerusan dasar alur sungai di lokasi jembatan.

**Tabel 4.3.14 - Pengaman Batu untuk Pelintasan Banjir**

Kecepatan Aliran (m/detik)	Pengaman Batu untuk Pelintasan Banjir			
	Jenis Batu Kosong	Diameter Maksimum Batuan (m)	Perkiraan Berat Batuan (kg)	Tebal Penampang (m)
0.0 - 3.0	A	0.35	65	0.5
3.0 - 3.5	B	0.50	155	0.75
3.5 - 4.0	C	0.65	355	1.0
4.0 - 4.5	D	0.80	745	1.25
4.5 - 5.0	E	1.00	1450	1.6



**Gambar 4.4.1** - Terminologi Gerusan Pada Alur Buka-an Jembatan

#### 4.4.2 Jenis Gerusan

Gerusan dapat dibagi kedalam empat jenis yang saling berhubungan, sebagai berikut :

- *Gerusan Umum* yaitu gerusan yang dapat terjadi secara alami baik pada alur sungai dengan ataupun tanpa jembatan. Gerusan ini terjadi sebagai akibat dari kondisi aliran yang berkaitan dengan karakteristik alur sungainya. Gerusan ini dapat terjadi pada seluruh lebar dasar alur atau hanya terjadi pada belokan-belokan sungai.
- *Gerusan Lokal* yaitu gerusan yang dapat terjadi sebagai akibat dari adanya gangguan pada pola aliran sungai di sekitar pangkal jembatan (abutment) pilar pangkal jembatan.
- *Gerusan Kontraksi* yaitu gerusan yang umumnya dapat terjadi pada alur bukaan jembatan, dimana aliran dipersempit dengan adanya jembatan.

- *Degradasi* yaitu penurunan dasar alur sepanjang ruas sungai tertentu yang berkaitan dengan proses geologi atau campur tangan manusia yang mengakibatkan terjadinya perubahan perilaku pada sungainya.

Gerusan yang terjadi disekitar jembatan dapat ditimbulkan oleh kombinasi dari berbagai jenis gerusan tersebut diatas.

*Gambar 4.4.1* mengilustrasikan istilah-istilah umum yang berkaitan dengan gerusan pada alur bukaan jembatan

#### 4.4.3 Faktor-Faktor Yang Mempengaruhi Gerusan

##### 4.4.3.1 Umum

Gerusan lokal dan gerusan kontraksi dapat dibagi menjadi dua jenis sebagai berikut :

- Kasus Air Jernih, dimana material dasar dipindahkan dari lubang gerusan dan tidak digantikan,

- Kasus Angkutan Sedimen, terjadi bila lubang gerusan diisi oleh material dari angkutan sedimen dasar secara terus menerus. Pada keadaan ini dasar sungai biasanya berada dalam kondisi bergerak.

Dari hasil percobaan (Pustaka 4.4.3), diketahui bahwa kedalaman gerusan maksimum pada air jernih kurang lebih 10% lebih besar daripada kedalaman gerusan maksimum untuk kasus dengan angkutan sedimen. Namun karena kesalahan yang dapat terjadi dalam memperkirakan kedalaman gerusan biasanya lebih besar dari 10%, maka perbedaan antara kedua kasus tersebut diatas untuk perencanaan dapat diabaikan.

Faktor-faktor lain yang dapat mempengaruhi kedalaman gerusan di sekitar lokasi jembatan adalah :

- kemiringan dan alinyemen alami dari alur sungai
- potensi alur sungai untuk bergeser/ berpindah tempat
- jenis dan jumlah material dasar yang terangkut
- data-data banjir yang pernah terjadi
- timbunan sampah
- penyempitan dan/atau perubahan alinyemen aliran akibat adanya jembatan
- tata letak, bentuk pilar dan ukuran dari bangunan pelindung di sungai
- ukuran dan alinyemen dari pilar
- jenis dan kondisi material dasar sungai
- penempatan batuan atau material pengaman lainnya

- perubahan perilaku sungai baik secara alami maupun akibat ulah manusia
- tumbuhan di dasar sungai.

#### 4.4.3.2 Penyempitan dan/atau Perubahan Alinyemen Aliran

Timbunan tanggul pada pelintasan jalan kerap kali akan menimbulkan penyempitan aliran pada saat banjir. Aliran dari bantaran banjir akan mengalir secara lateral menuju bukaan jembatan. Lokasi dimana aliran lateral ini terjadi sangatlah penting. Apabila aliran dari bantaran kembali ke alur utamanya mulai dari suatu jarak tertentu di sebelah hulu lokasi jembatan, maka gerusan kontraksi mungkin terjadi pada seluruh lebar dasar alur bukaan jembatan. Namun apabila aliran lateral terjadi di sepanjang tanggul, ada kemungkinan gerusan lokal terjadi disekitar pangkal jembatan dan jangkauan gerusannya mungkin dapat mencapai lokasi disekitar pilar pertama atau kedua. Gerusan kontraksi dapat juga terjadi di bagian hilir dan dibawah bangunan. Pola aliran dan dampak gerusan pada suatu tempat tertentu akan sangat tergantung pada keadaan topografi setempat, tanaman dan luas bukaan jembatan yang tersedia.

Aliran akan mencari jalan termudah dan potensi gerusan hanya dapat diperkirakan dengan terlebih dahulu memperkirakan pola aliran yang akan terjadi selama masa usia jembatan.

#### 4.4.3.3 Material Dasar Sungai

Material dasar sungai sangat menentukan gerusan yang akan terjadi.

Pada material yang tidak berkohesi, tahanan terhadap erosi ditentukan oleh berat terendam dari partikelnya sendiri serta distribusi ukuran partikelnya.

Untuk material yang berkohesi, tahanan terhadap erosi ditentukan oleh ikatan elektrokimia antara partikelnya. Pengujian standar mekanika tanah dan sifat dasar (*index properties*) tidak memberikan bukti yang memuaskan untuk dapat dipakai sebagai kriteria tahanan terhadap erosi (Pustaka 4.4.9).

Untuk batuan lunak, pasir serta kerikil yang ikatannya lemah, sangat penting untuk menentukan apakah media perekat akan terlarut sepanjang usia bangunan sampai pada suatu keadaan dimana material tersebut seolah-olah merupakan material yang tidak berkohesi. Material yang terlamina seperti serpihan keras (*hard shales*) mungkin tampak bertahan terhadap kecepatan aliran yang tinggi, tetapi dalam prakteknya cenderung sering terkelupas pada saat banjir besar.

#### 4.4.3.4 Mekanisme Angkutan Material Dasar Sungai

Berdasarkan mekanisme dari angkutan dapat dibedakan dua macam angkutan :

- muatan dasar (*bed load*) yaitu pergerakan partikel yang berhubungan dengan

dasar dengan cara berguling, meluncur dan meloncat.

- muatan layang (*suspended load*) yaitu pergerakan partikel dalam pusaran aliran. Kecenderungan partikel untuk mengendap diimbangi dengan gerak difusif dari aliran turbulen.

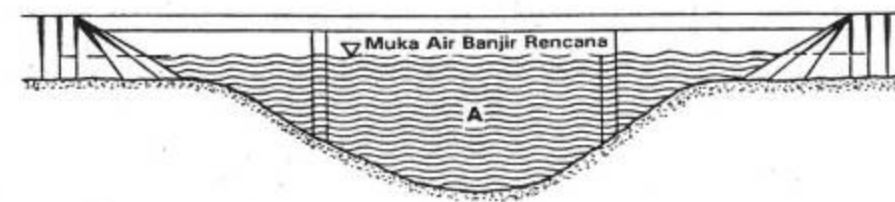
Yang dimaksud dengan material dasar sungai (*bed material*) adalah muatan dasar (*bed load*) dan muatan layang (*suspended load*), karena kedua muatan ini dipengaruhi oleh pengendapan dan penggerusan dasar sungai.

Dari hasil pengamatan di lapangan dan beberapa percobaan telah diketahui bahwa hubungan antara angkutan sedimen dengan keadaan aliran adalah tegangan geser dasar (*bed shear stress*) yang terdiri dari tegangan geser yang diakibatkan oleh kekasaran butir dan oleh bentuk dasar. Berdasarkan pengamatan ternyata diketahui bahwa proses pengangkutan dan keadaan aliran sangat bergantung pada kekasaran butir, karena sangat menentukan gerak mula partikel. Sedangkan kekasaran bentuk sama sekali tidak memberikan andil terhadap angkutan sedimen.

#### 4.4.4 Metoda-Metoda Untuk Memperkirakan Gerusan

##### 4.4.4.1 Umum

Meskipun terdapat banyak metoda-metoda (Pustaka 4.4.1, 4.4.7 & 4.4.8) untuk memperkirakan gerusan, namun hingga



**Gambar 4.4.2** - Ketentuan Luas Alur Bukaan Jembatan untuk Membatasi Kecepatan Aliran

saat ini belum ada teori umum yang terbukti dapat dipakai untuk memperkirakan kedalaman gerusan yang mungkin terjadi pada lokasi jembatan dengan tingkat akurasi yang tepat.

Sebelum menggunakan salah satu dari metoda-metoda yang ada, perlu dilakukan terlebih dahulu pemeriksaan terhadap latar belakang metoda tersebut dan parameter-parameternya. Hal ini perlu untuk menentukan apakah metoda tersebut dapat diterapkan pada lokasi jembatan yang akan diselidiki. Perlu dicatat bahwa hampir semua metoda yang ada hanya berkaitan dengan material-material yang tidak berko-hesi.

Disarankan agar dalam memperkirakan kedalaman gerusan digunakan paling sedikit dua metoda yang ada dan hasilnya dibandingkan. Penerapan dari semua hasil perkiraan dalam gerusan perlu dilakukan dengan hati-hati, dan memerlukan pertimbangan teknis.

Bab 4.4.4.2 menguraikan suatu metoda yang sederhana dan konservatif untuk merencanakan kedalaman gerusan dengan membatasi kecepatan aliran sehingga

gerusan yang membahayakan tidak akan terjadi. Metoda ini perlu digunakan sebagai perkiraan awal luas bukaan alur dibawah jembatan.

Bab 4.4.5 sampai 4.4.9 menguraikan metoda-metoda lain yang lebih rumit yang dapat digunakan untuk memperkirakan kedalaman gerusan dasar alur pada lokasi jembatan.

#### 4.4.4.2 Metoda Sederhana untuk Perencanaan Gerusan

Metoda ini (Pustaka 4.4.15) mencakup penggunaan kecepatan aliran yang diizinkan untuk membatasi kedalaman gerusan di dasar sungai. Tujuan dari metoda sederhana ini adalah untuk membatasi kedalaman gerusan, dengan anggapan bahwa pergerakan dasar sungai disebabkan oleh kecepatan aliran yang besar, dengan membatasi besarnya kecepatan aliran untuk suatu debit tertentu dan ketinggian muka air banjir yang melewati suatu luas penampang basah yang memenuhi syarat (lihat *Gambar 4.4.2*).

Untuk suatu debit tertentu  $Q$ , luas alur bukaan jembatan yang memenuhi syarat  $A$

diperlukan untuk membatasi besarnya kecepatan aliran  $V$  yang melewati bukaan jembatan yang menyempit :

$$\frac{Q}{A} < V_{rencana} \quad (4.4.1)$$

Luas penampang alur bukaan jembatan  $A$  yang tegak lurus terhadap arah aliran banjir tanpa dikurangi luas proyeksi dari pilar-pilarnya.

Penentuan kecepatan aliran rencana,  $V_{rencana}$  membutuhkan pengetahuan mengenai kecepatan-kecepatan aliran yang akan menyebabkan terbawanya berbagai macam jenis material di dasar sungainya.

Perkiraan kecepatan-kecepatan aliran yang akan mengakibatkan terbawanya material di dasar sungai diberikan pada *Tabel 4.4.1*.

**Tabel 4.4.1** - Perkiraan kecepatan aliran yang dapat mengakibatkan terjadinya gerusan

Material Dasar Sungai	Jenis	Kecepatan Penggerusan (m/detik)
Lanau	-	< 0.3
Pasir	halus	< 0.3
	kasar	0.4 - 0.6
Kerikil	6 mm	0.6 - 0.9
	25 mm	1.3 - 1.5
	100 mm	2.0 - 3.0
Tanah Lempung	lunak	0.3 - 0.6
	sedang/kaku	1.0 - 1.25
	keras	1.5 - 2.0
Batu	150 mm	2.5 - 3.0
	300 mm	4.0 - 5.0

Kecepatan aliran maksimum yang diijinkan untuk digunakan dalam merencanakan alur bukaan jembatan guna membatasi gerusan diberikan pada *Tabel 4.4.2*. Untuk alasan ekonomis, besarnya kecepatan ini lebih tinggi dibandingkan pada *Tabel 4.4.1*.

**Tabel 4.4.2** - Perkiraan Kecepatan Aliran Maksimum Rencana yang Diijinkan

Material Dasar Sungai	Jenis	Kecepatan Aliran Maksimum Rencana Yang Diijinkan (m/detik)
Lanau, pasir		0.5
Kerikil	6 mm	1.5
Lempung, (firm loam)	-	2.0
Kerikil	100 mm	2.5
Batu	150 mm	3.5
Batu Cadas	-	4.5

#### 4.4.4.3 Banjir Rencana

Gerusan harus diperkirakan untuk kondisi banjir maksimum, dimana jembatan untuk banjir rencana belum terlampaui aliran.

#### 4.4.4.4 Penyelidikan Lapangan

Penyelidikan lapisan tanah dengan cara pengeboran lubang dan pengujian contoh tanah sangat berguna untuk memperkirakan terjadinya gerusan.

Adanya lapisan dasar batuan cadas memberikan kepastian batas harga kedalaman gerusan, disamping itu perubahan jenis dan besar butir material di dasar sungai memberikan petunjuk kedalaman gerusan yang pernah terjadi sebelumnya.

Petunjuk dari potensi gerusan pada material berkohesi dapat diperoleh dengan merendam contoh tanah didalam air dan mengamatinnya apakah contoh tanah tersebut mengembang atau lepas.

#### 4.4.4.5 Batas Keamanan Terhadap Gerusan

Persamaan-persamaan yang diberikan dalam bab berikutnya dari buku panduan ini bertujuan untuk mendapatkan perkiraan gerusan yang konservatif. Namun mengingat terdapat ketidakpastian dari perkiraan gerusan dan diperlukannya pertimbangan-pertimbangan yang khusus, maka petunjuk khusus mengenai batas keamanan terhadap gerusan tidak mungkin/sulit untuk diberikan.



Oleh karena itu beberapa faktor berikut perlu diperhitungkan pada analisa akhir :

- Kecenderungan terjadinya aggradasi atau degradasi dalam jangka panjang
- Keabsahan dari data primer, terutama data hidrologi dan data geoteknik
- Probabilitas bahwa banjir besar melampaui batas banjir rencana yang dipakai dalam perencanaan
- Seberapa parah dampak dari hancurnya sebagian atau seluruh bangunan pengaman
- Pengalaman dari perencana di lapangan
- Penambahan biaya untuk memberikan keamanan yang lebih.

#### 4.4.5 Gerusan Umum

Gerusan umum didefinisikan sebagai kedalaman gerusan di dasar alur pada lokasi bukaan jembatan diukur dari permukaan dasar sungai asli di udiknya.

##### 4.4.5.1 Metoda G.1 - Metoda New Zealand Railways

###### Dasar-dasar Metoda G.1

Metoda untuk memperkirakan kedalaman gerusan umum yang diuraikan dalam bagian ini didasarkan pada Standar Pelaksanaan untuk Perencanaan Alur bukaan Jembatan yang dikeluarkan oleh The New Zealand Ministry of Works and Development (Pustaka 4.4.11).

###### Metoda Perkiraan

The New Zealand Railways telah mengembangkan suatu metoda untuk memperkirakan gerusan berdasarkan hasil penyelidikan terhadap sejumlah jembatan kereta api yang runtuh akibat gerusan. Metoda yang diusulkan oleh P.S. Holmes (Pustaka 4.4.10), mempertimbangkan gerusan umum (diuraikan dalam bagian ini) dan gerusan lokal (lihat Bagian 4.4.6.1). Kedalaman gerusan lokal diperkirakan dengan rumus-rumus berikut :

$$D_{s1} = \frac{Y_r V_o K}{\sqrt{A/W}} \text{ atau}$$

Yo dipakai yang lebih besar (4.4.2)

$$V_o = \frac{Q}{A} \left[ \frac{Y_o}{A/W} \right]^{2/3} \times C \quad (4.4.3)$$

$$K = \sqrt{\frac{W}{4.83 Q^{1/2}}}$$

dengan syarat x 10 (4.4.4)

dimana

$D_{s1}$  = kedalaman gerusan lokal (m), diukur dari muka air ke permukaan dasar alur setelah tergerus

$Y_o$  = kedalaman air maksimum di daerah gerusan dan di udiknya (m)

$Y_r$  = kenaikan muka air tidak jauh di udik lokasi jembatan sampai dengan muka air banjir, di ukur dari muka air normal (m)

$V_o$  = kecepatan aliran rata-rata pada potongan melintang di udik daerah gerusan (m/detik)

$K$  = faktor peubah yaitu perbandingan antara lebar alur bukaan jembatan dan aturan (regime) lebar sungai dari Lacey

$A$  = luas penampang alur bukaan jembatan yang tegak lurus terhadap arah aliran, sebelum terjadi gerusan, tanpa dikurangi oleh luas proyeksi dari pilar-pilarnya ( $m^2$ )

$W$  = lebar total alur bukaan jembatan (m)

$Q$  = debit banjir puncak di lokasi jembatan ( $m^3/detik$ )

$C = 1.2$  untuk kondisi adanya penyempitan aliran, 1.0 untuk kondisi lainnya.

##### 4.4.5.2 Metoda G.2 - Metoda dari C.R. Neill

###### Dasar-dasar Metoda G.2

Metoda untuk memperkirakan gerusan umum yang diuraikan dalam bagian ini

berdasarkan pada Guide to Bridge Hydraulics yang disusun oleh C.R. Neill (Pustaka 4.4.2).

###### Metode Perkiraan

Kedalaman gerusan umum pada sungai aluvial yang belum terganggu dapat diperkirakan menggunakan aturan rumus empiris dari Lacey (Pustaka 4.4.2, 4.4.4 & 4.4.5).

$$d_m = 0.5 \left[ \frac{Q}{7} \right]^{1/3}$$

$$f = 1.76 \sqrt{m} \quad (4.4.5)$$

dimana

$d_m$  = kedalaman gerusan rata-rata (m)

diukur dari muka air pada debit rencana

$Q$  = debit/aliran di alur utama ( $m^3/debit$ )

$f$  = Silt Factor Lacey (lihat *Tabel 4.4.3*).

$m$  = ukuran butir material dasar (mm)

**Tabel 4.4.3 - Nilai-nilai Silt Factor Lacey**

$d_{50}$ = diameter median pasir berdasarkan berat (mm)	Nilai Silt Factor Lacey $f$
0.06	0.4
0.1	0.6
0.2	0.8
0.3	1.0
0.5	1.2
0.7	1.5
1.0	1.8
1.3	2.0
<b>CATATAN</b> 1. $d_{50}$ diperoleh dari hasil analisa ayakan yaitu ukuran butir yang lolos 50% dari berat contoh tanah total. 2. Kecuali apabila pengalaman di lapangan menunjukkan hal yang berlawanan, maka nilai $f$ untuk material pasir biasanya diambil 1.0.	

**Tabel 4.4.4** - Faktor Pengali untuk Kedalaman Gerusan Maksimum

Ruas Sungai	Faktor Pengali c
Alur lurus	1.25
Belokan tidak tajam	1.50
Belokan tajam	1.75
Belokan sangat tajam/menyiku	2.00

Untuk sungai tanpa bantaran banjir dan bentuk tampang alurnya teratur, Q adalah debit rencana total, sedangkan pada sungai dengan bantaran banjir, Q adalah debit di alur utamanya.

**Persamaan (4.4.5)** memberikan perkiraan kedalaman gerusan rata-rata pada suatu tampang melintang sungai. Untuk memperkirakan kedalaman gerusan alami maksimum, dm dikalikan dengan suatu faktor c yang diberikan pada **Tabel 4.4.4**. Maka kedalaman gerusan alami maksimum adalah :

$$d_{mak} = c d_m \quad (4.4.6)$$

dimana c = faktor pengali

$d_m$  = kedalaman gerusan rata-rata (m) diukur dari muka air pada debit rencana. Perlu dicatat bahwa pada beberapa kedalaman gerusan di sungai yang teramati lebih dalam dua kali dari yang diperoleh hasil perhitungan. Metoda kecepatan aliran yang kompeten akan diberikan pada Bagian 4.4.7.2.b dan dapat digunakan sebagai pendekatan kasar untuk gerusan lokal.

#### 4.4.6 Gerusan Lokal

Gerusan lokal didefinisikan sebagai penurunan dasar alur disekitar bangunan (seperti pilar, krib dan pangkal jembatan) dibawah permukaan dasar alur akibat gerusan umum.

##### 4.4.6.1 Metoda L.1 - Metoda New Zealand Railways

###### Dasar-dasar dari Metoda L.1

Metoda untuk memperkirakan gerusan lokal yang diuraikan dalam bagian ini berdasarkan pada Standar Pelaksanaan untuk Perencanaan Alur Buka-an Jembatan yang disusun oleh The New Zealand Ministry of Works and Development (Pustaka 4.4.11).

###### Metoda Perkiraan

The New Zealand Railways telah mengembangkan metoda untuk memperkirakan kedalaman gerusan berdasarkan hasil penyelidikan pada sejumlah jembatan kereta api

yang runtuh akibat gerusan. Metoda yang diusulkan oleh P.S. Holmes (Pustaka 4.4.10), mempertimbangkan gerusan umum (lihat Bagian 4.4.5.1) dan gerusan lokal (seperti diuraikan dalam bagian ini). Kedalaman gerusan lokal (m) dapat dihitung dengan rumus-rumus berikut :

$$D_{s2} = 0.8 \sqrt{V_o b} \quad (4.4.7)$$

$$V_o = \frac{Q}{A} \left[ \frac{Y_o}{A/W} \right]^{2/3} \times C \quad (4.4.8)$$

dimana

$D_{s2}$  = kedalaman gerusan lokal (m), yaitu kedalaman dari permukaan dasar alur rata-rata

$V_o$  = kecepatan aliran rata-rata pada potongan melintang di udik daerah gerusan (m/detik)

$b$  = lebar efektif proyeksi pilar (m)

$Y_o$  = kedalaman air banjir maksimum di daerah gerusan dan di udiknya (m)

$A$  = luas penampang alur bukaan jembatan

yang tegak lurus terhadap arah aliran, sebelum terjadi gerusan, tanpa dikurangi oleh luas proyeksi dari pilar-pilarnya ( $m^2$ )

$W$  = lebar total alur bukaan jembatan (m)

$Q$  = debit banjir puncak di lokasi jembatan ( $m^3/detik$ )

$C = 1.2$  untuk kondisi dengan penyempitan aliran, 1.0 untuk kondisi lainnya.

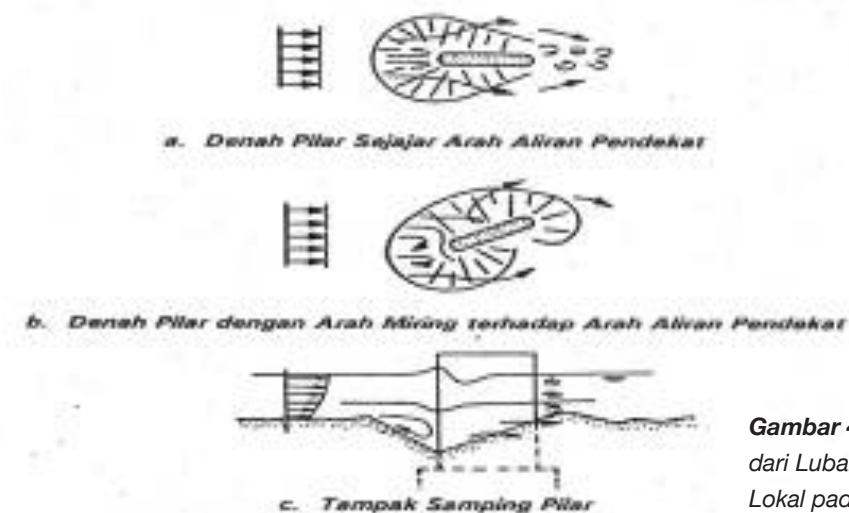
##### 4.4.6.2 Metoda L.2 - Metoda dari C.R. Neill

###### Dasar-dasar dari Metoda G.2

Metoda untuk memperkirakan *gerusan lokal* yang diuraikan dalam bagian ini berdasarkan pada *Guide to Bridge Hydraulics* yang disusun oleh C.R. Neill (Pustaka 4.4.2).

###### Metoda Perkiraan

Penempatan pilar pada alur bukaan jembatan cenderung menimbulkan gerusan lokal (**Gambar 4.4.3**) walaupun pilar-pilar



**Gambar 4.4.3** - Bentuk Umum dari Lubang-lubang Gerusan Lokal pada Pilar

tersebut tidak menimbulkan pengurangan yang berarti terhadap lebar bersih alur bukaan jembatan. Perkiraan kedalaman gerusan lokal ini harus ditambahkan pada gerusan umum atau gerusan kontraksi yang telah diuraikan dalam Bagian 4.4.5.2 dan 4.4.7.2.

Secara umum, pada gerusan lokal bergantung pada lebar dan panjang pilar, bentuk pilar dan tata letaknya, detail dari pijakan/poer, kecepatan dan kedalaman aliran, jenis dan ukuran dari butir material dasar sungainya, besarnya angkutan sedimen dasar dan akumulasi endapan sampah.

#### a. Gerusan Lokal pada Pilar Pilar Bulat atau Memanjang

Pada gerusan lokal diujung udik pilar, baik pada pilar bulat maupun pilar memanjang yang arahnya sejajar dengan arah aliran, dibawah elevasi dasar alur sekitarnya biasanya diambil sama dengan diameter efektif atau lebar efektif pilar didekat permukaan dasar sungainya dikalikan dengan Koefisien Gerusan Lokal,  $C_L$  yang diberikan pada *Tabel 4.4.5*. Koefisien-koefisien tersebut dimaksudkan untuk perencanaan dalam gerusan lokal pada material yang tidak berkohesi/lepas yang diharapkan akan bergerak pada debit rencana, dimana tidak adanya pengaman khusus. Koefisien yang lebih kecil cocok untuk material-material dasar yang lebih tahan terhadap gerusan.

#### Pengaruh dari Penempatan Pilar yang Arahnya Miring terhadap Arah Aliran

Bila pilar dengan bentuk memanjang ditempatkan sangat miring terhadap arah alirannya, maka gerusan yang akan terjadi adalah lebih besar dari yang diberikan pada *Tabel 4.4.5*. Sudut kemiringan  $\theta$  yang lebih besar dari  $5^\circ$  hingga  $10^\circ$  harus dihindarkan dalam pelaksanaan.

Untuk memperkirakan pengaruh dari miringnya arah pilar terhadap arah aliran pada kedalaman gerusan lokal, Koefisien Gerusan Lokal  $C_L$  dikalikan dengan Koefisien Arah  $C_s$  yang diberikan pada *Tabel 4.4.6*. *Tabel 4.4.6* berdasarkan pada data yang diberikan oleh Laursen (Pustaka 4.4.6) dan peneliti-peneliti lainnya dan dimaksudkan untuk memberikan perkiraan kenaikan kedalaman gerusan lokal sehubungan dengan kemiringan dari letak pilar terhadap arah alirannya. Pemakaian harga-harga dalam *Tabel 4.4.6* tersebut perlu dilakukan dengan hati-hati, mengingat adanya perbedaan yang cukup besar diantara hasil dari peneliti-peneliti yang berbeda.

#### Pengaruh Endapan Sampah

Akumulasi dari endapan sampah yang terjadi disekitar pilar akan memperdalam gerusan lokal disekitar pilar tersebut. Dari pengalaman, diketahui bahwa sisi udik pilar, lengkung (dalam arah denah), tegak lurus

Bentuk Pilar dalam Denah	Bentuk Pilar dalam Arah Potongan Memanjang/Arah Aliran	Koefisien Gerusan Lokal $C_L$	
		$d_r \leq 5w$	$d_r > 5w$
		1.5	2.3
		1.5	2.3
		2.0	3.0
		1.2	1.8
		1.0	1.5
		2.0	3.0
<b>CATATAN</b> Bilamana dalam gerusan ada kemungkinan melampaui pijakan/poer pilar, w diambil sama dengan lebar pijakan/poernya.			

**Tabel 4.4.5** - Koefisien Gerusan Lokal  $C_L$  untuk Pilar-pilar pada Tanah Lanau Yang Tidak Berkohesi dan Pasir yang Diletakkan Sejajar dengan Arah Aliran

terhadap dasar sungai, atau sedikit miring kearah hilir adalah arah terbaik untuk mencegah terjadinya akumulasi sampah.

Untuk pilar-pilar yang ramping/pipih, dimana kedalaman gerusan lokal yang diperkirakan terjadi kecil, pada lokalnya perlu ditambah untuk keamanan apabila terjadi akumulasi sampah yang akan memperbesar lebar efektif pilar,  $w$ .

#### Kedalaman Gerusan Lokal

Kedalaman gerusan lokal disekitar pilar pada tanah lanau yang tidak berkoheksi dan pasir dapat dihitung sebagai berikut :

$$d_s = C_L C_s w \quad (4.4.9)$$

dimana

$d_s$  = kedalaman gerusan lokal (m), diukur dari permukaan dasar sungai rata-rata

$C_L$  = koefisien gerusan lokal dari *Tabel 4.4.5*

$C_s$  = koefisien arah dari *Tabel 4.4.6*

$w$  = diameter pilar efektif atau lebar efektif pilar (m) diukur dekat permukaan dasar sungai rata-rata

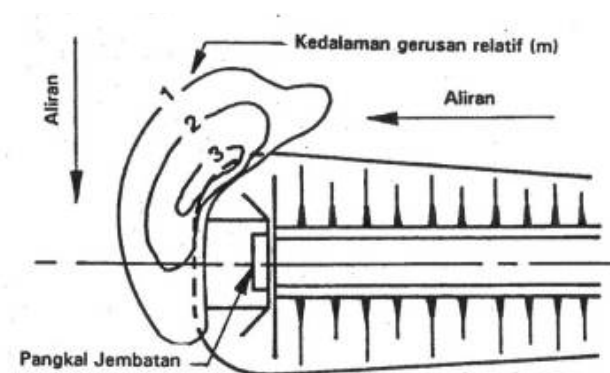
#### b. Gerusan Lokal pada Pangkal Jembatan

Petunjuk yang dapat dipakai untuk memperkirakan gerusan lokal di sekitar pangkal jembatan tidak dapat diberikan karena beraneka ragamnya bentuk, ukuran dan kondisi aliran pendekatan yang mungkin terjadi pada saat pelaksanaan dan juga disebabkan oleh kurangnya data-data hasil percobaan.

Tanggul badan jalan yang menjorok ke sungai diatas bantaran banjir yang lebar akan menimbulkan dua jenis gerusan. Pertama, pola aliran pada saat banjir menimbulkan terpusatnya aliran di ujung

**Tabel 4.4.6** - Koefisien Arah  $C_s$  untuk Pilar-Pilar yang Arahnya Miring/Membentuk Sudut  $\theta$  terhadap Arah Aliran

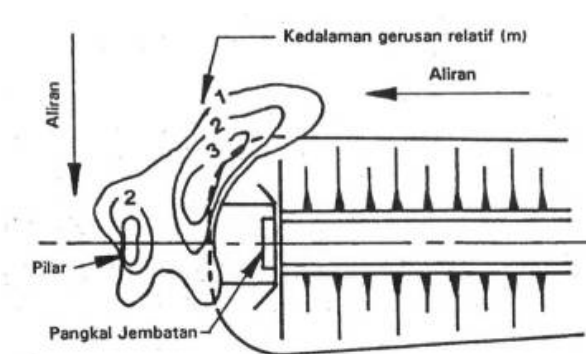
Sudut Arah Pilar terhadap Arah Aliran, $\theta$	Perbandingan antara Panjang dan Lebar Pilar		
	4	8	12
0 °	1.0	1.0	1.0
150	1.5	2.0	2.5
300	2.0	2.5	3.5
450	2.5	3.5	4.5
<b>CATATAN</b>			
1. Tabel diatas dimaksudkan untuk menunjukkan kisaran besarnya nilai $C_s$ .			
2. Dalam gerusan rencana untuk pilar-pilar yang arahannya sangat miring terhadap arah aliran pendekatan dan penempatan tersebut tidak dapat dihindarkan, perlu dikaji dengan uji model khusus.			



**Gambar 4.4.4** - Gerusan pada Tanggul Badan Jalan Pendekat

tanggul jalan pendekat bagian udik. Dalam banyak kasus, ini menghasilkan potensi gerusan yang serius terhadap pangkal jembatannya. Kedua, tanggul badan jalan mempersempit bukaan jembatan, dengan bertambah besarnya aliran, akan mempengaruhi gerusan yang terjadi pada pilar terdekat dari pangkal jembatan.

Penelitian dengan menggunakan model telah memberikan pandangan tentang gerusan yang disebabkan oleh adanya tanggul badan jalan yang menjorok ke sungai. *Gambar 4.4.4* menunjukkan konfigurasi gerusan yang mungkin terjadi pada tanggul badan jalan yang arahannya tegak lurus arah aliran utamanya. *Gambar 4.4.5* menunjukkan pengaruh tanggul badan jalan pada gerusan di pilar terdekatnya. *Gambar 4.4.4* dan *Gambar 4.4.5* hanyalah memberikan gambaran mengenai pola penggerusan secara kualitatif.



**Gambar 4.4.5** - Gerusan pada Tanggul badan jalan dan Pilar Terdekat

#### 4.4.6.3 Metoda L.3 - Metoda dari Faraday & Charlton

##### Dasar-dasar dari Metoda L.3

Metoda untuk memperkirakan gerusan lokal yang diuraikan dalam bagian ini berdasarkan pada *Hydraulic Factors in Bridge Design* yang disusun oleh R.V. Faraday dan F.G. Charlton (Pustaka 4.4.12).

##### Metoda Perkiraan

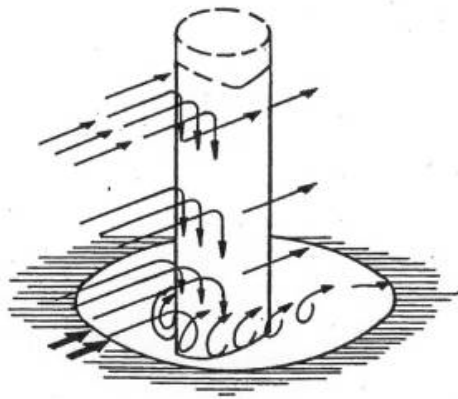
Metoda untuk memperkirakan gerusan lokal pada pilar, pangkal jembatan dan krib/bangunan pengendalian sungai diuraikan dalam bagian-bagian selanjutnya.

#### a. Gerusan Lokal pada Pilar Jembatan

##### (i) Mekanisme dari Penggerusan

Gerusan lokal disekitar pilar adalah akibat dari sistem aliran spiral yang terbentuk akibat adanya pilar, aliran membelok kesamping sekeliling pilar. Sistem aliran



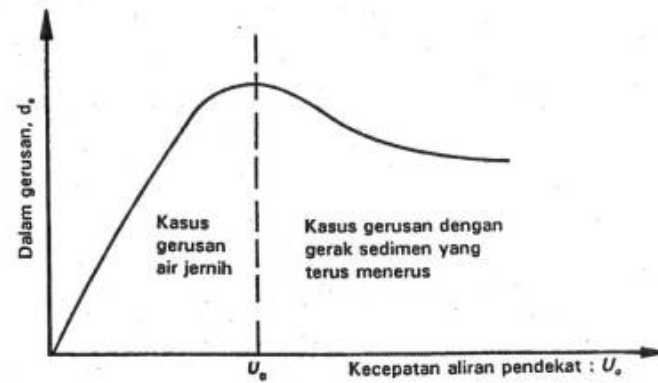


**Gambar 4.4.6** - Formasi Aliran Spiral Tapal Kuda pada Mar Silinder

spiral utama yang menghasilkan formasi lubang gerusan, berasal dari sisi udik pilar, dimana aliran membentur pilar dan berubah arah ke bawah (arah dasar sungai) dan kembali berubah arah di dasar sungai. Karena material dasar terangkut oleh aliran, timbul lubang gerusan di dasar sungai yang mengakibatkan terbentuknya pusaran dalam lubang tersebut dan bergerak mengelilingi pilar. Dalam arah denah, sistem aliran spiral yang terjadi mempunyai bentuk tapal kuda sehingga sering disebut sebagai aliran spiral tapal kuda (lihat *Gambar 4.4.6*).

Lubang gerusan akan membesar pada suatu kedalaman gerusan tertentu yang disebut gerusan keseimbangan. Kedalaman gerusan keseimbangan tergantung pada kondisi gerusan yang berlaku. Adapun kondisi-kondisi gerusan tersebut adalah :

- Gerusan air jernih yaitu apabila mate-

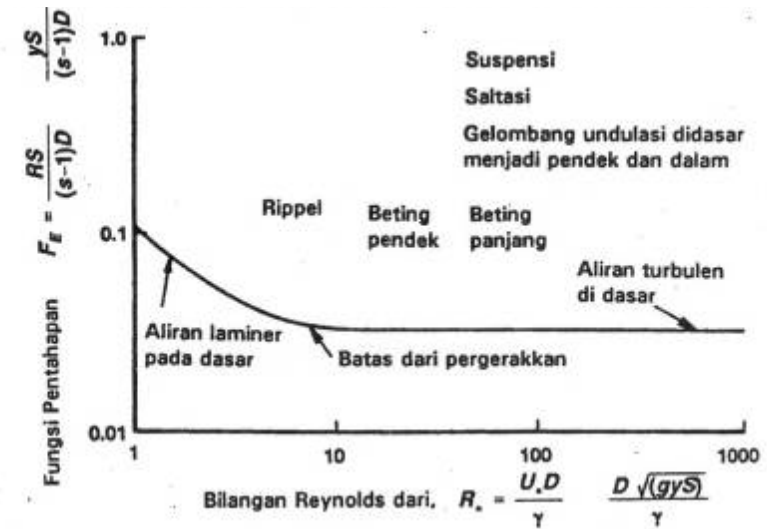


**Gambar 4.4.7** - Hubungan Antara Kedalaman Gerusan dan Kecepatan Aliran Pendekat

rial dasar yang bergerak hanya di sekitar pilar-pilarnya saja. Kedalaman gerusan keseimbangan tercapai bila tegangan geser yang terjadi dipermukaan lubang gerusan tidak mampu lagi untuk mendorong partikel material dasar sungainya.

- Gerusan angkutan sedimen terjadi apabila seluruh bagian dasar sungai berada dalam keadaan gerak. Pada kondisi ini, kedalaman gerusan keseimbangan tercapai apabila jumlah muatan sedimen yang masuk ke dalam lubang gerusan persatuan waktu sama dengan jumlah muatan sedimen yang keluar dari lubang gerusan tersebut.

Dengan kondisi keseimbangan tercapai, maka kedalaman gerusan terbesar terjadi pada peralihan antara kondisi gerusan air jernih dan gerusan angkutan



**Gambar 4.4.8** - Batas Mulai Bergeraknya Partikel Dasar

sedimen, yang biasa disebut batas mulai Bergeraknya partikel material dasar sungai, dengan kecepatan pendekat sama dengan  $U_c$  yaitu kecepatan kritis rata-rata untuk memulai terjadinya gerakan sedimen (lihat *Gambar 4.4.7*).

Untuk mengetahui apakah kondisi air jernih atau angkutan sedimen yang dipakai, lihat *Gambar 4.4.8* yang memperlihatkan hubungan antara fungsi pentahapan (Entrainment Function) dan bilangan Reynolds dari partikel. Kondisi-kondisi air jernih diwakili oleh titik-titik yang terletak dibawah garis kurva dan kondisi-kondisi angkutan sedimen diwakili oleh titik-titik yang terletak diatasnya. Garis kurva dalam *Gambar 4.4.8* merupakan batas dari gerakan partikel material dasar sungai.

Fungsi pentahapan  $F_E$

$$F_E = \frac{RS}{(s-1)D} \quad (4.4.10)$$

Untuk saluran-saluran yang lebar, persamaan tersebut diatas pendekatannya adalah sebagai berikut

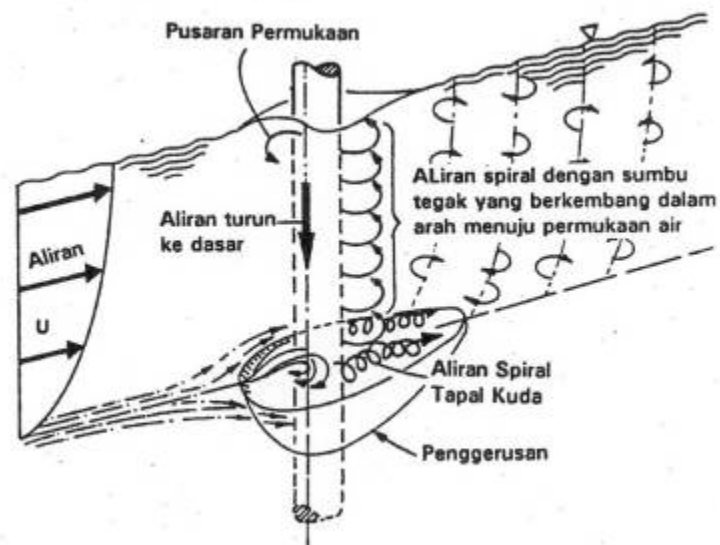
$$F_E = \frac{yS}{(s-1)D} \quad (4.4.11)$$

Bilangan Reynolds dari partikel  $R^*$ , diberikan persamaan :

$$R_* = \frac{U_*D}{\nu} \quad (4.4.12)$$

Dimana untuk saluran-saluran lebar, persamaan adalah :

$$R_* = \frac{D\sqrt{g y S}}{\nu} \quad (4.4.13)$$



**Gambar 4.4.9 - Pola Aliran pada Pilar Silinder**

Dimana

$R$  = jari-jari hidraulik (m) =  $A/P$

$S$  = kemiringan garis energi

$s$  = berat jenis material dasar sungai

$D$  = ukuran karakteristik partikel dasar (m)

$A$  = luas penampang basah ( $m^2$ )

$P$  = keliling basah (m)

$y$  = kedalaman aliran rata-rata (m)

$U^*$  = kecepatan geser (m/detik)

$\nu$  = kekentalan kinematika ( $m^2/detik$ )

=  $1.14 \times 10^{-6} m^2/detik$  untuk air pada suhu  $15^\circ C$

$g$  = percepatan gravitasi ( $9.81 m/detik^2$ )

## (ii) Pilar Silinder

Interaksi aliran disekeliling pilar jembatan dan dasar sungai di sekitarnya sangat rumit. Perkiraan gerusan memer-

lukan penggunaan metoda empiris atau kombinasi cara analitis dan empiris untuk memenuhi persamaan-persamaan untuk peramalan gerusan berdasarkan data hasil percobaan dan data lapangan. Penelitian-penelitian lebih tertuju pada pengaruh gerusan pada material-material yang tidak berkoheesi dan sedikit sekali pedoman yang tersedia untuk memperkirakan kedalaman gerusan pada material-material berkoheesi.

## Material Tidak Berkoheesi

Tabel 4.4.7 merupakan ringkasan dari persamaan-persamaan untuk memperkirakan dalam gerusan disekitar pilar silinder pada material-material yang tidak berkoheesi.

**Tabel 4.4.7 – Perkiraan Gerusan Lokal untuk Pilar-Pilar Berbentuk Silinder pada Tanah yang Tidak Berkoheesi**

Dasar Sungai	Kondisi Gerusan	Bilangan Froude $F = \frac{U}{\sqrt{gy}}$	Persamaan
Pasir	Air Jernih	-	$d_s = 1.17 U_0^{0.62} b^{0.62}$
	Angkutan Sedimen	$F < 0.5$	$d_s = 1.11 y_0^{0.5} b^{0.5}$
		$F > 0.5$	Harga yang lebih besar diambil : $d_s = 1.59 U_0^{0.67} b^{0.67}$ atau $d_s = 1.11 y_0^{0.65} b^{0.5}$
		$F < 3$	$0.001 < D_{50} < 0.004$ $d_s = 1.8 y_0^{0.75} b^{0.25} - y_0$ atau $d_s = C y_0$ dan $y_0 = 0.38 q_0^{0.67} D_{50}^{-0.17}$
Kerikil	Air Jernih	-	$d_s = C y_0$ $y_0 = 0.23 (s-1)^{-0.43} q_0^{0.86} D_{90}^{-0.29}$
	Angkutan Sedimen	-	$d_s = C y_0$ $y_0 = 0.47 q_0^{0.8} D_{90}^{-0.12}$
<b>CATATAN</b> Pada kasus-kasus dimana bilangan Froude melampaui 0.8 untuk menentukan pengaruh-pengaruh dari gerusan, disarankan dilakukan penyelidikan dengan model.			

Dimana

$d_s$  = kedalaman gerusan diukur dari permukaan dasar sungai di udiknya (m)

$b$  = lebar pilar (m)

$U_0$  = kecepatan aliran pendekat (m/detik)

$y_0$  = kedalaman aliran di udik pilar (m)

$q_0$  = debit persatuan lebar di udik pilar ( $m^3/detik$ )

$D_{50}$  = diameter median material dasar (m)

D90 = diameter material dasar dimana 90% dari jumlah partikel mempunyai ukuran yang lebih kecil (m)

s = berat jenis dari material dasar sungai

C = koefisien  $0.5 < C < 1.0$

### Material Berkohesi

Sangat sedikit data mengenai gerusan pada tanah berkohesi atau pengaruh dari tingkat konsolidasi pada tahanan terhadap gerusan yang dapat dipakai sebagai referensi. Oleh karena itu diusulkan penggunaan rumus sederhana yang berdasarkan pada lebar pilar yang dapat dilihat dalam *Tabel 4.4.8* untuk memperkirakan kedalaman gerusan pada tanah berkohesi.

**Tabel 4.4.8 - Kedalaman Gerusan untuk Pilar pada Tanah Berkohesi**

Denah Bentuk Pilar	Kemiringan Permukaan Udik dan Hilir Pilar	Kedalaman Gerusan
Lingkaran	Tegak	1.5 b
Persegi panjang	Tegak	2.0 b
Lensa Cembung (Lenticular)	Tegak	1.2 b
Persegi Panjang dengan permukaan udik dan hilir berupa bidang lengkung	Tegak	1.5 b
	Dilihat dari atas miring kedalam dengan sudut terhadap arah tegak $>20^\circ$	1.0 b
	Dilihat dari atas miring ke arah luar dengan sudut terhadap arah tegak $> 20^\circ$	2.0 b
C A T A T A N dimana b = lebar pilar		

### (iii) Pilar-Pilar Tidak Berbentuk Silinder

Perkiraan gerusan lokal untuk pilar-pilar yang tidak berbentuk silinder dapat diperoleh dengan memasukkan faktor-faktor yang sesuai ke persamaan untuk memperkirakan gerusan untuk pilar berbentuk silinder yang diberikan dalam *Tabel 4.4.7*.

Pilar-pilar yang tidak berbentuk silinder perlu direncanakan sedemikian rupa sehingga permukaan udiknya lebih tajam dari pilar-pilar berbentuk silinder. Ini bermanfaat untuk mengurangi kekuatan aliran spiral tapal kuda yang terjadi, dengan demikian juga mengu-

rangi kedalaman gerusan yang terjadi. Kondisi sebaliknya akan terjadi apabila pilar-pilar direncanakan dengan permukaan udik tumpul. Faktor-faktor penyesuaian bentuk untuk pilar-pilar yang tidak berbentuk silinder diberikan dalam *Tabel 4.4.9* disebut faktor  $f_2$ .

**Tabel 4.4.9 - Faktor Bentuk Tampang Pilar,  $f_2$**

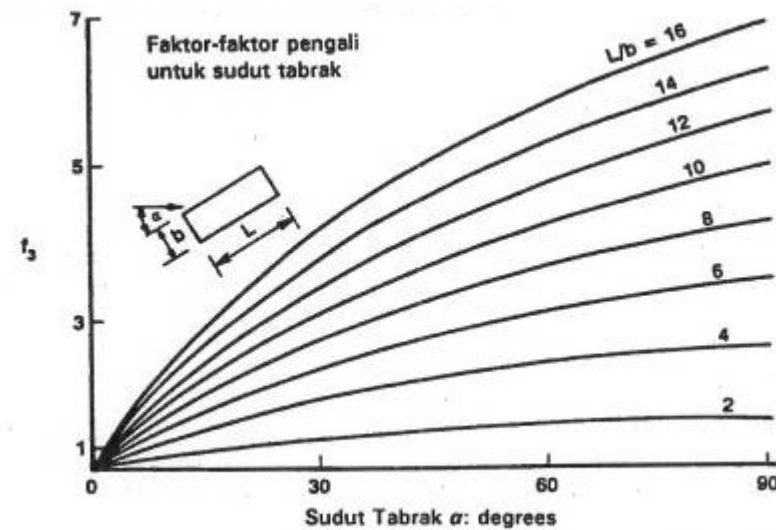
Denah Bentuk Pilar	Perbandingan Panjang dan Lebar Pilar	$f_2$
Lingkaran	1	1.00
Lensa Cembung (Lenticular)	2	0.97
	3	0.76
	4	0.67
	7	0.41
Bidang udik & hilir - Parabola	-	0.80
Segitiga $60^\circ$	-	0.75
Segitiga 900	-	1.25
Elips	2	0.91
	3	0.83
Bentuk Ogi (Ogival)	4	0.86
Persegi panjang	2	1.11
	4	1.40
	6	1.11

Kedalaman gerusan untuk pilar-pilar yang tidak berbentuk silinder, bervariasi tergantung pada arah aliran pendekat atau sudut tabrak (angle of attack) yaitu sudut yang dibentuk oleh arah pilar dan arah aliran pendekat. Faktor-faktor penyesuaian bagi arah pilar yang tidak sejajar dengan arah alirannya disebut sebagai faktor  $f_3$  dan diberikan dalam *Gambar 4.4.10*. Maka untuk pilar-pilar dengan bentuk yang lain dari bentuk silinder dan dengan arah pilar yang tidak sejajar dengan arah alirannya, kedalaman gerusan lokalnya dapat diperkirakan dari persamaan berikut :

$$\text{kedalaman gerusan} = ds f_2 f_3 \quad (4.4.14)$$

dimana

ds = kedalaman gerusan untuk pilar silinder yang dihitung dengan menggunakan persamaan yang sesuai, yang dapat dipilih dari persamaan-persamaan yang diberikan dalam *Tabel 4.4.7*



**Gambar 4.4.10** - Hubungan Antara  $f_3$  dan Sudut yang Dibentuk oleh Arah Pilar dan Arah Aliran Pendekat  $\alpha$

$f_2$  = faktor untuk memperhitungkan bentuk pilar

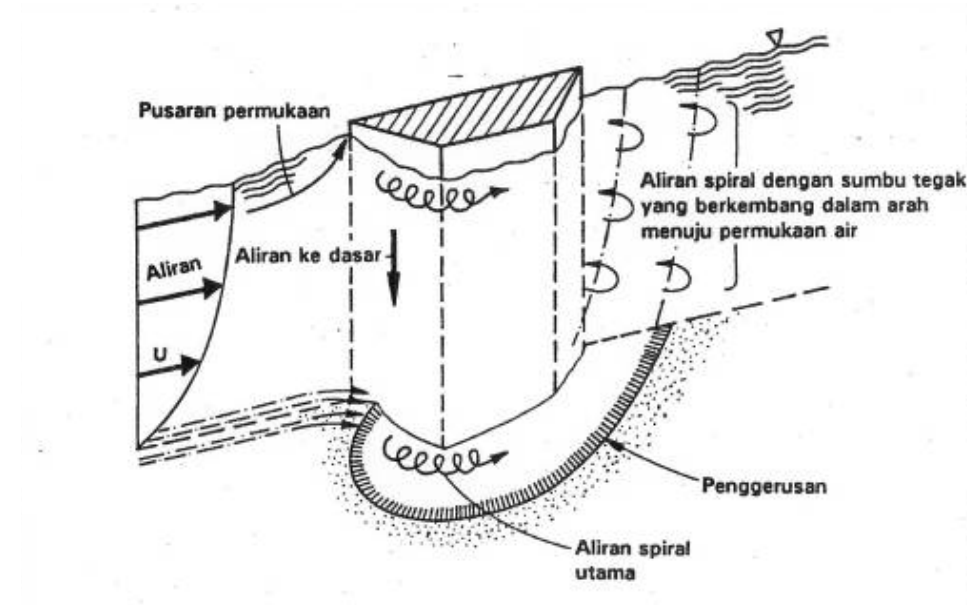
$f_3$  = faktor untuk memperhitungkan arah pilar yang tidak sejajar dengan arah alirannya

#### (iv) Kumpulan Tiang Pancang

Pilar jembatan biasanya berdiri diatas pondasi kumpulan tiang pancang. Pelat pengikat tiang-tiang pancang (pile cap) biasanya berada pada/atau diatas permukaan dasar sungai setelah terjadi gerusan lokal (general scour) dan biasanya dalam denah arah ukurannya lebih besar dari pilarnya. Pola aliran untuk keadaan ini sangatlah berbeda dengan pola aliran pada pilar silinder (lihat Bagian 4.4.6.3.a.i) :

- Aliran yang mengarah ke dasar pada bagian udik pilar akan dibelokkan kembali ke arah mendatar pada pelat pengikat tiang-tiang pancangnya, maka pembentukan aliran spiral tapal kuda cenderung dapat dicegah.
- Pola aliran yang rumit terbentuk diantara kumpulan tiang-tiang pancangnya.

Pedoman umum untuk memperkirakan kedalaman gerusan disekitar kumpulan tiang pancang tidak ada. Perkiraan yang aman/konservatif yang dapat dilakukan adalah dengan menganggap kumpulan tiang pancang sebagai satu pilar yang penuh dan sebagai ukurannya diambil jarak tiang-tiang terluar dan terjauh.



**Gambar 4.4.11** - Pola Aliran pada Pangkal Jembatan Tipikal

#### b. Gerusan Lokal pada Pangkal Jembatan dan Bangunan Pengendali Sungai

Pangkal jembatan dan bangunan pengendali sungai dapat dipengaruhi oleh berbagai keadaan pola aliran pendekat yang bervariasi tingkat kerumitannya. Keadaan ini mengakibatkan tidak mungkinnya dibuat suatu pedoman lokal yang dapat dipakai untuk memperkirakan kedalam gerusannya. Untuk itu dalam perencanaan, sebaiknya kedalaman gerusan diperkirakan dari data yang dikumpulkan dari bangunan pengendali sungai yang serupa yang telah dibangun pada sungai lain yang mampu-

nyai karakteristik yang sama dengan sungai yang sedang diteliti dan dibuat perencanaan bangunan pengendali sungainya atau dari hasil uji model.

Perkiraan kedalaman gerusan dapat diperoleh dengan pertama-tama memperkirakan kedalaman gerusan lokal yang mungkin terjadi pada permukaan dasar sungai setelah terjadi gerusan lokal diambil sebagai permukaan dasar sungai yang berkaitan dengan perhitungan permukaan aliran rata-rata yang diuraikan dalam Bagian 4.4.5. Kemudian didapat kedalaman maksimum yaitu kedalaman rata-rata dika-



**Tabel 4.4.10** - Faktor Pengali untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan pada Pangkal Jembatan dan Bangunan Pengendali Sungai

Lokasi	Faktor Pengali
Ujung dari krib atau tembok pengiring	2.0-2.75
Aliran menabrak tebing dalam arah tegak lurus	2.25
Aliran sejajar dengan tebing	1.5-2.0

likan dengan satu faktor pengali yang dipilih dari **Tabel 4.4.10**. Faktor pengali tersebut dipakai untuk sungai-sungai dengan dasar pasir, tetapi untuk indikasi perkiraan, harga-harga tersebut dapat digunakan pada sungai dengan dasar kerikil dan sungai dengan dasar terdiri dari material berkoheksi.

Pada kasus dimana terjadi limpasan pada pangkal jembatan dengan kekuatannya, perkiraan permukaan dasar akibat gerusan dapat diperoleh dengan menggunakan faktor pengali untuk tebing sungai pada perkiraan permukaan dasar alur bukaan jembatan akibat gerusan lokal. Pada kasus dimana pangkal jembatan menjorok ke sungai, pedoman perencanaan untuk memperkirakan kedalaman gerusan tidak dapat diberikan. Pendekatan konservatif yang aman adalah dengan anggapan bahwa permukaan dasar akibat penggerusan diambil permukaan dasar yang lebih rendah antara perkiraan permukaan dasar akibat gerusan di sekitar pilar-pilar dan hasil perkiraan permukaan dasar akibat gerusan lokal yang dikalikan dengan faktor pengali sebesar 2,25, yaitu faktor pengali yang dipakai pada alur sungai yang letaknya berdekatan dengan dinding.

#### Contoh Perhitungan

Contoh 4.4.1 (halaman 4-96), mengilustrasikan perhitungan tipikal untuk memperkirakan kedalaman gerusan.

**Contoh 4.4.1** – Perkiraan Kedalaman Gerusan Lokal

Langkah	Prosedur Perkiraan Dalam Gerusan Lokal
Data	<p>Jenis sungai : dasar sungai</p> <p>Kedalaman aliran udik : <math>y_o = 3.00</math> m</p> <p>Kecepatan aliran pendekat : <math>U_o = 0.87</math> m/detik</p> <p>Ukuran median partikel : <math>D_{50} = 0.78</math> mm</p> <p>Panjang pilar : <math>L = 8.85</math> m</p> <p>Lebar pilar : <math>b = 2.44</math> m</p> <p>Kecepatan kritis aliran pendekat : <math>U_c = 0.30</math> m/detik</p> <p>Sudut tabrak : <math>\alpha = 10^\circ</math></p>
Langkah	Prosedur Perkiraan Dalam Gerusan Lokal
Langkah 1	<p>Hitung Bilangan Froude</p> $F = \frac{U_o}{\sqrt{gy_o}} = 0.16$
Langkah 2	Dari <b>Tabel 4.4.9</b> (halaman 4-93), faktor bentuk pilar $f_2 = 1.11$
Langkah 3	Dari <b>Gambar 4.4.10</b> (halaman 4-96), faktor arah pilar $f_3 = 1.3$
Langkah 4	Hitung fungsi pentahapan $FE = yS(s-1)^{-1} D^{-1} > 0.1$
Langkah 5	Dari <b>Gambar 4.4.8</b> diketahui bahwa kondisi angkutan sedimen berlaku
Langkah 6	<p>Dari <b>Tabel 4.4.7</b> didapat persamaan yang sesuai untuk memperkirakan dalam gerusan dan dari hasil perhitungan didapat :</p> $\begin{aligned} \text{kedalaman gerusan} &= 1.11 y_o^{0.5} b^{0.5} f_2 f_3 \\ &= 1.11 \times 1.73 \times 1.56 \times 1.11 \times 1.3 \\ &= 4.3 \text{ m} \end{aligned}$ <p>Perkiraan dalam gerusan lokal untuk pilar ini adalah 4.3 m</p>

#### 4.4.7 Gerusan Kontraksi

Gerusan kontraksi terjadi bila jembatan dan bangunan pengendali sungai dipersempit atau merubah alinyemen aliran sungai alaminya sehingga terbentuk alur baru yang tepianya dibatasi oleh tanggul-tanggul badan jalan atau tembok-tembok pengiring. Permasalahan yang kemudian muncul adalah memperkirakan kedalaman gerusan akibat debit rencana yang melewati alur bukaan jembatan yang ada.

##### 4.4.7.1 Metoda C.1 - Metoda New Zealand Railways

###### Dasar-dasar dari Metoda C.1

Metoda untuk memperkirakan kedalaman gerusan kontraksi yang diuraikan dalam bagian ini berdasarkan pada *Standar Pelaksanaan untuk Perencanaan Alur Bukaan Jembatan* yang dikeluarkan oleh The New Zealand Ministry of Works and Development (Pustaka 4.4.11).

###### Metoda Perkiraan

Metoda untuk memperkirakan *gerusan kontraksi* ini diuraikan dalam Bagian 4.4.5.1 (halaman 4-78) bersamaan dengan gerusan lokal.

##### 4.4.7.2 Metoda C.2 - Metoda dari C.R. Neill

###### Dasar-dasar dari Metoda C.2

Metoda untuk memperkirakan kedalaman *gerusan kontraksi* yang diuraikan dalam bagian ini berdasarkan pada *Guide to Bridge Hydraulics* yang disusun oleh C.R. Neill (Pustaka 4.4.2).

###### Metoda Perkiraan

Bagian berikutnya menguraikan berbagai metoda untuk memperkirakan kedalaman gerusan kontraksi maksimum disekitar lokasi jembatan.

###### a. Metoda Kecepatan Rata-rata

Metoda ini menggunakan konsep kecepatan aliran rata-rata dari suatu penampang melintang sebagai pendekatan kasar terhadap gerusan lokal.

**Tabel 4.4.11 - Metoda Kecepatan Aliran Rata-rata untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan Kontraksi**

Langkah	Prosedur Perkiraan Gerusan
Langkah 1	a. Dapatkan penampang melintang sungai yang mewakili kemiringan sungainya. Dengan pengukuran langsung dilapangan atau dengan menggunakan metoda luas kemiringan seperti yang telah diuraikan dalam Bagian 3.3.2 tentukan hubungan antara debit dan muka air, b. Hitung kecepatan aliran rata-rata di alur utamanya pada debit rencana.
Langkah 2	a. Ukur luas basah bersih alur bukaan jembatan pada debit rencana, sebelum terjadi gerusan dan hitung kecepatan aliran rata-ratanya. b. Jika hasilnya jauh lebih besar dari kecepatan aliran rata-rata di alur utamanya yang telah dihitung pada langkah 1, maka akan terjadi gerusan kontraksi.
Langkah 3	Tentukan dengan cara coba-coba permukaan dasar rata-rata setelah terjadinya gerusan kontraksi dengan anggapan bentuk potongan melintangnya trapesium, sedemikian rupa sehingga kecepatan rata-rata aliran yang lewat alur bukaan jembatan sama dengan kecepatan aliran rata-rata pada alur utamanya pada debit rencana, yang telah dihitung pada langkah 1.
Langkah 4	Bagi kembali luas potongan trapesium tersebut sehingga diperoleh bentuk potongan melintang yang akan menghasilkan permukaan dasar akibat gerusan kontraksi yang terendah, seperti yang dijelaskan dalam Bagian 4.4.7.2.c.

###### b. Metoda Kecepatan Kompeten

Metoda ini berdasarkan pada hipotesa bahwa gerusan lokal akan terjadi di alur bukaan jembatan sampai kecepatan aliran rata-ratanya berkurang sampai dengan suatu kecepatan tertentu yang hanya mampu menggerakkan material dasar yang berada dalam batas kedalaman gerusan. Kecepatan ini disebut kecepatan kompeten. Pada sungai-sungai yang angkutan sedimen dasarnya cukup besar, metoda ini sangat aman/konservatif, tetapi masih dapat digunakan terutama untuk memperkirakan batas gerusan maksimumnya.

**Tabel 4.4.12 - Metoda Kecepatan Kompeten untuk Memperkirakan Kedalaman Gerusan Kontraksi**

Langkah	Prosedur Perkiraan Gerusan
Langkah 1	<p>a. Hitung kecepatan aliran rata-rata yang lewat alur bukaan jembatan, pada debit rencana dengan anggapan tidak terjadi gerusan.</p> <p>b. Tentukan kedalaman alirannya dan diameter median (d50) dari material dasar berdasarkan beratnya.</p>
Langkah 2	<p>a. Untuk material-material yang tidak berkohesi, bandingkan besarnya kecepatan aliran rata-rata hasil perhitungan dengan besarnya kecepatan kompeten yang diperoleh dari <b>Gambar 4.4.12</b> (di halaman 172), pada kedalaman aliran yang sama dengan memakai diameter median d50.</p> <p>b. Untuk material-material yang berkohesi, bandingkan besar kecepatan aliran rata-rata hasil perhitungan dengan besar kecepatan kompeten yang diperoleh dari <b>Tabel 4.4.13</b>.</p> <p>c. Bila kecepatan aliran rata-rata jauh lebih besar dari kecepatan kompeten-nya, maka gerusan kontraksi akan terjadi.</p>
Langkah 3	<p>a. Tentukan dengan cara coba-coba perkiraan permukaan akibat gerusan kontraksi rata-rata, untuk suatu bentuk tampang lintang tertentu yang akan menghasilkan kecepatan aliran rata-rata yang melewati alur bukaan jembatan sama dengan kecepatan kompeten rata-rata dari material dasar yang muncul ada di permukaan tersebut, seperti yang diberikan dalam <b>Gambar 4.4.12</b> atau <b>Tabel 4.4.13</b>.</p> <p>b. Kedalaman aliran rata-rata yang dibutuhkan setelah terjadi gerusan, harus digunakan dalam menentukan kecepatan aliran kompetennya. Pada material-material yang merupakan campuran dari berbagai diameter butir dimana setelah terjadinya gerusan pada permukaannya diharapkan terbentuk hamparan dari bermacam ukuran butir material, maka dalam menentukan kecepatan kompetennya dipakai diameter butir yang lebih besar dari d50, dan lebih kecil dari d80.</p>
Langkah 4	Pembagian ulang luas tampang melintang trapesium untuk menghasilkan permukaan dasar terendah akibat gerusan kontraksi, seperti yang diuraikan dalam Bagian 4.4.7.2.c.

**Tabel 4.4.13 - Petunjuk Tentatif Mengenai Kecepatan-Kecepatan Kompeten yang Dapat Mengakibatkan Gerusan pada Material Material Berkohesi**

Kedalaman Aliran (m)	Kecepatan Aliran Kompeten Rata-Rata (m/detik)		
	Kemampuan untuk Tergerus		
	Tinggi lempung sangat lunak - lunak	Sedang lempung cukup keras - sedang	Rendah lempung sedang sangat keras
1.0	0.5	0.9	1.6
1.5	0.6	1.0	1.8
3.0	0.65	1.2	2.0
6.0	0.7	1.3	2.3
15.0	0.8	1.5	2.6

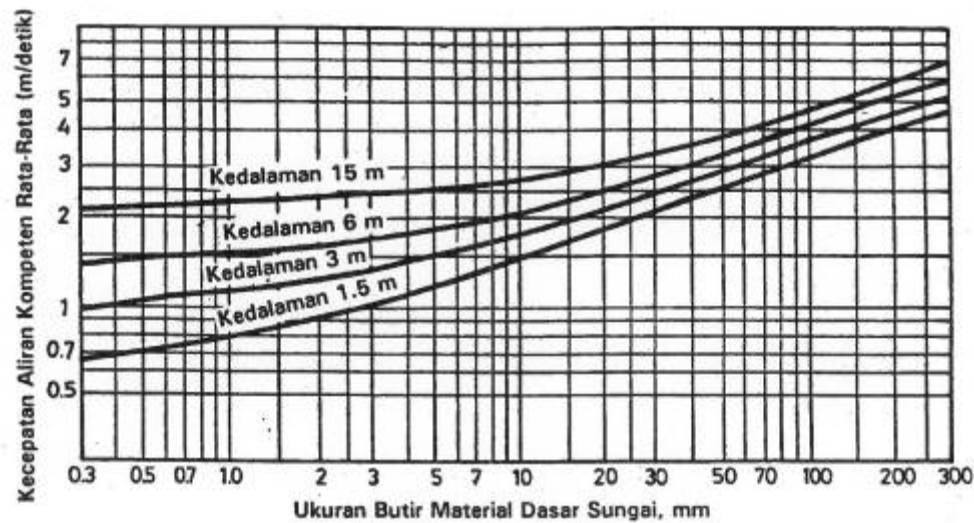
CATATAN

1. Tabel ini hanyalah sebagai petunjuk kasar yang didasarkan pada pengalaman di lapangan, apabila tidak tersedianya data yang memenuhi syarat. Pengaruh dari proses pelapukkan oleh cuaca (weathering) dan tingkat kejenuhan (saturation), setelah material tersebut diketahui akibat gerusan perlu diperhitungkan.

2. Tidak dianjurkan untuk menghubungkan usulan harga-harga rendah, sedang dan tinggi dalam tabel diatas, pada kekuatan geser atau sifat-sifat dasar tanah (index properties) lainnya, karena pengaruh-pengaruh utama dari proses pelapukan dan kejenuhan pada kemampuan tergerusnya berbagai jenis material berkohesi.

3. Tingkat kepadatan tanah (soil consistency) dapat diterapkan dari uji lapangan pada atau mendekati keadaan kandungan air yang dijumpai di alamnya.

Tingkat Kepadatan	Uji Lapangan
sangat lunak (very soft)	mudah ditekan masuk beberapa sentimeter dengan kepalan tangan
lunak	mudah ditekan masuk beberapa sentimeter dengan ibu jari
cukup keras (firm)	perlu tenaga sedang untuk dapat menekan masuk beberapa cm
sedang (stiff)	mudah tergores dengan kuku, tapi perlu tenaga besar untuk menekan masuk
keras (very stiff)	mudah digores dengan kuku
sangat keras (hard)	sulit digores dengan kuku

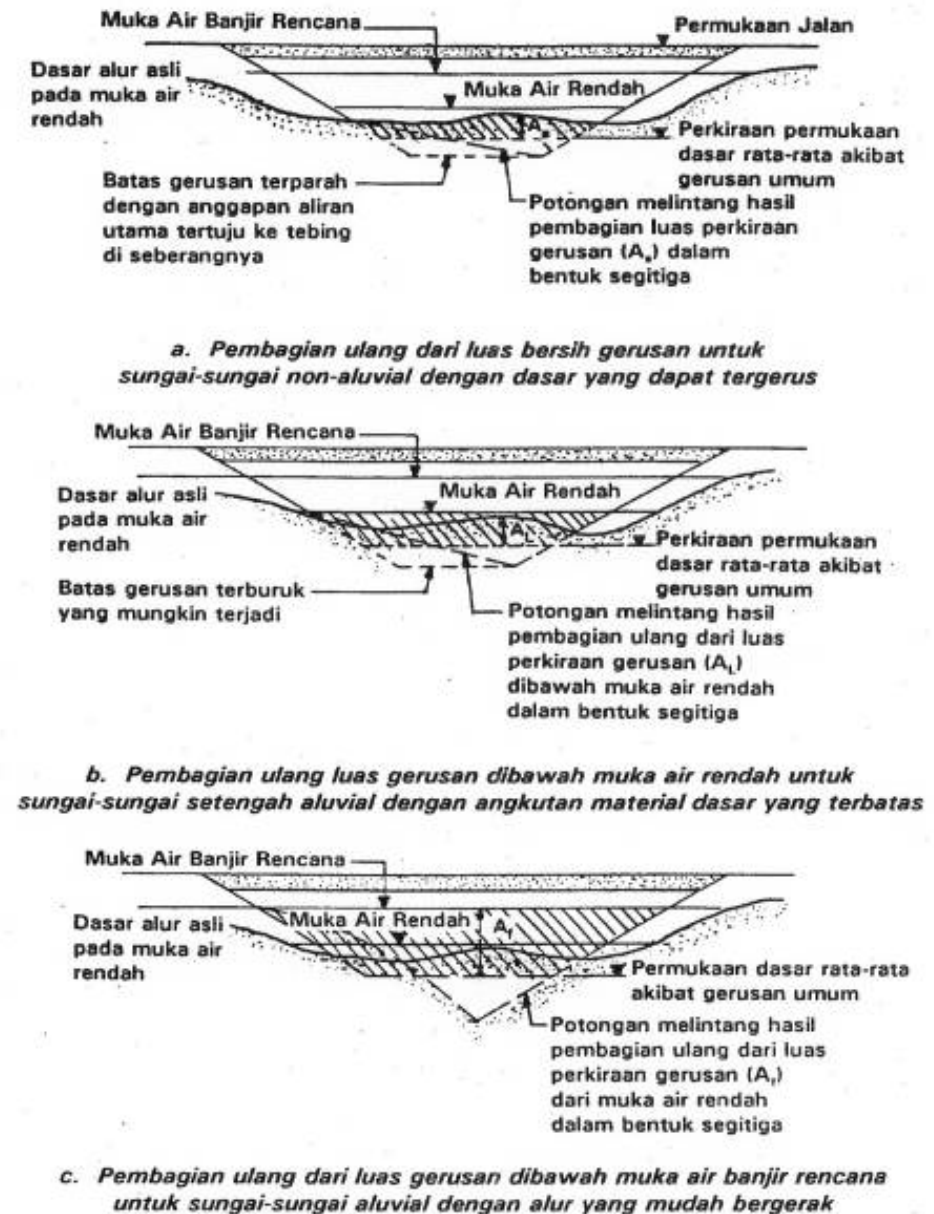


**Gambar 4.4.12** - Usulan kecepatan aliran rata-rata untuk menggerakkan butir material dasar sungai yang tidak berkoheksi dalam kaitannya dengan ukuran butir material dan kedalaman aliran

### c. Pembagian Ulang Luas Tampang Melintang

Perkiraan dalam gerusan kontraksi maksimum adalah pendekatan kasar dan prosedurnya tidak pasti. Pada umumnya pembagian ulang dari luasampang melintang harus dilakukan secara grafis seperti yang dapat dilihat pada *Gambar 4.4.13*, dengan memperhatikan beberapa hal berikut :

- Pada sungai-sungai yang bukan sungai aluvial dengan dasar sungai terdiri dari material berkoheksi atau mendekati/semi berkoheksi, gerusan yang diharapkan terjadi akibat penyempitan aliran, tidak terlalu besar. Hal ini memungkinkan untuk membagi ulang luas bersih gerusan dibawah dasar sungai aslinya serta tidak perlu didasarkan pada bentuk segitiga, seperti yang dapat dilihat pada *Gambar 4.4.13a*.
- Untuk jenis sungai semi/setengah aluvial dengan angkutan sedimen dasar yang terbatas, luas yang perlu dibagi ulang dapat dinaikan sampai dengan permukaan air rendah atau lebih tinggi lagi, tergantung pada perkiraan permukaan dasar tertinggi yang mungkin terjadi akibat pendangkalan (*Gambar 4.4.13b*).



**Gambar 4.4.13** - Berbagai Alternatif Pembagian Ulang Luas Tampang Melintang Alur Bukan Jembatan Yang Tergerus Secara Grafis



- iii. Untuk sungai-sungai aluvial yang lebar, dimana lebar atas alur dan lebar dasar alur tidak terlalu besar bedanya dan dimana pendangkalan serta perubahan-perubahan dasar lainnya bisa mencapai ketinggian muka air banjirnya, kedalaman gerusan rata-rata dibawah muka air banjir harus dikalikan dengan suatu faktor yang besarnya 1.4 atau lebih, seperti yang terlihat pada *Gambar 4.4.13c*.
  - iv. Pada *Gambar 4.4.13* dianggap kemiringan tebing-tebing dari lubang gerusan dipertahankan pada posisi yang membentuk sudut dengan suatu bidang datar sebesar 1 hingga 1.5 kali sudut geser dalam terpenuhi dengan memasang perkuatan tebing dari batuan cadas bila diperlukan (lihat Bagian 8.3).
  - v. Bentuk dari potongan melintang sungai tergantung pada alinyemen aliran pendekatnya dan tata letak dari bangunan pengendali sungainya. Potongan melintang sungai yang terletak pada ruas sungai yang membelok dengan tajam, akan cenderung mempunyai bentuk mendekati bentuk segitiga dibawah permukaan pendangkalan tertingginya. Potongan melintang sungai yang terletak pada ruas sungai yang lurus dengan tebing-tebing pengiring alirannya sejajar, cenderung mempunyai bentuk yang kurang lebih menyerupai bentuk trapesium. Potongan melintang dengan bentuk segitiga atau dengan bentuk yang tidak teratur akan terbentuk pada sungai-sungai aluvial, ketika gelombang pasir (sand bars) melewati alur bukaan jembatan.
  - vi. Pada belokan sungai, dasar sungai terdalamnya berada dekat dengan tebing tikungan luarnya. Dalam kasus-kasus lainnya, mungkin perlu diperkirakan batas gerusan terparah (lihat *Gambar 4.4.13a* dan *b*), dengan anggapan bahwa lokasi dari titik gerusan terdalamnya dapat bergeser dari sisi yang satu ke sisi lainnya.
- Mengingat kurangnya data yang tersedia mengenai permasalahan ini, maka dapat diberikan sedikit petunjuk berikut ini. Pengalaman lokal yang tercatat dengan tingkat akurasi tinggi, perlu diberi bobot yang lebih besar.

#### 4.4.8 Degradasi dan Agradasi

##### Definisi

Degradasi dan agradasi (Pustaka 4.4.14) adalah penurunan dan peninggian dasar alur sepanjang ruas sungai tertentu dan dalam jangka waktu yang lama.

##### Perhitungan

Perhitungan degradasi dan agradasi bertujuan untuk memperkirakan kedalaman gerusan yang diharapkan terjadi, memerlukan perkiraan pasokan sedimen atau kapasitas angkutan sedimen dari ruas udik sungainya.

##### Pertimbangan untuk Perencanaan

Secara alami, dalam kaitannya dengan proses geologi, proses terjadinya degradasi adalah proses jangka panjang, sehingga pada kebanyakan jembatan-jembatan, degradasi alami yang mungkin terjadi sepanjang usia jembatan menjadi kurang penting. Degradasi atau agradasi yang terjadi sebagai akibat proses non alami/ulah manusia yang antara lain terdiri dari kenaikan atau penurunan aliran sungainya dan, atau sebagai akibat dari pengurangan atau peningkatan pasok sedimennya, dapat menimbulkan masalah dan perlu dipertimbangkan pada waktu merencanakan jembatan. Karena tidak adanya metoda yang mudah/ sederhana yang dapat dipakai untuk meramalkan

degradasi atau agradasi dasar sungai, maka apabila degradasi atau agradasi diperkirakan mungkin terjadi, saran dari pakar-pakar dalam bidang ini perlu diperhatikan.

##### Penentuan secara Kualitatif

Penentuan degradasi dan agradasi secara kualitatif dapat dilakukan dengan berdasarkan pada :

- **Data Historis**

Kumpulkan dan bandingkan semua data historis yang berkaitan dengan lokasi jembatan. Secara khusus data historis potongan memanjang sungai yang ada, perlu dipelajari untuk dapat mendeteksi setiap gejala degradasi atau agradasi yang pernah terjadi. Informasi yang tidak terlalu detail mungkin juga bisa diperoleh dari elevasi jembatan-jembatan penyeberangan pipa atau jembatan-jembatan jalan raya. Dengan data elevasi dari bangunan-bangunan tersebut, pengukuran sungai, antara lain elevasi-elevasi dasar alur, bantaran dan tanggul yang ada menjadi lebih mudah. Lebih lanjut, gambar-gambar situasi dari bangunan-bangunan tersebut juga dapat memberikan informasi historis. Elevasi-elevasi dari sungainya pada saat pelaksanaan bangunan tersebut biasanya juga dapat diketahui dari gambar situasi tersebut.

- **Pengamatan di Lapangan**

Pengamatan di lapangan perlu dilakukan di udik dan di hilir dari lokasi bangunan. Perhatian khusus perlu diberikan terhadap keberadaan lokasi-lokasi penggalian material dari badan sungai atau perubahan-perubahan angkutan sedimen yang masuk dari anak sungainya. Sebagai contoh, penggalian kerikil, mengakibatkan terjadinya penurunan dasar sungai (headcut) yang dapat bergerak dan berkembang ke arah udik melewati lokasi bangunan. Contoh lainnya, anak sungai dengan kadar angkutan sedimen yang tinggi, sebagai akibat dari perubahan tata guna lahan di daerah pengaliran sungainya, yang masuk ke sungai utama di udik lokasi bangunan dapat mengakibatkan terjadinya aggradasi di ruas sungai yang melewati lokasi bangunannya.

**Penyesuaian dari Perkiraan-Perkiraan Gerusan**

Hasil penentuan secara kualitatif dapat digunakan untuk mengadakan penyesuaian batas perkuatan/pengamanan yang diperlukan sebagai berikut :

- **Degradasi**

Jika terlihat adanya gejala degradasi jangka panjang, perkiraan kedalaman gerusan hasil dari penjumlahan kedalaman-kedalaman gerusan akibat

gerusan umum, gerusan lokal dan gerusan kontraksi perlu diperdalam.

- **Agradasi**

Bila alur sungai mengalami aggradasi, tinggi bangunan perkuatan/pengamanan perlu ditinjau kembali dan ditinggikan.

#### 4.4.9 Pertimbangan-pertimbangan Lain

##### 4.4.9.1 Pelindung Alami Yang Membatasi Gerusan Pada Sungai Dengan Dasar Kerikil

Pelindung alami mungkin akan membatasi kedalaman gerusan pada sungai-sungai dengan dasar kerikil (Pustaka 4.4.13 dan 4.4.14). Proses pembentukan lapisan pelindung diawali dengan pemisahan partikel-partikel kasar yang tidak bergerak dari partikel-partikel halus yang terangkut oleh aliran. Partikel-partikel kasar lambat laun mengendap dan terakumulasi membentuk suatu lapisan. Partikel dasar yang halus akan terbilas melalui lapisan partikel kasar yang terbentuk dan menambah jumlah material yang terangkut oleh aliran. Kesenambungan pengangkutan sedimen dan perkembangan dari gerusan dan degradasi dasar sungai, mengakibatkan bertambahnya akumulasi dari partikel kasar yang tidak bergerak. Akhirnya partikel-

partikel kasar yang terakumulasi cukup banyak untuk menutupi/melindungi (armour) seluruh permukaan dasar sungai. Ketika partikel-partikel halus dan lapisan yang terdapat dibawah permukaan dasar tidak lagi dapat terbilas oleh aliran melalui lapisan pelindung yang ada, proses degradasi dan penggerusan dasar sungai berhenti.

Potensi untuk terbentuk dan berkembangnya lapisan pelindung dapat dihitung dengan menggunakan komposisi material dasar sungai yang mewakili dan kriteria dari Shield mengenai mulai Bergeraknya partikel dasar sebagai berikut :

$$Dc = \frac{\tau_c}{0.047(S_s - S_w)} \quad (4.4.15)$$

dimana

$D_c$  = diameter partikel-partikel sedimen untuk memenuhi kondisi awal pergerakan partikel dasar (m)

$\tau_c$  = tegangan geser batas kritis (Pa)

$S_s$  = massa jenis sedimen (Pa /m<sup>3</sup>)

= berat jenis sedimen (kg /m<sup>3</sup>)

x g (m/detik<sup>2</sup>)

$S_w$  = massa jenis air (Pa/m<sup>3</sup>)

= berat jenis air (kg /m<sup>3</sup>) x g (m/detik<sup>2</sup>)

g = percepatan gravitasi (9.81 m/detik<sup>2</sup>)

Untuk menentukan ukuran partikel yang membentuk lapisan tertentu, tegangan geser batas kritis ditentukan dengan :

$$\tau_c = \frac{V^2 n^2}{y^{1/3}} \quad (4.4.16)$$

dimana

V = kecepatan aliran rencana (m/detik)

n = koefisien kekasaran Manning

y = kedalaman aliran rencana (m)

Dengan diketahuinya  $\tau_c$  ukuran partikel pembentuk lapisan pelindung dapat ditentukan dengan menggunakan *Persamaan (4.4.15)*. Bila ukuran partikel yang didapat dari perhitungan atau yang lebih besar, tidak terdapat di dasar sungai dalam jumlah yang memenuhi syarat, lapisan pelindung tidak akan terbentuk. Lapisan pelindung akan terbentuk apabila ukuran partikel hasil perhitungan dengan menggunakan *Persamaan (4.4.15)* sama dengan atau lebih kecil dari D95 material dasar sungainya.

Dengan diketahuinya proporsi material dasar yang sama dengan atau lebih besar dari ukuran partikel pembentuk lapisan pelindung ( $D_c$ ), kedalaman gerusan yang cukup untuk pembentukan lapisan pelindung ( $d_a$ ) dapat dihitung dari :

$$d_a = y_a \left( \frac{1}{P_c} - 1 \right) \quad (4.4.17)$$

dimana

$d_a$  = kedalaman gerusan-yang cukup untuk membentuk lapisan pelindung (m)

$y_a$  = ketebalan dari lapisan pelindung (m)

=  $2 D_c$

**Contoh 4.4.2 - Perkiraan Kedalaman Lapisan Pelindung**

Langkah	Prosedur Perkiraan Kedalaman Lapisan Pelindung
Data	a. Ukuran partikel kritik $D_c = 0.038$ m. b. Kurva gradasi material dasar sungai yang mewakili, menunjukkan bawah ukuran partikel kritik, $D_c$ adalah ukuran partikel D90.
Langkah 1	Hitung kedalaman untuk terbentuknya lapisan pelindung : $d_a = y_a \left( \frac{i}{P_c} - 1 \right) = 2 \times 0.038 \left( \frac{1}{0.1} - 1 \right) = 0.69 \text{ m}$
Langkah 2	Jika perkiraan kedalaman gerusan maksimum melampaui kedalaman untuk terbentuknya lapisan pelindung 0,69 m, ini memungkinkan lapisan pelindung untuk terbentuk.

$P_c$  = fraksi desimal dari ukuran material yang lebih kasar/besar dari ukuran partikel pembentuk lapisan pelindung  $D_c$

$D_c$  = ukuran partikel pembentuk lapisan pelindung (m)

Dalam hal hasil ramalan kedalaman gerusan maksimum melampaui kedalaman lapisan pelindung, ada kemungkinan lapisan pelindung untuk berkembang. Perlu untuk diketahui, bahwa perkembangan lapisan pelindung tidak akan terjadi secara seragam di seluruh lebar alur sungai, tetapi cenderung untuk dimulai di sepanjang palung sungai terdalam (thalweg) dan pada lokasi-lokasi lain yang tergerus. Perhatian khusus harus diberikan dalam hal perkuatan/pengamanan terhadap gerusan disepanjang tanggul sungai, krib atau pangkal jembatan terbatas sebagai akibat dari anggapan bahwa lapisan pelindung yang terbentuk seragam

diseluruh lebar dasar alurnya. Jika lapisan pelindung yang seragam tidak terjadi atau jika lapisan pelindung pada kedalaman yang diramalkan tidak terbentuk dalam suatu kondisi debit rencana, maka tanah pondasi bangunan perkuatan/pengamanannya akan tergerus oleh aliran.

*Contoh 4.4.2* memberikan gambaran mengenai perhitungan tipikal untuk mendapatkan perkiraan kedalaman lapisan pelindung.

## 4.5 Perlindungan terhadap Gerusan

### 4.5.1 Pendahuluan

Bagian ini memberikan arahan untuk perencanaan penanggulangan gerusan, termasuk tata cara perhitungan parameter geometri, dari pengaturan perlindungan

terhadap gerusan secara tipikal untuk fundasi, tembok pangkal, tanggul penutup, dasar jalan air dan pekerjaan-pekerjaan pengendalian jalan air.

### 4.5.2 Pilar

#### 4.5.2.1 Fundasi Telapak dalam Tanah

Apabila ada resiko terjadi gerusan di bawah fundasi telapak pada tanah, fundasi dalam seperti tiang pancang atau (*caisson*) harus digunakan.

#### 4.5.2.2 Fundasi pada Batuan yang Dapat Tererosi

Masalah-masalah yang serius dan kerusakan banyak dijumpai pada pilar-pilar yang diletakkan pada dasar dari batuan yang dapat tererosi. Fundasi harus dibuat pada kedalaman yang cukup untuk mencegah terjadinya pengikisan di bawah fundasi dan untuk melindungi sambungan antara bangunan dengan fundasinya. Sampai saat ini belum ada cara yang tepat untuk memperkirakan besarnya masalah gerusan pada batuan selain daripada pengalaman dengan bangunan yang ada di daerah yang sama dan diletakkan pada dasar dari material yang sama. Berhubung gerusan menjadi semakin hebat dengan meningkatnya kecepatan dan turbulensi aliran di sekitar

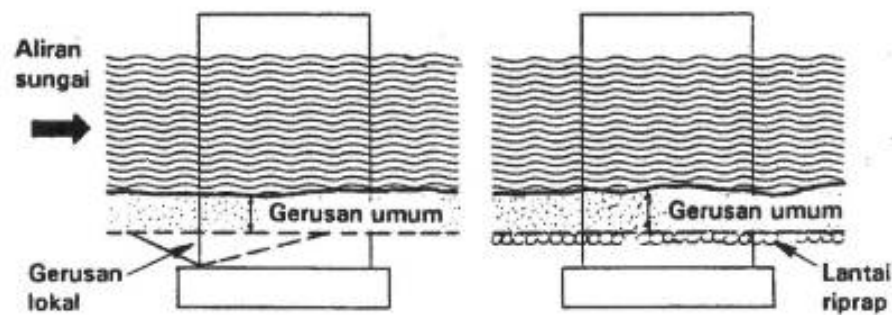
pilar, maka setiap upaya untuk membuat bentuk dasar pilar streamline akan banyak mengurangi masalah-masalah gerusan yang potensial. Perlindungan batu di sekitar pilar dapat juga mengurangi gerusan.

#### 4.5.2.3 Tiang Pancang

Tiang pancang yang dipancang di bawah dasar sungai memberikan suatu tingkat perlindungan terhadap gerusan. Namun demikian, cara ini tidak dapat dipastikan keberhasilannya apabila gerusan yang akan terjadi dapat mencapai kedalaman yang jauh di bawah dasar sungai. Suatu sistem struktur tertentu diperlukan untuk menahan gaya-gaya aliran sungai pada keadaan setelah terjadi gerusan dan untuk memberikan kestabilan. Tiang pancang harus cukup panjang untuk mendukung bangunan setelah gerusan terjadi.

#### 4.5.2.4 Lantai Batu

Perencana dapat memilih untuk mendesain fundasi jembatan di sungai yang dapat memberikan daya dukung yang cukup pada bagian yang terdapat di bawah gerusan yang terdalam, atau mendesain konstruksi perlindungan yang sesuai, seperti lantai batu yang akan membatasi kedalaman gerusan, dan konstruksi pendukung yang cukup di bawah lapisan konstruksi perlindungan. Contoh dari sebuah fundasi serupa diperli-

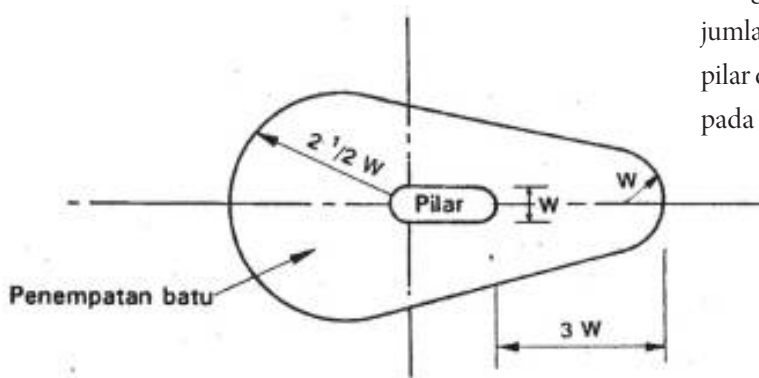


**Gambar 4.5.1** - Perlindungan Fundasi Pilar

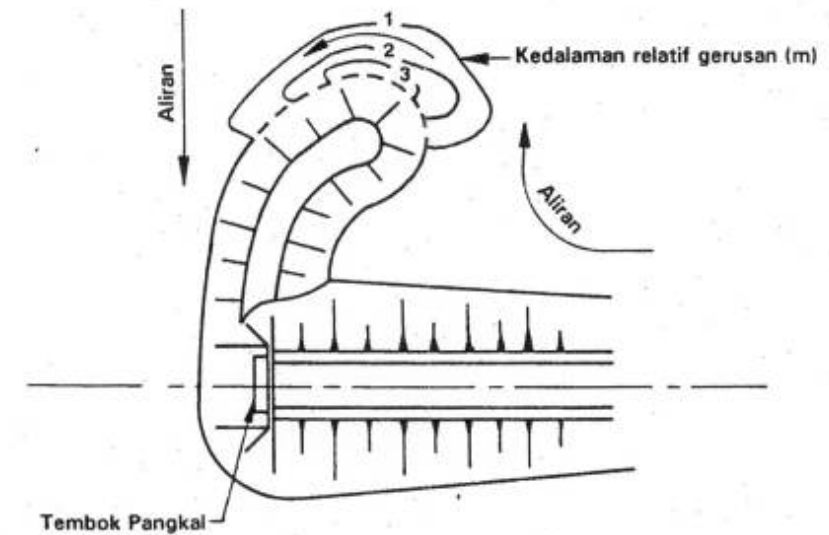
hatkan dalam *Gambar 4.5.1* dimana sebuah lantai batu membatasi kedalaman gerusan sampai pada batas kedalaman gerusan yang umum, suatu batas kedalaman dimana konstruksi perlindungan biasanya dibuat.

Dalam mendesain lantai batu, penyelidikan hidraulik dengan model dapat menentukan secara tepat ukuran butir batu, bentuk dan ukuran lantai. Apabila dalam hal penyelidikan hidraulik dengan model tidak dilakukan, perencanaan dapat didasarkan pada pengalaman dari pekerjaan yang serupa pada kondisi umum yang sama atau

berdasarkan pertimbangan-pertimbangan teoritis. Neil (Pustaka 4.5.2) menganjurkan untuk menempatkan lantai lebih rendah dari batas kedalaman gerusan yang umum, mengelilingi hidung pilar selebar 1.5 kali tebal pilar dengan ketebalan lantai dua kali  $D_{50}$ , ukuran batu ( $D_{50}$  = ukuran butir median dari batu rip-rap). Gales (Pustaka 4.5.13) menganjurkan untuk menyusun batu-batu dalam bentuk dan ukuran denah lantai seperti terlihat dalam *Gambar 4.5.2*. Penyelesaian ini lebih konservatif diban-dingkan dengan usulan Neil, namun nilai ekonomi mungkin dapat dicapai dengan mengurangi jumlah susunan batu pada bagian ekor dari pilar dimana kondisi gerusan tidak separah pada bagian hidung.



**Gambar 4.5.2** - Denah Perlindungan Fundasi Pilar



**Gambar 4.5.3** - Gerusan di Sekitar Tanggul Pengarah

### 4.5.3 Tembok Pangkal

#### 4.5.3.1 Tanggul Pengarah

Apabila ada tanggul penutup yang menyebabkan aliran yang cukup besar pada bantaran diarahkan melalui bukaan jembatan, maka sebuah tanggul dengan bentuk dan ukuran yang serasi dapat digunakan secara efektif untuk mengurangi gradien energi dan kecepatan aliran sepanjang tanggul penutup, karena aliran yang membelok masuk ke bukaan jembatan dapat digeser dari dekat tembok pangkal ke ujung udik tanggul pengarah seperti terlihat pada *Gambar 4.5.3*, sehingga pilar-pilar dan tembok pangkal jembatan dapat dilindungi terhadap efek-efek gerusan.

Tanggul pengarah dapat didesain sedemikian rupa sehingga seluruh jalan air di bawah jembatan dapat dimanfaatkan dan kedalaman gerusan di sekitar tembok pangkal jembatan dan di dekat pilar dapat dikurangi.

Tanggul pengarah berfungsi mendistribusikan daerah gerusan, namun tidak berpengaruh terhadap besarnya aliran melalui bukaan jembatan.

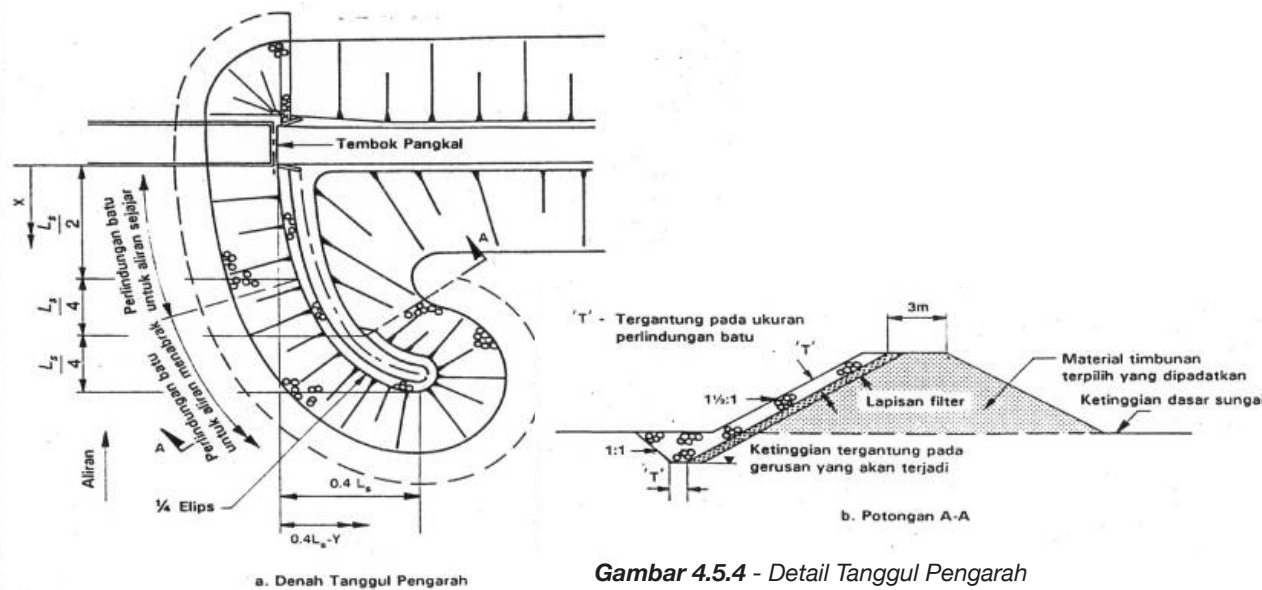
Ada tiga pertimbangan yang mendasar dalam menyeraskan bentuk dan ukuran tanggul pengarah, yaitu :

- geometri
- tinggi
- panjang

#### a. Geometri

Sebuah tanggul pengarah berben-





Gambar 4.5.4 - Detail Tanggul Pengarah

tuk seperempat elips, dengan perbandingan antara sumbu panjang dan sumbu pendeknya 2.5 : 1, berdasarkan hasil percobaan mempunyai penampilan yang sama atau lebih baik dari bentuk lain (lihat Gambar 4.5.4). Persamaan untuk bentuk ini adalah :

$$\frac{X^2}{L_s^2} + \frac{Y^2}{((0.4L_s)^2)} = 1 \quad (4.5.1)$$

#### b. Tinggi

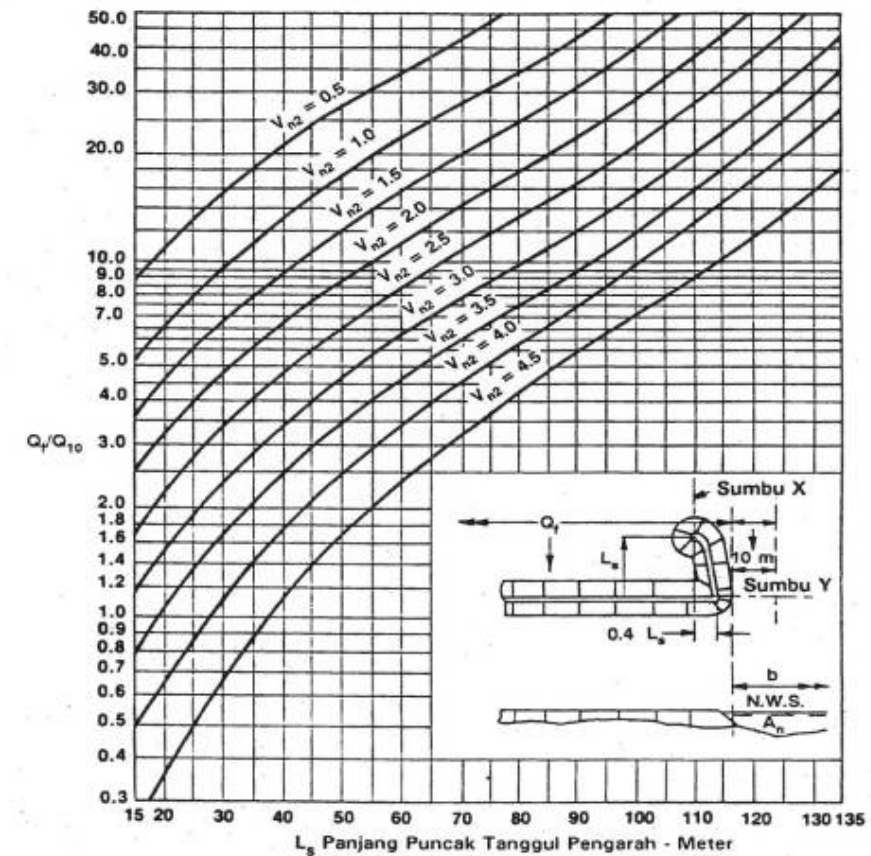
Tinggi tanggul ditentukan berdasarkan tinggi air banjir yang diharapkan akan terjadi. Tanggul pengarah harus mempunyai ketinggian yang cukup dan tinggi jagaan (freeboard) untuk menghindari limpasan (overtopping) dan terlindungi dari gaya-gaya gelombang.

#### c. Panjang

Ada dua metode yang dapat digunakan untuk memperkirakan panjang tanggul pengarah. Kedua metode ini bertujuan untuk mendapatkan aliran yang merata melalui bawah jembatan.

##### (i) Metoda 1

Metoda ini diberikan dalam *Hydraulics of Bridge Waterways* (Pustaka 4.5.1) dimana panjang tanggul pengarah  $L_s$  ditentukan berdasarkan perbandingan  $Q_f/Q_{10}$  yang berkaitan dengan aliran melalui bantaran kiri atau kanan dengan sebagian aliran tertentu melalui bawah jembatan dan kecepatan rata-rata aliran di bawah jembatan.  $L_s$  ditentukan dengan Gambar 4.5.5



Gambar 4.5.5 - Grafik untuk Menentukan Panjang Tanggul Pengarah

Definisi dari lambang-lambang yang digunakan adalah sebagai berikut :

$Q$  = Debit total sungai ( $m^3/det$ )

$Q_f$  = Aliran melintang atau aliran pada bantaran (satu sisi) diukur pada Penampang 1 ( $m^3/det$ ). Penampang 1 ditunjukkan dalam Bagian 6, Gambar 6.1.

$Q_{10} = Q/b \times 10$  = debit pada bagian sungai selebar 10 m di sebelah tembok pangkal ( $m^3/det$ )

$b$  = Lebar bukaan jembatan:

$V_{n2} = Q/A_{n2}$  = kecepatan rata-rata aliran melalui bukaan jembatan.

$A_{n2}$  = Luas penampang basah aliran air di bawah jembatan pada Muka Air Normal ( $m^2$ ).

$Q_f/Q_{10}$  = Perbandingan debit tanggul pengarah.

$L_s$  = Panjang puncak tanggul pengarah (m) diukur seperti ditunjukkan dalam Gambar 4.5.4.

Gambar 4.5.5 pembacaan grafik dengan memasukkan harga  $Q_f/Q_{10}$  yang sesuai pada skala sumbu vertikal, ditarik mendatar menuju lengkung dengan harga  $V_{n2}$  sesuai dengan yang dihitung dan selanjutnya

**Tabel 4.5.1** - Panjang Bagian Hulu Tanggul Pengairan untuk Sungai dengan Satu Bantaran

$Q/Q_c$	1.0-1.2	1.25	1.50	1.75	2.00	2.50
$L_s/W$	0.00	0.15	0.30	0.45	0.60	0.75
Definisi dari Lambang-Lambang $Q$ = debit desain total ( $m^3/s$ ) $Q_c$ = aliran pada saluran utama ( $m^3/s$ ) $L_s$ = panjang puncak tanggul pengarah (m) $W$ = lebar saluran utama (m)						

jutnya ditarik ke bawah untuk mendapatkan panjang tanggul pengarah dari skala sumbu horizontal. Apabila panjang tanggul pengarah yang didapat dari grafik kurang dari 15 m, maka tanggul pengarah tidak diperlukan. Untuk panjang hasil pembacaan grafik antara 15 m sampai 30 m, dianjurkan untuk menggunakan tanggul pengarah dengan panjang sekurang-kurangnya 30 m. Panjang ini diperlukan untuk mengarahkan aliran melengkung di sekitar ujung tanggul pengarah, sehingga menjadi satu dengan aliran utama sungai dan menghasilkan arah aliran yang lurus sebelum mencapai tembok pangkal jembatan. Untuk jembatan yang arahnya tidak tegak lurus sungai tidak diperlukan panjang tambahan dari tanggul pengarah.

#### (ii) Metode 2

Metode ini diberikan dalam buku *Guide to Bridge Hydraulics* (Pustaka 4.5.2) oleh Andreev (Pustaka 4.5.11) dengan langkah-langkah sebagai berikut :

- Tentukan perbandingan  $Q/Q_c$  dimana  $Q$  adalah debit desain total dan  $Q_c$  adalah aliran pada saluran utama.

- Untuk sungai dengan hanya satu bantaran, panjang bagian hulu tanggul pengarah ditentukan dengan menggunakan **Tabel 4.5.1**.

- Apabila ada bantaran pada sisi yang lain dari saluran utama, maka panjang  $L_s$  yang diperoleh dari **Tabel 4.5.1** di atas dibagi untuk kedua tembok pangkal jembatan dengan panjang masing-masing sesuai dengan perbandingan debit bantaran  $Q_{\text{li}}/Q_{\text{fr}}$

Dimana

$Q_{\text{li}}$  = debit pada bantaran kiri ( $m^3/\text{det}$ )

$Q_{\text{fr}}$  = debit pada bantaran kanan ( $m^3/\text{det}$ )

- Lakukan penyesuaian-penyesuaian dengan kondisi lokal.

Disarankan juga oleh Neil (Pustaka 4.5.2) untuk sungai yang tidak stabil tanggul pengarah diperpanjang ke hilir kira-kira sepertiga panjang bagian hulu.

**Gambar 4.5.4** di halaman 182 memperlihatkan detail tanggul pengarah termasuk penempatan batu pelindung, yang harus diperpanjang sampai jarak tertentu dari kaki tanggul ke dasar sungai, sehingga apabila terjadi gerusan maka batu-batu akan

jatuh mengisi bagian pinggir lubang gerusan untuk menghindari pengikisan pada tanggul pengarah. Ukuran dari konstruksi batu pelindung yang diperlukan dapat diperoleh dari Bagian 4.4.3.2.

#### 4.5.3.2 Batu Pelindung

##### a. Umum

Untuk tanggul dimana gerusan diharapkan akan terjadi, rip-rap batu yang didesain secara tepat akan memberikan perlindungan terhadap erosi yang semakin besar. Sebagai alternatif dapat digunakan bronjong batu (Pustaka 4.5.11) atau untuk daerah dimana batu sulit didapat, bisa menggunakan beton yang dicor dalam karung.

##### b. Pemilihan ukuran batu dan tebal lapisan pelindung

###### (i) Metode 1

Metode berikut ini didasarkan pada publikasi dari Californian Division of Highways berjudul *Bank and Shore Protection* (Pustaka 4.5.11). Asumsi dasar dalam menentukan ukuran batu dan tebal lapisan rip-rap adalah sebagai berikut :

Perbandingan kecepatan

$$V_p : V_m : V_i = 2 : 3 : 4 \quad (4.5.1)$$

dimana

$V_p$  = kecepatan aliran sejajar dan sepanjang tanggul.

$V_m$  = kecepatan rata-rata aliran melalui bukaan jembatan.

$V_i$  = kecepatan aliran yang menabrak tanggul melengkung.

Batu bergradasi seragam, dengan ukuran minimum sesuai kelas dari batu pelindung yang bersangkutan, dengan ukuran lebih berat dua pertiga berat minimum untuk batu yang diletakkan di permukaan.

Berat minimum Batu (kg)

$$W = \frac{0.011 V^6 SGr}{(SGr - 1)^3 \sin^3(p - a)} \quad (4.5.2)$$

dimana

$SGr$  = berat jenis batu

$p = 70^\circ$  untuk penempatan butir secara acak

$a$  = kemiringan talud

Tebal batu pelindung (m)

$$T = 0.3 \sin a \sqrt[3]{W_c} \quad (4.5.3)$$

dimana

$W_c$  = kelas dari batu pelindung (lihat **Tabel 4.5.5**) dinyatakan dalam kg

( $W_c = 1/4 \text{ tonne} = 250 \text{ kg}$ )

Dengan asumsi

$SGr = 2.65$  dan  $a = 1.5h : 1v = 33.7^\circ$  maka

$$W = 0.032 V^6 \quad (4.5.4)$$

ukuran batu dan tebal lapisan dapat ditentukan dari **Tabel 4.5.2** di halaman berikut.

**Tabel 4.5.2 - Desain Batu Pelindung Talud**

Kecepatan (m/s)	Kelas Batu Pelindung Wc (ton)	Tebal Lapisan T (m)
< 2.0	tidak ada	-
2.0 - 2.6	lapisan permukaan	0.50
2.6 - 2.9	Ringan	0.75
2.9 - 3.9	¼	1.00
3.9 - 4.5	½	1.25
4.5 - 5.1	1	1.60
5.1 - 5.7	2	2.00
5.6 - 6.4	4	2.50
> 6.4	Khusus	•

**(ii) Metoda 2**

Metoda berikut ini berdasarkan *Practical Riprap Design* oleh Maynard (Pustaka 4.5.14). Metoda ini relatif lebih mudah pemakaiannya dengan memasukkan faktor keamanan dalam desain. Persamaan dasar untuk desain riprap adalah :

$$\frac{D_{50}}{y_o} = CF^3 \quad (4.5.5)$$

dimana

$D_{50}$  = ukuran median batu riprap (m)

$y_o$  = kedalaman aliran di hulu tanggul (m)

$$F = \text{Froude number} = \frac{U_o}{\sqrt{(g y_o)}}$$

$U_o$  = kecepatan aliran yg masuk (m/det)

$C$  = koefisien yang diperoleh dari hasil percobaan di laboratorium, harga yang sesuai dapat dipilih dari *Tabel 4.5.3*.

Untuk pekerjaan di sungai, kecepatan rata-rata saluran harus dikalikan dengan faktor pengali yang diberikan dalam *Tabel 4.5.4* untuk mendapatkan kecepatan maksimum aliran yang masuk.

**Tabel 4.5.3 - Koefisien Desain Riprap**

Kemiringan Dasar	Faktor Keamanan	Koefisien C
datar	1.0	0.22
datar	1.5	0.25
datar	2.0	0.28
3h : 1v atau kurang	1.0	0.22
3h : 1v atau kurang	1.5	0.25
3h : 1v atau kurang	2.0	0.28
2h : 1v	1.0	0.26
2h : 1v	1.5	0.30
2h : 1v	2.0	0.32

**Tabel 4.5.4 - Faktor Pengali Kecepatan Maksimum**

Lokasi	Faktor Pengali
Pada ujung/moncong krib dan tanggul pengarah	2.0
Pada belokan	1.5
Pada bagian lurus	1.25

Di bawah ini diberikan contoh penggunaan metode ini :

Data :  $y_o = 3.0$  m

$U_o = 4.0$  m/det

Lokasi : Pada bagian lurus

Untuk perlindungan di sekitar pilar jembatan gunakan faktor keamanan 2. Sehingga dengan menganggap dasar saluran berupa bidang datar,  $C = 0.28$  dan untuk bagian lurus kecepatan rata-rata aliran di saluran dikalikan dengan faktor pengali 1.25.

$$F = \frac{U_o}{\sqrt{(g y_o)}} = \frac{4 \times 1.25}{\sqrt{9.81 \times 3.0}} = 0.92 \quad (4.5.6)$$

$$\frac{D_{50}}{y_o} = C F^3 = 0.28 \times 0.92^3 = 0.22 \quad (4.5.7)$$

$$D_{50} = 3 \times 0.22 = 0.66 \text{ m} \quad (4.5.8)$$

Jadi, batu dengan ukuran butir median 660 mm diperlukan. Perlindungan pilar tergantung pada penempatan batu, jumlah batu, penyaring (filter), dan lain-lain.

Gradasi butir riprap harus mengikuti lengkung distribusi yang baik. Simons dan Senturk (Pustaka 4.5.16) menyarankan bahwa perbandingan antara ukuran maksimum dan ukuran median D50 sekitar 2.0 dan bahwa perbandingan antara D50 dan D20 juga sekitar 2.0 (Di ukuran batu dimana i % dari batu-batu menurut berat mempunyai ukuran yang lebih kecil). Batu harus keras, padat dan tahan lama juga dapat bertahan terhadap cuaca untuk jangka waktu yang lama. Tebal lapisan riprap harus cukup untuk menampung ukuran terbesar dari batu.

Lapisan penyaring (filter) di bawah riprap diperlukan apabila material di bawah mempunyai gradasi yang memungkinkan butir halus terbawa aliran keluar melalui rongga-rongga antara riprap. Penyaring (filter) dapat terbuat dari kerikil atau geotextile. Disarankan (Pustaka 4.5.16) bahwa filter kerikil memiliki ketebalan setengah dari tebal lapisan riprap, dan gradasinya harus memenuhi persamaan-persamaan berikut :

$$\frac{D_{50}(\text{filter})}{D_{50}(\text{base})} < 40 \quad (4.5.9)$$

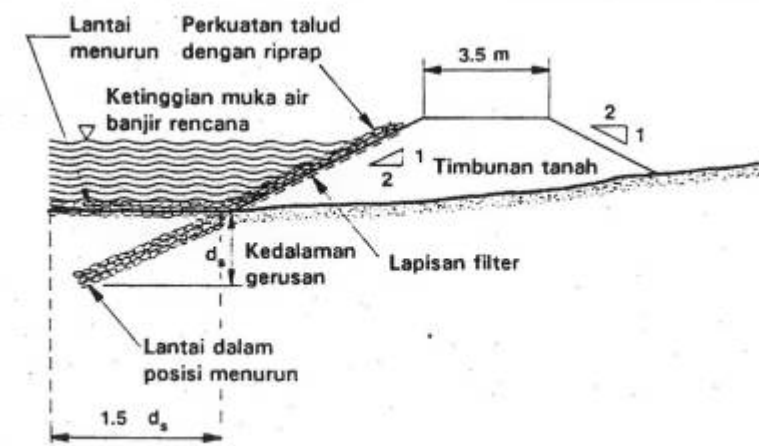
$$5 < \frac{D_{15}(\text{filter})}{D_{15}(\text{base})} < 40 \quad (4.5.10)$$

$$\frac{D_{15}(\text{filter})}{D_{85}(\text{base})} < 5 \quad (4.5.11)$$

Tanggul pengarah dan krib memerlukan perlindungan untuk mencegah pengikisan dan keruntuhan talud. Metode yang biasa dipakai untuk melindungi kaki tanggul adalah dengan menggunakan lantai menurun yang diletakkan mendatar pada dasar sungai di sebelah kaki tanggul. Apabila gerusan mengikis kaki tanggul, lantai akan jatuh dan menutup permukaan dari daerah yang tergerus. Ukuran batu untuk lantai harus sama dengan yang digunakan untuk perkuatan tebing di sebelahnya. Spring (Pustaka 4.5.15) menyarankan memakai ketebalan 1.25 kali ukuran batu yang terbesar dan panjang horizontal sedemikian agar dalam posisi menurun (dianggap dengan kemiringan 2h:1v), lantai menjulur sampai di bawah garis penggerusan yang diperkirakan. Sebuah tanggul pengarah dengan perlindungan lantai menurun serupa diperlihatkan dalam *Gambar 4.5.6*. Sebagai alternatif, ukuran batu yang lebih kecil dapat digunakan dengan memasukkannya ke dalam bungkus yang terbuat dari jaringan kawat atau plastik untuk membentuk anyaman bronjong batu yang fleksibel.

#### d. Metode Penempatan Batu Pelindung

Tebal lapisan batu pelindung ditentukan dengan asumsi menggunakan metode perletakan seperti di bawah ini:



**Gambar 4.5.6** - Tanggul Pengarah Tipikal dengan Perlindungan Riprap dan Lantai Menurun

Parit untuk fundasi harus digali sepanjang kaki talud seperti diperlihatkan dalam *Gambar 4.5.4* di halaman 182. Batu-batu harus diletakkan sedemikian rupa agar diperoleh ruang kosong yang minimum. Batu-batu yang lebih besar ditempatkan pada bagian fundasi dan perlindungan talud ditempatkan pada permukaan luar. Batu dapat ditempatkan dengan menimbun dan kemudian meratakannya dengan bulldozer atau peralatan sejenis.

Pada saat kain penyaring (filter) (lihat Bagian 4.3.3.2.d) tidak digunakan, maka hasil yang terbaik akan diperoleh apabila penimbunan tanggul dilakukan dengan lapisan mengarah horizontal. Pada setiap lapis, batu-batu yang lebih besar didorong ke permukaan tanggul dengan bulldozer dan apabila diperlukan material filter dari

pasir/kerikil bergradasi ditekan kuat-kuat di belakang bagian lapisan pelindung, sebelum menaikkan tanggul lebih tinggi lagi.

Ketidakrataan permukaan daerah sekitar pada perlindungan talud tidak boleh lebih besar dari 30 mm diukur tegak lurus bidang talud.

Contoh :

Diketahui kemiringan permukaan tembok pangkal jembatan 1.5h:1v, berat jenis batu berkisar 2.65 dan kecepatan rata-rata aliran melalui jembatan untuk debit desain 3.5 m/det.

$$V_p = \frac{2}{3} \times 3.5 = 2.33 \text{ m / det}$$

$$V_p = \frac{4}{3} \times 3.5 = 2.33 \text{ m / det}$$

Batu pelindung yang diperlukan untuk aliran sejajar adalah kelas batu lapisan permukaan dengan ketebalan 0.5 m dan



**Tabel 4.5.5** - Standar Tingkat Batu Pelindung Talud

Ukuran Batu	Persentasi Minimum Lebih Besar Dari							
	Kelas							Material Filter
	4 ton	2 ton	1 ton	½ ton	¼ ton	Ringan	Lapis Batu Permukaan	No. 1 No. 2
8 ton	0							
4 ton	50	0						
2 ton	–	50	0					
1 ton	90	–	50	0				
½ ton		90	–	50	0			
¼ ton			90	–	50	0		
100 kg				90	–	50		
35 kg					90	–	0	
2.5 kg						90	50	0
Saringan 4.75 mm							90	50 0
Saringan 200								95 90

untuk aliran menabrak tanggul kelas 1 ton (lihat *Tabel 4.5.5*) dengan ketebalan 1.6 m.

Batu pelindung untuk aliran sejajar dan aliran menabrak tanggul harus dibagi sepanjang tanggul pengarah seperti ditunjukkan dalam *Gambar 4.5.4*. Kedalaman kaki lapisan batu pelindung tergantung pada kedalaman gerusan yang akan terjadi. Gradasi dari berbagai kelas atau batu ditentukan sesuai dengan *Tabel 4.5.5*. Filter harus dipasang antara timbunan tanggul dan batu pelindung pada talud.

#### e. Bahan Penyaring (Filter)

Penyaring (Filter) harus dipasang antara timbunan tanggul dan batu pelindung pada talud untuk mencegah material tanggul yang halus terbawa aliran melalui rongga di antara batu-batu pada permukaan. Filter dapat berupa filter geotextile atau filter pasir/kerikil bergradasi.

Filter dari pasir/kerikil harus bergradasi baik dari berbagai ukuran kerikil (lihat *Tabel 4.5.5*) yang tidak dapat lolos melalui rongga antara batu-batu, atau dibuat dalam

dua lapis atau lebih dengan ukuran yang lebih besar pada lapisan yang lebih luar.

Apabila perlindungan talud dibuat dari batu-batu yang diambil dari bahan galian yang ditimbun di tempat, maka sebagian besar material yang halus secara alamiah akan berada di sebelah bawah dan batu-batu yang besar akan muncul di permukaan, sehingga dalam hal ini material filter tidak diperlukan. Akan tetapi apabila batu-batu pada permukaan berukuran hampir seragam dan material tanggul dibuat dari bahan yang mudah tergerus, maka material filter diperlukan.

Material tanggul tidak boleh ditempatkan menutupi lapisan batu pelindung pada talud sehingga batu-batu menjadi bagian dari timbunan. Dengan cara pengerjaan seperti ini material-material timbunan akan tersaring melalui rongga antara batu-batu besar dan bagian timbunan yang berada di atas lapisan atas batuan akan lenyap.

#### 4.5.4 Perlindungan Jalan Air dan Pekerjaan Pengendalian

##### 4.5.4.1 Pelindungan Tebing Sungai

Secara ideal perlintasan jembatan harus ditempatkan pada ruas alur sungai yang stabil, namun dalam banyak kasus hal ini tidak praktis dan tidak ekonomis. Apabila kondisi ideal tidak dimungkinkan

maka perlu dilakukan usaha-usaha untuk mengendalikan saluran menuju jembatan, mencegah erosi tebing dan mengalihkan aliran menyiku yang membahayakan konstruksi jembatan. Penjelasan umum dari metode-metode yang biasa dipakai dalam pekerjaan perlindungan tebing dan pengendalian jalan air diberikan secara detail di bawah ini.

#### 4.5.4.2 Perkuatan Tebing dan Talud

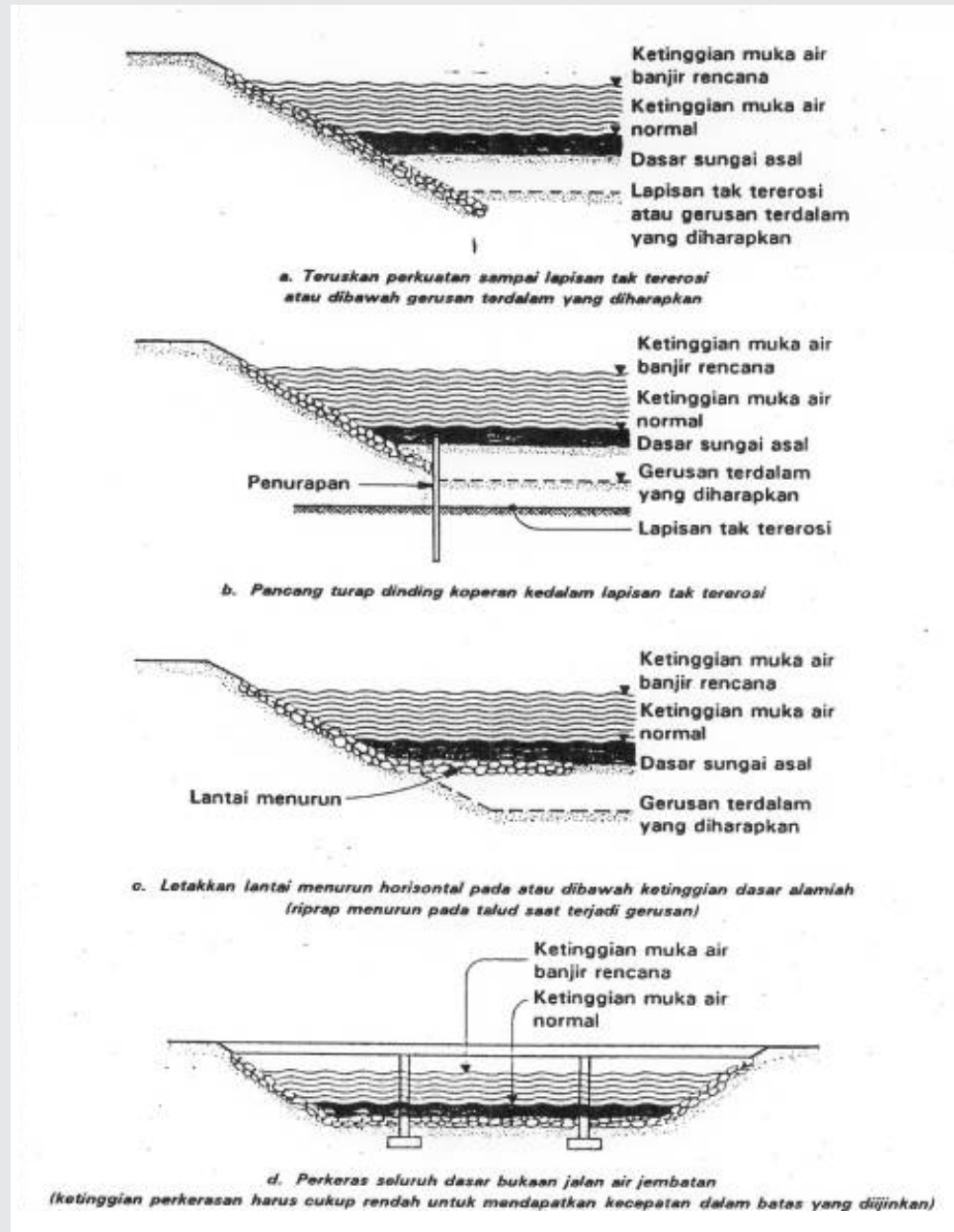
##### a. Tipe-tipe Perkuatan (*Revetment*)

Dalam memilih tipe perkuatan (perlindungan talud) yang paling sesuai perlu dipertimbangkan adalah tingkat perlindungan yang dihasilkan, kesesuaian dengan lingkungan, kemudahan pemeliharaan, umur yang diharapkan dan biaya.

Beberapa tipe perkuatan yang biasa digunakan adalah riprap batu, turap baja, bronjong, blok-blok beton pracetak dan beton cor di tempat.

##### b. Pengaturan Perkuatan

Perlindungan yang sangat kurang terhadap pengikisan merupakan penyebab yang paling sering terjadi pada keruntuhan perkuatan. *Gambar 4.5.7* di halaman berikut memperlihatkan empat metode dasar yang dapat digunakan untuk mencegah pengikisan. Metode-metode tersebut adalah :



**Gambar 4.5.7 - Metoda Perlindungan Perkuatan Tebing Terhadap Pengikisan**

- Penggalan dan meneruskan perkuatan talud ke bawah sampai pada lapisan material yang tidak tererosi atau di bawah dasar gerusan yang diharapkan. Metode ini paling permanen, namun menjadi tidak praktis dan tidak ekonomis jika penggerusannya dalam.
- Pemotongan lapisan pilar dari turap mulai dari kaki perkuatan talud sampai pada lapisan material yang tidak tererosi atau di bawah dasar gerusan yang diharapkan. Dinding semacam ini mengandung resiko keruntuhan oleh tekanan tanah dari bagian tebing setelah gerusan terjadi pada bagian saluran dan cenderung menyebabkan gerusan yang lebih dalam dibandingkan dengan perkerasan talud. Resiko keruntuhan yang disebabkan oleh gerusan yang tidak diketahui sebelumnya dapat diminimalisir dengan mengikat dinding pancang pada blok penahan atau jangkar yang sejenis.
- Peletakan lantai menurun yang fleksibel secara horisontal pada dasar di kaki perkuatan, sehingga apabila terjadi gerusan, material lantai akan turun dan menutup sisi lubang gerusan dengan kemiringan alami lereng. Metode ini disarankan untuk dasar saluran yang tidak kohesif, dimana gerusan yang dalam diharapkan dapat terjadi, karena pada umumnya merupakan yang paling ekonomis.
- Perkeras seluruh dasar sungai di bawah jembatan. Metode ini ekonomis hanya untuk sungai-sungai yang relatif kecil. Gerusan cenderung terjadi pada ujung hilir perkerasan, kecuali jika bagian ini langsung berhubungan dengan formasi batuan yang tidak tererosi atau dibuat cekungan (stilling basin). Ukuran batu untuk riprap dapat diperkirakan seperti diuraikan dalam Bagian 4.3.3.2. Perkuatan dapat digunakan dalam kasus-kasus dimana lantai menurun tidak sesuai karena gerusan yang terjadi dapat mengakibatkan longsor tebing. Ketinggian perkuatan harus ditetapkan sebaik mungkin sehingga kecepatan aliran melalui jalan air masih dalam batas yang diijinkan.

#### c. Lantai Menurun

Material yang digunakan untuk lantai menurun mencakup batu riprap, anyaman beton bersambung, blok beton, bronjong, dan anyaman bronjong dari jaring kawat berisi batu. Yang paling umum digunakan adalah rip-rap batu.

Pada dasar sungai yang tidak kohesif desain lantai batu harus didasarkan pada penurunan batu-batu sampai kemiringan 2h:1v. Ukuran-ukurannya harus ditentukan seperti diuraikan dalam Bagian 4.3.3.2. Volume batu harus cukup untuk menutup kemiringan akhir lubang gerusan sampai ketebalan  $1\frac{1}{4}$  kali ukuran batu yang

terbesar dalam gradasi yang ditetapkan (Tabel 4.5.5).

Pada hidung tanggul pengarah atau tonjolan, jumlah batu harus cukup untuk menutup permukaan akhir yang berbentuk kerucut dari kemiringan lubang gerusan. Pilar jangan ditempatkan dalam daerah kemiringan lantai menurun kecuali tidak dapat dihindarkan.

Lantai menurun tidak memberikan hasil yang baik pada dasar saluran yang kohesif dimana gerusan terjadi dalam bentuk sumuran dengan dinding lubang yang curam. Dalam kasus-kasus semacam ini perkuatan tebing harus diteruskan ke bawah sampai kedalaman gerusan terdalam yang diharapkan, dan lubang galian diisi kembali.

#### d. Batas-batas Perlindungan

Lantai (Aprons) harus menerus dalam bidang di sekitar hidung tanggul sampai melewati batas-batas gerusan yang diharapkan terjadi pada kondisi yang paling jelek. Batas-batas gerusan, apabila memungkinkan, harus ditentukan berdasarkan pengujian model atau pengalaman sebelumnya.

#### 4.5.4.3 Krib

##### Kegunaan

Krib mempunyai beberapa kegunaan dalam pekerjaan pengendalian sungai, namun apabila digunakan dalam pekerjaan pengendalian di perlintasan jembatan

biasanya krib diperlukan untuk mengontrol peralihan aliran cekungan dan aliran melalui bawah jembatan, atau untuk mengendalikan erosi pada tebing sungai.

##### Lokasi

Krib dapat ditempatkan terpusat di hulu atau di hilir titik yang dilindungi untuk menolak atau menarik aliran (lihat Gambar 4.5.8a dan Gambar 4.5.8b). Krib digunakan secara tunggal untuk menolak aliran dan secara berkelompok untuk menarik aliran. Krib juga dapat digunakan secara berkelompok untuk membelokkan aliran sehingga melindungi tebing, tanpa secara langsung menolak aliran ke tebing di seberangnya.

##### Jarak

Persamaan di bawah ini dapat digunakan sebagai pedoman dalam menentukan jarak antara krib dalam suatu kelompok untuk membelokkan atau menarik aliran.

$$L_s = \frac{Cy^{1.33}}{2gn^2} < 5 \quad (4.5.12)$$

dimana

$L_s$  = jarak antara krib (m)

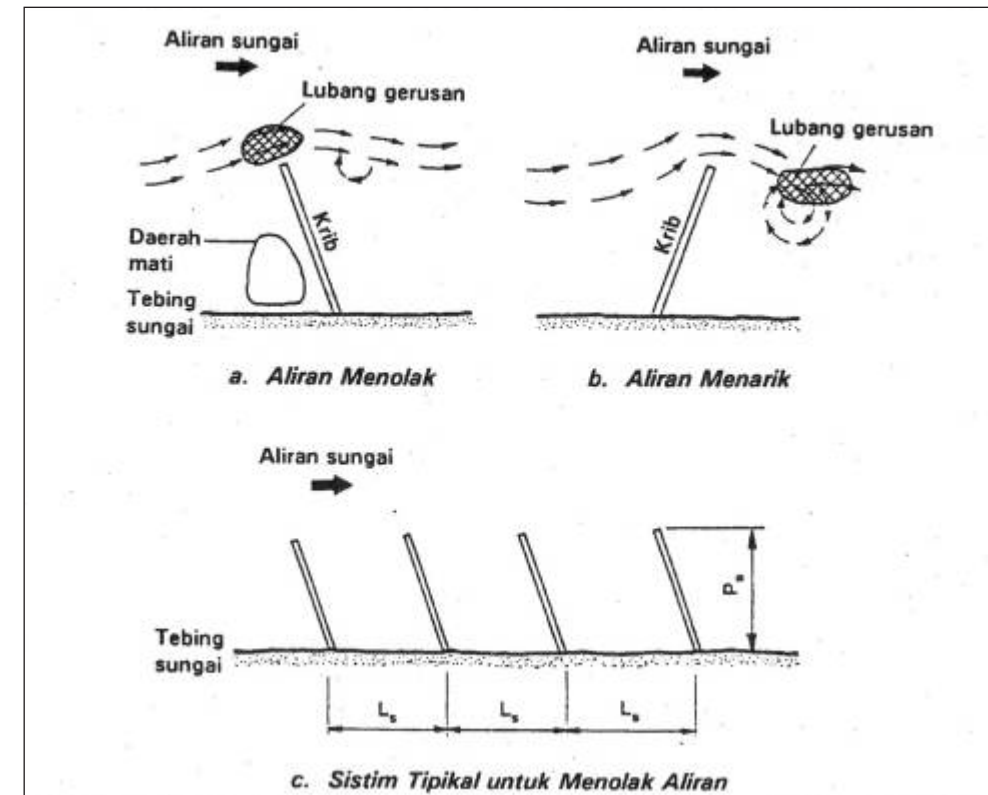
$C$  = konstanta (berkisar = 0.6)

$y$  = kedalaman rata-rata aliran (m)

$n$  = koefisien kekasaran Manning

$g$  = percepatan gravitasi (9.81 m/det<sup>2</sup>)

Rumus-rumus pendekatan yang lain untuk jarak antara krib sepanjang tebing yang lurus adalah sebagai berikut :



Gambar 4.5.8 - Pengaturan Krib Tipikal

$$LS = 4.0 Ps \text{ sampai } 4.5 Ps \quad (4.5.13)$$

dan

$$LS = 1.0 B \text{ sampai } 2.0 B \quad (4.5.14)$$

dimana

$Ps$  = panjang krib (m), diukur tegak lurus dari tebing sungai

$B$  = lebar saluran rata-rata (m)

Jarak yang diperoleh dari Persamaan-persamaan (4.5.13) dan (4.5.14) diperpanjang untuk tebing pada sisi dalam tikungan dan diperpendek untuk tebing pada sisi luar tikungan.

##### Faktor-faktor lain

Banyak faktor selain arah aliran sungai yang mempengaruhi fungsi dari suatu kelompok krib. Ini mencakup tinggi puncak krib dalam kaitannya dengan tinggi alur penuh, apakah tinggi semua krib sama terhadap permukaan air atau apakah bertambah atau berkurang sepanjang saluran, dan apakah puncak-puncaknya horizontal atau menurun ke arah hidung krib. Kerumitan ini menjadikan desain yang baik sulit dihasilkan tanpa penyelidikan hidraulik dengan model, kecuali untuk kasus-kasus yang paling sederhana.



### Perlindungan Tebing Sungai

Apabila krib digunakan untuk melindungi tebing sungai terhadap erosi, krib biasanya dipusatkan di hulu dan panjangnya dipilih untuk mendapatkan suatu sistem yang ekonomis. Krib-krib yang pendek memerlukan jarak antara yang dekat, namun jumlahnya dapat dikurangi dengan membuat krib-krib menjadi lebih panjang. Semakin panjang sebuah krib, semakin dalam dan semakin cepat aliran pada hidung krib dan semakin mahal konstruksinya. Karenanya pertimbangan-pertimbangan ekonomi sangat menentukan dalam pemilihan jarak antara dan panjang krib, namun umumnya krib-krib untuk perlindungan tebing tidak akan melampaui seperempat lebar sungai.

### Penolakan Aliran

Apabila krib diperlukan untuk menolak aliran ke tebing di seberangnya atau apabila sederet krib sejenis digunakan pada sisi-sisi saluran secara saling silang untuk menghasilkan pola berliku-liku yang stabil, maka panjangnya secara tipikal adalah sepertiga lebar saluran. Dalam hal terakhir ini, krib-krib pada sisi yang satu terpisah dengan jarak sepanjang setengah panjang aliran cekungan dengan krib-krib pada sisi yang lain.

### Tipe konstruksi

Krib yang digunakan untuk menol-

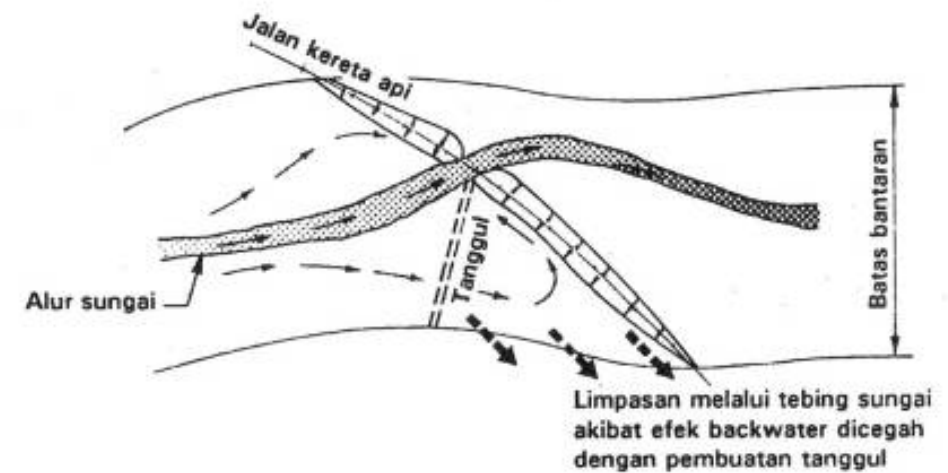
ak aliran adalah dari jenis konstruksi yang kedap air (impermeable) sedangkan untuk perlindungan tebing dapat dari jenis konstruksi yang lulus air (permeable) atau yang kedap air. Krib yang kedap air khususnya berguna untuk sungai-sungai yang membawa lumpur dan cepat mengendapkannya, sehingga menstabilkan tebing. Krib lulus air dapat terdiri dari dua baris tiang kayu diisi dengan ranting-ranting pohon dan mempunyai keuntungan konstruksinya murah. Tipe-tipe lain dari konstruksi krib adalah dinding tiang baja, dinding beton atau tanggul yang diperkuat.

Krib dari konstruksi tanggul mempunyai kemiringan talud bagian samping bervariasi dari 1.25h:1v sampai 3h:1v, tergantung pada material konstruksinya, dan kemiringan talud bagian kepala dari 3h:1v sampai 5h:1v. Lebar puncak tanggul bervariasi dari 1 m sampai 6 m tergantung pada besarnya konstruksi dan cara pelaksanaannya. Kemiringan puncak tanggul dapat sangat bervariasi, namun untuk krib yang didesain dengan puncak lebih tinggi dari muka air banjir, tinggi jagaan (free-board) biasanya antara 0.5 m dan 1 m.

#### 4.5.4.4 Tanggul banjir

##### Kegunaan

Tanggul banjir adalah tanggul yang didesain kira-kira sejajar dengan alur utama sungai dan berfungsi melindungi daerah di belakang tanggul dari air banjir.



**Gambar 4.5.9** - Efek dari Tanggul Penutup yang Tidak Tegak Lurus Bantaran

### Persyaratan Desain

Persyaratan pokok untuk desain tanggul banjir adalah bahwa tanggul harus kedap air dan cukup tinggi untuk mencegah limpasan melalui puncak tanggul. Apabila memungkinkan tanggul harus ditempatkan jauh dari aliran berkecepatan tinggi, jika tidak maka diperlukan pekerjaan-pekerjaan perkuatan dan krib yang mahal.

### Pengaturan Tipikal

Secara tipikal, kemiringan talud tanggul banjir antara 2h:1v dan 5h:1v, lebar puncak antara 2 m sampai 5 m dan ketinggian puncak antara 1 m dan 2 m di atas muka air banjir.

### Studi Model

Penyelidikan hidraulik dengan menggunakan model biasanya diperlukan dalam menentukan lokasi tanggul yang paling optimal.

### Kasus Tipikal

Kasus dimana konstruksi tanggul banjir kadang-kadang diperlukan adalah dalam hal perlintasan jalan yang tidak tegak lurus bantaran sungai. Dalam kasus tipikal seperti ditunjukkan dalam *Gambar 4.5.9* konstruksi tanggul banjir diperlukan untuk melindungi tanah dan bangunan serta ruas jalan di bagian tebing kanan dimana muka air banjir lebih tinggi dibandingkan dengan di bagian jalan air di jembatan yang diakibatkan oleh tinggi tekan yang diperlukan untuk membalikan aliran.

#### 4.5.4.5 Tanggul Pengarah

##### Kegunaan

Tanggul pengarah digunakan untuk melindungi jembatan dan bagian-bagian di dekatnya dengan cara mengarahkan dan membatasi aliran melalui bukaan jembatan. Dua tanggul pengarah umumnya diperlukan apabila bukaan jembatan ditempatkan



di tengah-tengah bantaran yang lebar. Namun dalam hal dimana aliran cekungan sungai telah dibatasi oleh titik-titik kontrol alam (seperti singkapan material yang tidak tererosi) pada salah satu sisi sungai, tanggul pengarah tunggal dapat digunakan (lihat *Gambar 4.5.10*).

#### Persyaratan Desain

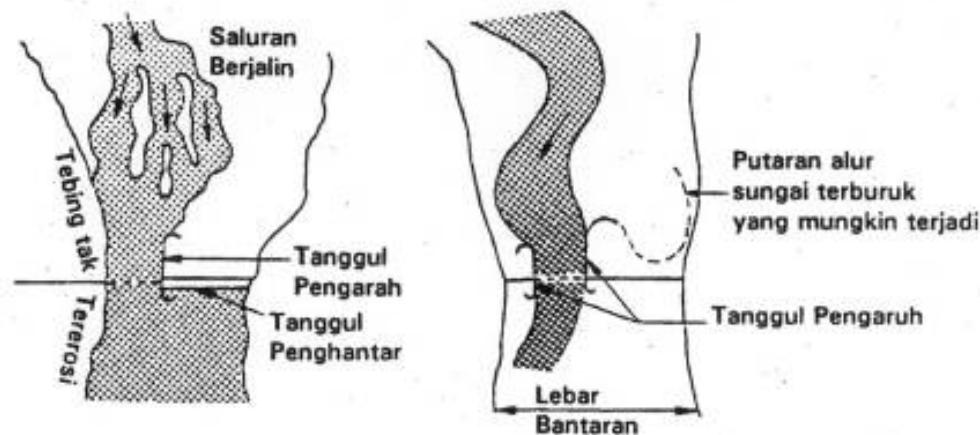
Dalam desain tanggul pengarah, bentuk denah, panjang, potongan melintang dan cara pelaksanaan konstruksi harus dipertimbangkan (lihat Bagian 4.3.3.1). Namun demikian, tidak ada cara pendekatan desain yang dapat digunakan secara umum dan banyak informasi yang diterbitkan hanya dalam bentuk pedoman umum.

Berbagai bentuk denah dapat dipilih untuk tanggul pengarah. Sebagai contoh, bentuk lurus atau melengkung, sejajar atau menyempit, sama panjang atau tidak sama

panjang, dan lain-lain. Pemilihan bentuk denah yang paling sesuai tergantung pada situasi setempat dan berdasar terutama pada pengalaman sebelumnya. Di samping itu, studi model mungkin diperlukan.

#### Panjang Tanggul Pengarah

Panjang bagian hulu harus cukup untuk mencegah pembentukan belokan aliran cekungan yang akan membahayakan tanggul di dekat jembatan, dan cukup untuk mengarahkan aliran sejajar dengan pilar jembatan (lihat *Gambar 4.5.10*). Panjang tanggul dapat ditaksir dengan mempelajari keadaan sungai di hulu jembatan untuk menentukan belokan yang paling tajam dari sistem aliran cekungan dan mencocokkannya dengan ujung kepala tanggul pengarah. Selanjutnya panjang tanggul pengarah dapat dipilih agar aliran cekungan tidak membahayakan tanggul di dekat jembatan.



**Gambar 4.5.10** - Penggunaan Tanggul Pengarah Tunggal dan Ganda

#### Jangkauan Tanggul Pengarah

Neil (Pustaka 4.5.2) menyarankan agar pada sungai beraliran cekungan yang tidak stabil tanggul pengarah harus menjangkau sepanjang tiga perempat lebar jalan air dari jembatan ke hulu dan seperempat lebar jalan air dari jembatan ke hilir. Lebar jalan air jembatan didefinisikan sebagai jarak bersih antara tembok-tembok pangkal jembatan dikurangi lebar proyeksi pilar-pilar jembatan pada bidang tegak lurus arah aliran. Spring (Pustaka 4.5.15), mengacu kepada sungai-sungai aluvial yang beraliran cekungan di daratan India, menganjurkan agar tanggul bagian hulu sama atau 10% lebih panjang dari lebar jalan air dan tanggul bagian hilir antara sepersepuluh dan seperlima lebar jalan air jembatan. Tanggul pengarah yang jauh lebih pendek disarankan oleh Adreev (Pustaka 4.5.11) dilaporkan oleh Neil, Pustaka 4.5.2) untuk bantaran sungai dengan alur-alur yang jelas. Saran Andreiev didasarkan pada perbandingan antara debit desain dan debit saluran menurut *Tabel 4.5.1*.

Panjang total bagian hulu tanggul pengarah dibagi secara proporsional antara tanggul kanan dan tanggul kiri menurut perbandingan antara debit-debit pada bantaran kanan dan bantaran kiri. Dalam hal dimana hanya ada satu tanggul pengarah, panjang total yang diperoleh adalah

panjang bagian hulu dari tanggul. Panjang bagian hilir tanggul pengarah dibuat sama dengan kira-kira sepertiga panjang bagian hulu.

#### Kepala Tanggul Pengarah

Beberapa pedoman mengenai desain dari kepala tanggul pengarah pada saluran dengan dasar pasir diberikan oleh Spring (Pustaka 4.5.15), menunjukkan bahwa jari-jari lengkung berkisar antara 150 m sampai 250 m dengan putaran sudut antara 120° dan 145° cukup baik.

#### Potongan Melintang Tipikal

Potongan melintang tipikal tanggul pengarah diperlihatkan dalam *Gambar 4.5.4* dan *Gambar 4.5.6*. Pada umumnya tanggul harus mencapai ketinggian di atas muka air banjir, dengan kelebihan 0.5 m sampai 1.0 m untuk jagaan (freeboard). Dalam menentukan ketinggian puncak tanggul pengarah agar memenuhi persyaratan ini, variasi profil permukaan air dalam arah memanjang harus dipertimbangkan. Lebar puncak tanggul pengarah harus cukup untuk dilalui mobil. Untuk tanggul yang dibuat dari timbunan tanah, perlindungan talud diperlukan dan lantai perlu dibuat untuk mencegah erosi pada kaki tanggul. Desain perlindungan talud dan konstruksi lantai diuraikan dalam Bagian 4.3.4.2.

#### 4.5.5 Prosedur Perencanaan Umum

*Tabel 4.5.6* memberikan garis besar secara umum dari prosedur yang di tempuh dalam merencanakan dan melindungi bangunan jembatan terhadap kerusakan akibat gerusan.

**Tabel 4.5.6 – Prosedur Perencanaan Umum untuk Perlindungan Jembatan terhadap Gerusan**

Langkah	Prosedur Perencanaan
Langkah 1	Lakukan penyelidikan hidrologi berpedoman kepada Bab 4.2, Hidrologi, untuk mendapatkan lengkung frekuensi banjir.
Langkah 2	Lakukan penyelidikan hidraulik untuk mendapatkan hubungan tinggi air - debit berpedoman kepada Bagian 4.3, Hidraulika.
Langkah 3	Tentukan jalan air jembatan yang diperlukan berpedoman kepada Bagian 4.3, Hidraulika untuk aliran dengan kala ulang seperti didefinisikan dalam Bagian 4.2, Hidrologi. Tentukan lengkung-lengkung tinggi muka air - backwater dan tinggi air - kecepatan (melalui bukaan jembatan).
Langkah 4	Tentukan besar aliran yang digunakan untuk memperkirakan kedalaman gerusan (lihat Bab 4.4, Peramalan Gerusan).
Langkah 5	Tentukan pola aliran air banjir.
Langkah 6	Lakukan penyelidikan geologi di lokasi jembatan untuk mendapatkan data gerusan sebelumnya dan untuk menilai potensi gerusan.
Langkah 7	Tinjau tipe dan deretan pilar-pilar dan perlu tidaknya tanggul pengarah, perubahan saluran, perlindungan tebing.
Langkah 8	Perkirakan kedalaman gerusan akibat penyempitan dan gerusan lokal untuk pilar dan tembok pangkal yang diusulkan pada kombinasi debit banjir (lihat Bagian 4.4, Peramalan Gerusan)
Langkah 9	Tinjau desain keseluruhan secara ekonomi (yaitu alternatif ukuran dan tinggi jembatan, tinggi tanggul dan alternatif pekerjaan perlindungan) terhadap resiko kerusakan, biaya perbaikan atau penggantian dan selesaikan desain.

#### 4.6 Daftar Pustaka

- 4.2.1 IR. JOESRON LOEBIS (disusun oleh), *Banjir Rencana untuk Bangunan Air*, Departemen Pekerjaan Umum, Balai Penyelidikan Hidraulika, Bandung, Indonesia, March 1987.
- 4.2.2 IR. SUYONO SOSRODARSONO & KENSAKU TAKEDA (editors), *Hidrologi untuk Pengairan*, PT Pradnya Paramita, Jakarta, 1987.
- 4.2.3 DR. IR SRI HARTO BR., Dip H., *Hidrograf - Satuan Sintetik*, Gama 1, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Gajah Mada, Departemen Pekerjaan Umum, Badan Penerbit Pekerjaan Umum, Purchased DPU Bookshop 1990.
- 4.2.4 DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM, Direktorat Jenderal Pengairan, Direktorat Sungai, *Cara Menghitung Design Flood*, 1989.
- 4.2.5 DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM, *Pedoman Perencanaan Hidrologi dan Hidraulik untuk Bangunan di Sungai*, SKBI - 1.3.10. 1987, SNI.No. 1924-1989 - E, 1987.
- 4.2.6 DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM, *Pedoman Peramalan debit aliran sungai*, nomer Pd.T-06-2004-A, Bandung, 2004.
- 4.2.7 DEPARTEMEN PEKERJAAN UMUM, *Tata Cara Perhitungan Debit Banjir*, SNI 03-2415-1991, Bandung, 1991.
- 4.2.8 DIRECTORATE GENERAL OF WATER RESOURCES DEVELOPMENT, MINISTRY OF PUBLIC WORKS, REPUBLIC OF INDONESIA, *Introduction to Flood Design Manual for Java and Sumatra*, Guideline PSA-004, prepared by Institute of Hydrology (UK) and Direktorat Penyelidikan Masalah Air (DPMA), 1981-1983.
- 4.2.9 DIRECTORATE GENERAL OF WATER RESOURCES DEVELOPMENT, MINISTRY OF PUBLIC WORKS, REPUBLIC OF INDONESIA, *Flood Design Manual for Java and Sumatra*, prepared by Institute of Hydrology (UK) and Direktorat Penyelidikan Masalah Air (DPMA), November 1981.
- 4.2.10 DIRECTORATE GENERAL OF WATER RESOURCES DEVELOPMENT, MINISTRY OF PUBLIC WORKS, REPUBLIC OF INDONESIA, *Guideline for Design Floods*, Guideline PSA-005, Keputusan Direktur Jenderal Pengairan, No. 71/KPTS/A11985, 5 March 1985.

- 4.2.11 METEOROLOGICAL AND GEOPHYSICAL AGENCY, DEPARTMENT OF COMMUNICATIONS, REPUBLIC OF INDONESIA, *Extreme Rainfall Records for Probable Maximum Precipitation and Intensity/Duration/Frequency Analysis in Indonesia*, Working Paper No. 15, Prepared by S.H. Walker, WMO Hydrometeorologist, INS/78/042, & P.W. Schenck, UNESCO Associate Expert in Hydrology, United Nations Development Programme, WMO/UNDP Project IN5/78/042, Meteorological Applications to Agriculture, 15 August 1981, Figure 3, pp 14-16.
- 4.2.12 REPUBLIC OF INDONESIA, MINISTRY OF PUBLIC WORKS, DIRECTORATE GENERAL OF WATER RESOURCES DEVELOPMENT, *Irrigation Design Standards, Design Criteria, Irrigation System Design*, Volume KP-01, English Version, Annex 1 - Empirical Flood Formulae, pp 132-144, Annex 3 - Analysis and Evaluation of Hydrometeorological Data, pp 175-185, 1st Edition, December 1986.
- 4.2.13 CHOW V.T., MAIDMENT D.R. & MAYS L.W., *Applied Hydrology*, McGraw-Hill, 1988.
- 4.2.14 WARD R.C. & ROBINSON M., *Principles of Hydrology*, 3rd Edition, McGraw-Hill, 1990.
- 4.2.15 LINSLEY R.K., KOHLER M.A. & PAULHUS J.L.H., *Hydrology for Engineers*, McGraw-Hill Book Company, 2nd Edition, 1975.
- 4.2.16 THE INSTITUTION OF ENGINEERS, AUSTRALIA, *Australian Rainfall and Runoff, A Guide to Flood Estimation*, Editor-in-Chief D.H. Pilgrim, Volume 1 & 2, 1987.
- 4.2.17 HOGGAN D.H., *Computer Assisted Floodplain Hydrology and Hydraulics*, Featuring the U.S. Army Corps of Engineers' HEC-1 and HEC-2 Software Systems, McGraw-Hill, 1989.
- 4.2.18 SUBRAMANYA K., *Engineering Hydrology*, Tata McGraw-Hill, New Delhi, 1984.
- 4.2.19 BINDRA S.P., *Principles and Practice of Bridge Engineering*, Dhanpat Rai & Sons, Delhi, India, Fifth Edition, Reprinted 1986.
- 4.2.20 PONNUSWAMY S., *Bridge Engineering*, Tata McGraw-Hill Publishing Company Limited, New Delhi, India, 1986.
- 4.3.1 BRADLEY J.N., *Hydraulics of Bridge Waterways*, Second Edition, Hydraulic Design Series No. 1, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, D.C., Revised March 1978.

- 4.3.2 BONHAM A.J. & HATTERSLEY R.T., *Low Level Causeways*, Report No. 100, University of N.S.W. Water Research Laboratory, 1967.
- 4.3.3 CAMERON & McNAMARA, Consulting Engineers, Brisbane and Darwin, *Report on Model Investigation of Causeway Design for Commonwealth Department of Works, Darwin and Queensland Main Roads Department*, Brisbane, 1968.
- 4.3.4 MIDDLEBROOKS T.A., *Earth Dam Practice in the United States*, ASCE, Vol CT, 1953, pp712-713.
- 4.3.5 PETERKA A.J., *Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators*, Engineering Monograph No. 25, United States Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1978.
- 4.3.6 RICHMOND A.H., *Causeway Design*, Queensland Main Roads Department, Northern Division Seminar, Hydrology and Hydraulics in a Tropical Environment, Townsville, 1972.
- 4.3.7 SEARCY J.K., *Use of Riprap in Bank Protection*, Hydraulic Engineering Circular No. 11, United States Department of Transportation, Federal Highway Administration, Bureau of Public Roads, 1967.
- 4.3.8 CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAYS, *Bank and Shore Protection in California Highway Practice*, California, 1960.
- 4.3.9 U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, Federal Highway Administration, *Capacity Charts for the Design of Highway Culverts*, Hydraulic Engineering Circular No. 10, 1965.
- 4.3.10 U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION; Federal Highway Administration, *Highways in the River Environment - Hydraulic and Environmental Design Considerations*, Training and Design Manual, Prepared by E.V. Richardson, D.B. Simons, K. Mahmood, M.A. Stevens, May 1975.
- 4.3.11 Main Roads Department, Western Australia, *Waterway Analysis for Bridges, Culverts and Flood Crossings*, and Bridge Protection Works, 1982.
- 4.4.1 U.S. HIGHWAY RESEARCH BOARD, Synthesis of Highway Practice 5, *Scour at Bridge Waterways*, National Academy of Sciences, Washington DC, 1970.
- 4.4.2 ROADS and TRANSPORT ASSOCIATION of CANADA, *Guide to Bridge Hydraulics*, edited by C.R. Neill, 1973.
- 4.4.3 CHABERT J. & ENGELDINGER P., *Etude des Affouillements Autour de Piles de Ponts*, Laboratoire National d'Hydraulique Chaton (s. et o.), France, 1956.



- 4.4.4 INDIAN ROADS CONGRESS, *Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges*, Section 1, New Delhi, India, 1970.
- 4.4.5 LACEY G., *Stable Channels in Alluvium*, *Minutes of Proceedings*, Institute of Civil Engineers, 1930, p 229, pp 259-292.
- 4.4.6 LAURSEN E.M., *Scour at Bridge Crossings*, Transactions ASCE, 127, Part 1, 1962, pp 166-180.
- 4.4.7 MELVILLE J.B., *Scour at Bridge Sites*, University of Auckland, New Zealand, 1974.
- 4.4.8 NEILL C.R., *Riverbed Scour*, Technical Publication No. 23, Canadian Good Roads Association, Ottawa, 1964.
- 4.4.9 PARTHENIADES E. & PAASWELL R.E., *Erodibility of Channels with Cohesive Boundary*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, Ho. HY3, Proc. Paper 7156, 1970, pp 755-771,
- 4.4.10 HOLMES P.S., *Analysis and Prediction of Scour at Railway Bridges in New Zealand*, New Zealand Engineering, 15 Nov 1974, pp 313-320.
- 4.4.11 NEW ZEALAND MINISTRY OF WORKS AND DEVELOPMENT, *Code of Practice for the Design of Bridge Waterways*, Civil Division Publication CDP, 705/13, June 1976.
- 4.4.12 FARRADAY R.V. & GHARLTON F.G., *Hydraulic Factors in Bridge Design*, Hydraulics Research Station Limited, Wallingford, Oxfordshire.
- 4.4.13 RAUDKIVI A.J. & SUTHERLAND A.J., *Scour at Bridge Crossings*, Road Research Bulletin No. 54, National Roads Board, Wellington, New Zealand, 1981.
- 4.4.14 PAPUA NEW GUINEA, DEPARTMENT OF WORKS, *River Training Manual*, Prepared by The Binnie Group with Lidstone and Anderson, and Ian Drummond and Associates Pty Ltd, 1987.
- 4.4.15 TIN LOI F., MICKLEBOROUGH N.C. & SUMMERSBY V., *Indonesian Bridge Engineering Course*, SMEC/UNSW, School of Civil Engineering, 1985.
- 4.4.16 CANADIAN MINISTRY OF TRANSPORTATION AND COMMUNICATIONS, HIGHWAY ENGINEERING DIVISION, *Ontario Highway Bridge Design Code*, 1983.
- 4.4.17 U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, Federal Highway Administration; *Highways in the River Environment - Hydraulic and Environmental Design Considerations*, Training and Design Manual, Prepared by E.V. Richardson, D.B. Simons, K. Mahmood, M.A. Stevens, May 1975.

- 4.4.18 MAIN ROADS DEPARTMENT, WESTERN AUSTRALIA, *Waterway Analysis for Bridges, Culverts and Flood Crossings, and Bridge Protection Works*, 1982
- 4.5.1 U.S. HIGHWAY RESEARCH BOARD, *Synthesis of Highway Practice 5, Scour at Bridge Waterways*, National Academy of Sciences, Washington DC, 1970.
- 4.5.2 ROADS and TRANSPORT ASSOCIATION of CANADA, *Guide to Bridge Hydraulics*, edited by C.R. Neill, 1973.
- 4.5.3 CHABERT J. & ENGELDINGER P., *Etude des Affouillements Autour de Piles de Ponts*, Laboratoire National d'Hydraulique Chatou (s. et o.), France, 1956.
- 4.5.4 INDIAN ROADS CONGRESS, *Standard Specifications and Code of Practice for Road Bridges*, Section 1, New Delhi, India, 1970.
- 4.5.5 LACEY G., *Stable Channels in Alluvium*, *Minutes of Proceedings*, Institute of Civil Engineers, 1930, p 229, pp 259-292
- 4.5.6 LAURSEN E.M., *Scour at Bridge Crossings*, Transactions ASCE, 127, Part 1, 1962, pp 166-180.
- 4.5.7 MELVILLE J.B., *Scour at Bridge Sites*, University of Auckland, New Zealand, 1974.
- 4.5.8 NEILL C.R., *Riverbed Scour*, Technical Publication No. 23, Canadian Good Roads Association, Ottawa, 1964.
- 4.5.9 PARTHENIADES E. & PAASWELL R.E., *Erodibility of Channels with Cohesive Boundary*, Journal of the Hydraulics Division, ASCE, Vol. 96, Ho. HY3, Proc. Paper 7156, 1970, pp 755-771 .
- 4.5.10 CALIFORNIA DIVISION OF HIGHWAYS, *Bank and Shore Protection in California Highway Practice*, Sacramento, California, 1960.
- 4.5.11 ANDREEV O.V., *Design of Bridge Crossings*, (in Russian), Ministry of Automobile Transport and Highways, Moscow, 1960.
- 4.5.12 BRADLEY J.N., *Hydraulics of Bridge Waterways*, Hydraulic Design Series.No. 1, U.S. Federal Highway Administration, Washington DC, 1978.
- 4.5.13 GALES R., *The Principles of River-Training for Railway Bridges*, and their Application to the Case of the Hardinge Bridge over the Lower Ganges at Sara, Journal instn Civ Engrs, 10, No. 2, Dec 1938, pp 136-224.
- 4.5.14 MAYNORD S.T., *Practical Riprap Design*, U.S. Army, Waterways Experiment Station, Vicksburg, June 1978.
- 4.5.15 SPRING F.J.E., *River training and Control of the Guide Bank System*, Railway Borad, Government of India, Technical Paper No. 153, 1903.



- 4.5.16 SIMONS D.B. & SENTURK F., *Sediment Transport Technology*, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 1977.
- 4.5.17 U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, *Federal Highway Administration, Highways in the River Environment - Hydraulic and Environmental Design Considerations*, Training and Design Manual, Prepared by E.V. Richardson, D.B. Simons, K. Mahmood, M.A. Stevens, May 1975.
- 4.5.18 MAIN ROADS DEPARTMENT, WESTERN AUSTRALIA, *Waterway Analysis for Bridges, Culverts and Flood Crossings, and Bridge Protection Works*, 1982. ■

# Aspek Penyelidikan Tanah terhadap Perencanaan Jembatan

## 5.1 Pendahuluan

**D**itjen Bina Marga telah mengembangkan Sistem Manajemen Jembatan untuk memungkinkan merencanakan, melaksanakan dan memantau semua aktivitas jembatan dalam suatu kebijaksanaan secara keseluruhan. Sistem Manajemen Jembatan dikembangkan hingga kini adalah untuk jembatan-jembatan di jalan-jalan antar wilayah Nasional dan Propinsi dan disebut Sistem Manajemen Jembatan Antar Wilayah = SMJAW (Interurban BMS = IBMS).

Tujuan Panduan Prosedur Umum ini untuk menyediakan prosedur umum yang sederhana bagi untuk pekerjaan Sistem Manajemen Jembatan (SMJ) di Indonesia. Panduan ini menyediakan suatu peninjauan luas pekerjaan SMJ dan mengacu kepada semua Panduan SMJ yang lain untuk prosedur kerja secara rinci.

Sistem manajemen jembatan ini sangat penting bagi pemerintah khususnya kementerian PU dalam mengambil keputusan efektif dalam merencanakan, melaksanakan dan pemantauan pembangunan jembatan di Indonesia, sedangkan panduan sistem manajemen jembatan yang ada telah berumur lebih dari 5 tahun. Untuk itu perlu dikaji kembali sesuai perkembangan jaman dan pengalaman-pengalaman dalam membangun jembatan khususnya di bagian penyelidikan tanah untuk keperluan perencanaan jembatan.

Oleh karena itu perlu kajian terhadap panduan sistem manajemen jembatan yang ada dengan cara melakukan survey kuesioner terhadap para pelaku pembangunan jembatan untuk mengetahui tahapan

yang diinginkan oleh pelaku dalam melakukan penyelidikan geoteknik untuk perencanaan jembatan

## A. Kajian Pustaka

### 5.1.1 Penyelidikan Geoteknik

Penyelidikan geoteknik disini merupakan bagian dari penyelidikan tanah yang mencakup seluruh penyelidikan lokasi kegiatan berdasarkan klasifikasi jenis tanah yang didapat dari hasil tes dengan mengadakan peninjauan kembali terhadap semua data tanah dan material guna menentukan jenis/ tipe pondasi yang tepat

#### 5.1.1.1 Pengujian Lapangan

Pengujian lapangan harus dilakukan selama eksplorasi tanah dasar untuk memperoleh perkiraan kuantitatif mengenai tanah yang ditinjau, keterangan demikian dapat sangat menambah nilai dari penyelidikan titik bor dengan sedikit tambahan biaya. Tanpa keterangan demikian perencanaan harus mengandalkan deskripsi visual untuk memperkirakan kekuatan dari berbagai lapisan tanah (dengan menghasilkan margin kesalahan lebih besar dalam anggapan rencana) atau sebagai alternatif ia harus melakukan program sangat mendalam untuk pengujian laboratorium pada contoh tidak terganggu, tetapi walaupun demikian, hasil pengujian setempat menyediakan korelasi bernilai dengan hasil pengujian laboratorium, khususnya dalam kasus

tanah sensitif yang mungkin terpengaruh oleh gangguan pada contoh tanah.

#### 5.1.1.2 Pengujian Laboratorium

Pengujian laboratorium dilakukan untuk mengetahui sifat fisik dan teknik dari tanah. Pertimbangan uji laboratorium seperti bilamana, jumlah, dan jenis uji hanya dapat ditentukan oleh tenaga ahli geoteknik yang berpengalaman. Kriteria minimal yang harus dipertimbangkan dalam menentukan lingkup program uji laboratorium adalah sebagai berikut :

- jenis proyek/jembatan (sementara, tetap dan penting)
- ukuran proyek/jembatan
- beban yang bekerja pada tanah fondasi
- jenis beban (misal statik, dinamik, dan lain-lain)
- toleransi kritis untuk proyek (misal batasan penurunan)
- perubahan horisontal dan vertikal dalam profil tanah, seperti ditentukan dari pencatatan pengeboran dan identifikasi visual jenis tanah dalam laboratorium
- ditemukan tanah bersifat khusus atau dicurigai pada lokasi proyek (misal tanah mengembang, tanah kolapsibel, organik dan lain-lain)
- adanya pengamatan intrusi, cermin sesar, rekahan dan lain-lain secara visual

#### 5.1.1.3 Standar-Standar yang Digunakan

- ASTM D420 – 98

- BMS Panduan Penyelidikan Jembatan
- Norstok Standard G-001 Marine Soil Investigations
- Alaska Geotechnical Report Preparation Guidelines
- AED Design Requirements : Geotechnical Investigations
- Michigan Department of Transportation Construction & Technology Support Area Geotechnical Services Unit

### 5.1.2 Perbandingan Penyelidikan Tanah pada BMS dan Norstok

Pada *Tabel 5.1* disajikan perbedaan kajian standar perbandingan penyelidikan tanah menggunakan BMS dengan standar penyelidikan tanah dengan menggunakan Norstok.

**Tabel 5.1 - Perbandingan Standar Penyelidikan Tanah**

BMS	Norstok
<ol style="list-style-type: none"> <li>Pendahuluan</li> <li>Program Eklorasi</li> <li>Cara Penyelidikan</li> <li>Cara Pengujian Untuk Parameter Tanah</li> <li>Cara Eklorasi <ol style="list-style-type: none"> <li>Cara Geofisik</li> <li>Test Pit</li> <li>Lubang Bor</li> </ol> </li> <li>Pengujian Lapangan <ol style="list-style-type: none"> <li>Test Penetrasi</li> <li>Test Vane</li> <li>Pengukuran Muka Air Tanah</li> <li>Tes Beban Lapangan</li> <li>Tes Pengukur Lapangan</li> <li>Tes Tekanan Unconfined Lapangan</li> <li>Tes Berat Isi Setempat</li> </ol> </li> <li>Tes laboratorium <ol style="list-style-type: none"> <li>Tes Kotak geser</li> <li>Tes Triaksial</li> <li>Tes Tekanan Unconfined</li> <li>Tes konsolidasi Satu Dimensi</li> <li>Tes Vane Geser Laboratorium</li> <li>Tes Pemadatan</li> <li>Tes Klasifikasi Tanah</li> </ol> </li> <li>Laporan <ol style="list-style-type: none"> <li>Penyajian data</li> <li>Evaluasi data</li> <li>Kesimpulan dan saran</li> </ol> </li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>Scope</li> <li>Normative and Informative References</li> <li>Ters, definition and abbreviations</li> <li>General Objectives of Investigations and Need for Planning</li> <li>General Requirements to Execution of Work</li> <li>Drilling and Logging</li> <li>Sampling</li> <li>In Situ Testing <ol style="list-style-type: none"> <li>Cone Penetration Tests</li> <li>Seismic Cone Tests</li> <li>Electrical Conductivity Cone</li> <li>Field Vane Tests</li> <li>BAT Probe Test/Deep Water Gas probe (DGP)</li> <li>T-bar Test</li> <li>Other Insitu Test</li> </ol> </li> <li>Laboratory Testing <ol style="list-style-type: none"> <li>Classification and Index Test</li> <li>Consolidation Tests</li> <li>Triaxial Tests</li> <li>Direct Simple Shear Tests</li> <li>Ring Shear Tests</li> <li>Resonant Column Tests</li> <li>Piezoceramic Bender Element Tests</li> <li>Thixotropy Test</li> <li>Heat Conductivity Test</li> <li>Contaminated Samples</li> <li>Other Relevant Test</li> <li>Geological and Geotechnical Test</li> </ol> </li> <li>Evaluation <ol style="list-style-type: none"> <li>Evaluation of Data</li> <li>Reporting of data</li> </ol> </li> </ol>

## B. Metodologi

### 5.1.3 Review BMS

Mengkaji standar penyelidikan tanah berdasarkan BMS yang selanjutnya akan dianalisis kesesuaian tahapan pelaksanaannya.

### 5.1.4 Review Standar

Melakukan Kajian dan Perbandingan dengan Standar-standar lain untuk mengetahui tahapan pelaksanaan penyelidikan tanah yang dilakukan dan sebagai bahan masukan pada data yang dianggap perlu. Pada standar-standar sebelumnya belum ada standar yang mencantumkan jumlah minimal sampel penyelidikan tanah berdasarkan jenis jembatan yang digunakan.

### 5.1.5 Kuisisioner

Membagikan kuisisioner pada responden sebagai bahan kajian mengenai penyelidikan tanah.

### 5.1.6 Analisis Data

Melakukan analisis dari data hasil kuisisioner yang selanjutnya akan dilakukan proses penyimpulan data akhir.

### Hasil Analisis Data

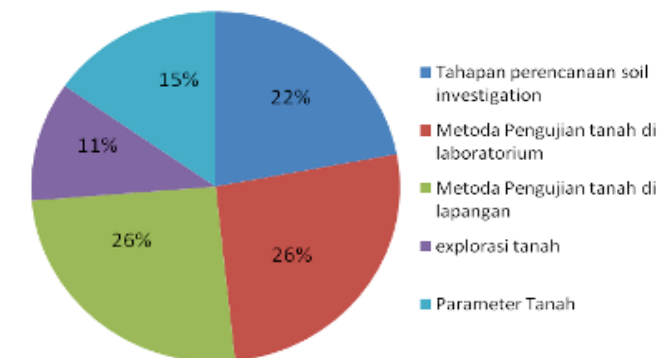
Survey dilakukan dengan membagikan kuisisioner pada berbagai elemen responden yang dianggap berkaitan dengan proses penyelidikan tanah. *Tabel 5.2* menampilkan jumlah penyebaran kuisisioner dari elemen-elemen responden.

**Tabel 5.2 - Penyebaran Responden**

Responden	Jumlah
Owner	10
Perencana	0
Pengawas	32
Kontraktor	14
Produsen/Supplier	0
Dosen/Peneliti	1
Lainya	9
TOTAL	66

### 5.1.7 Cakupan pedoman penyelidikan tanah :

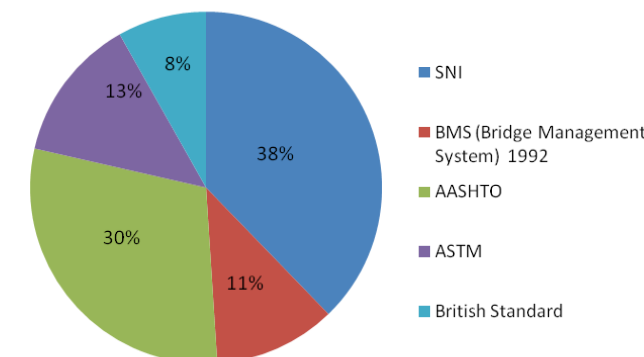
Gambar di samping menunjukkan bahwa cakupan utama dalam panduan penyelidikan tanah adalah Tahapan perencanaan soil investigation; metoda pengujian di lapangan; metoda pengujian di laboratorium; parameter tanah dan eksplorasi tanah. Hal ini menunjukkan bahwa hasil survey tidak ada perubahan yang signifikan terhadap cakupan penyelidikan tanah di BMS.



**Gambar 5.1 - Piechart Cakupan Pedoman Penyelidikan Tanah**

### 5.1.8 Pedoman Acuan

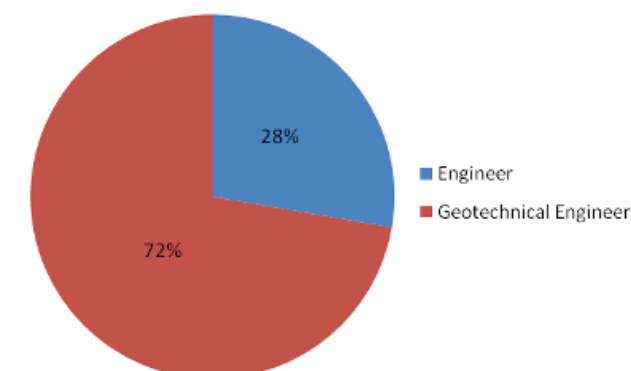
Pedoman acuan dalam melakukan penyelidikan tanah adalah yang dominan SNI, hal ini menunjukkan bahwa panduan yang diinginkan dan sering digunakan dalam penyelidikan tanah adalah SNI.



**Gambar 5.2 - Piechart Pedoman Acuan**

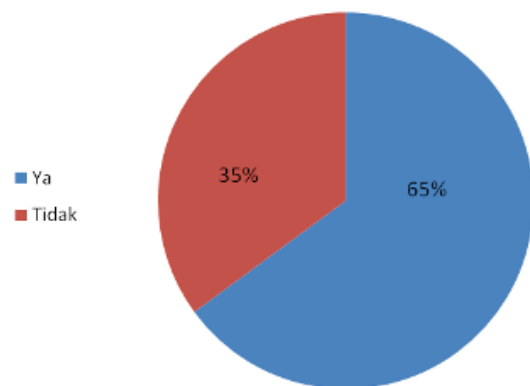
### 5.1.9 Kewenangan

Kewenangan untuk melakukan penyelidikan tanah adalah Geotechnical engineer sehingga perlu di syaratkan untuk person yang berwenang seharusnya mempunyai sertifikasi.

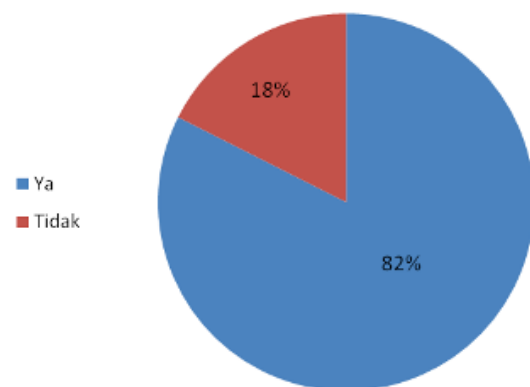


**Gambar 5.3 - Piechart Kewenangan**

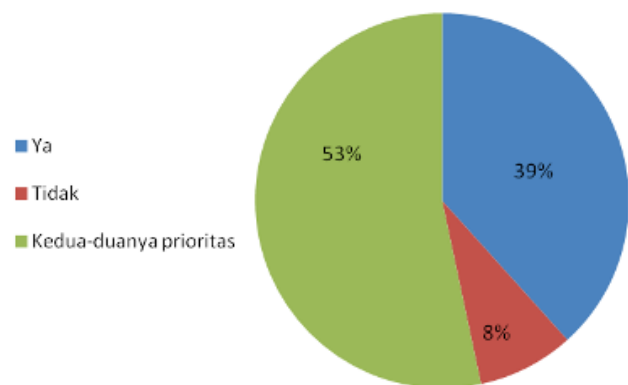




**Gambar 5.4** - Piechart Klasifikasi Jembatan



**Gambar 5.5** - Piechart Klasifikasi Tanah



**Gambar 5.6** - Piechart Prioritas Pengujian

#### 5.1.10 Klasifikasi Jembatan

Pada umumnya responden setuju bahwa tahapan penyelidikan tanah dibagi berdasarkan tipe jembatan (Jembatan Sementara, Jembatan Tetap, Jembatan Penting) seperti di BMS

#### 5.1.11 Klasifikasi Tanah

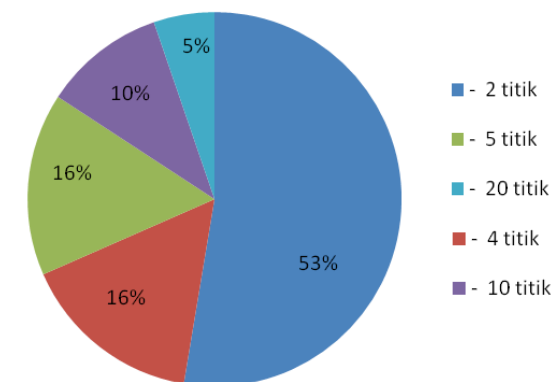
Pada umumnya responden setuju bahwa perencanaan cara penyelidikan tanah dibagi berdasarkan jenis tanah (Batuan, Tanah Tidak Kohesif, Tanah Kohesif) seperti di BMS

#### 5.1.12 Prioritas Pengujian

Pada umumnya responden setuju bahwa penyelidikan tanah di lapangan dan di laboratorium sama-sama diprioritaskan.

#### 5.1.13 Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Pada Jembatan Sementara

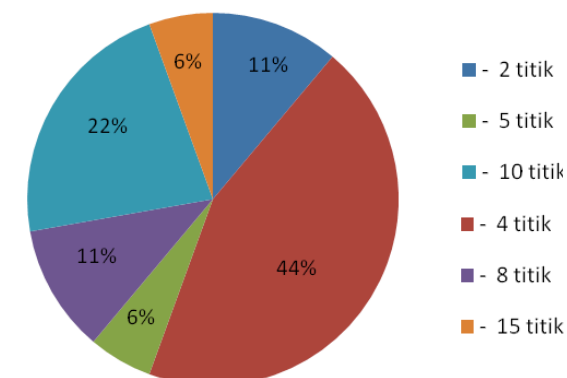
Pada umumnya responden berdasarkan pengalaman, jumlah titik pengambilan sampel minimum antara 2 – 5 titik pada perencanaan pembangunan jembatan sementara.



**Gambar 5.7** - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Sementara

#### 5.1.14 Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sample Pada Jembatan Tetap

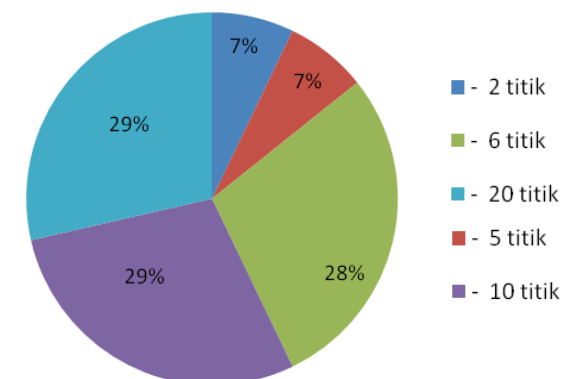
Pada umumnya responden berdasarkan pengalaman, jumlah titik pengambilan sampel minimum antara 10 titik pada perencanaan pembangunan jembatan tetap.



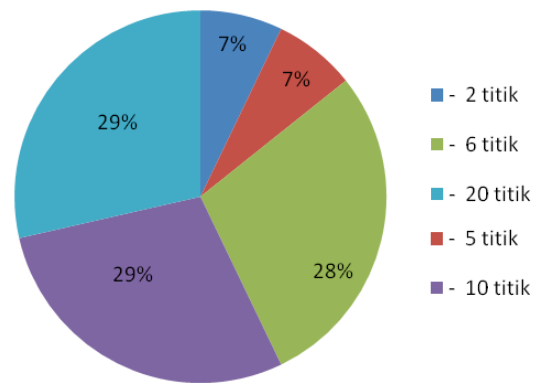
**Gambar 5.8** - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Tetap

#### 5.1.15 Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sample Pada Jembatan Penting

Pada umumnya responden berdasarkan pengalaman, jumlah titik pengambilan sampel minimum antara 20 titik pada perencanaan pembangunan jembatan penting.



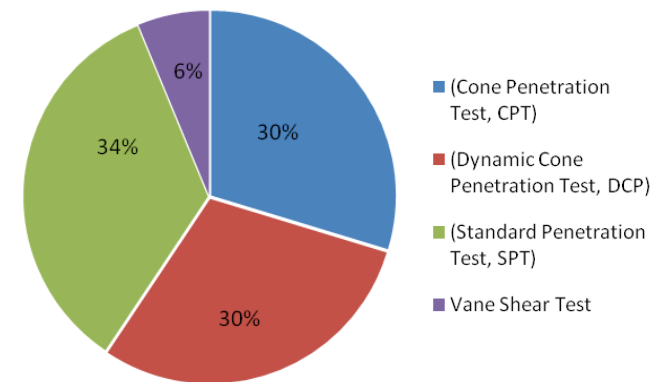
**Gambar 5.9** - Piechart Jumlah Titik Minimum Pengambilan Sampel Jembatan Penting



**Gambar 5.10 - Kebutuhan Data Tanah**

#### 5.1.16 Kebutuhan Data Tanah

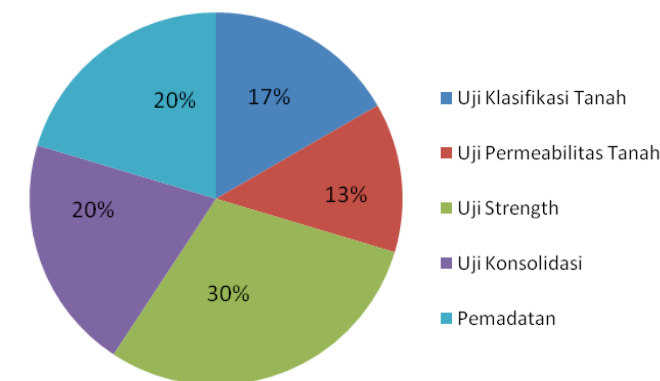
Data yang dibutuhkan dalam perencanaan jembatan pada umumnya responden berdasarkan pengalaman menyatakan bahwa tipe data tanah yang dibutuhkan yaitu data primer primer penyelidikan di lapangan lebih diprioritaskan dibanding data primer penyelidikan dan data sekunder.



**Gambar 5.11 - Piechart Penyelidikan Tanah di Lapangan**

#### 5.1.17 Penyelidikan Tanah di Lapangan

Data yang dibutuhkan dalam perencanaan jembatan pada umumnya responden berdasarkan pengalaman menyatakan bahwa data tanah hasil penyelidikan di lapangan yang sering digunakan adalah sondir dan SPT untuk perencanaan fondasi.



**Gambar 5.12 - Piechart Penyelidikan Tanah di Laboratorium**

#### 5.1.18 Penyelidikan Tanah Di Laboratorium

Data yang dibutuhkan dalam perencanaan jembatan pada umumnya responden berdasarkan pengalaman menyatakan bahwa data tanah hasil penyelidikan di laboratorium yang sering digunakan adalah uji strength dan uji konsolidasi untuk perencanaan fondasi.

## 5.2 Outline Penyelidikan Tanah

Kesimpulan dan Saran diberikan dengan bentuk outline penyelidikan tanah sebagai berikut :

No. bagian	Isi
9.	CARA EKSPLORASI TANAH  Sub-bagian ini dari Panduan meliputi cara eksplorasi tanah, daftar parameter tanah yang diperlukan untuk perencanaan serta cara pengujian sesuai untuk memperoleh dap parameter dan jumlah titik pengambilan sampel serta rincian format laporan untuk menyajikan hasil penyelidikan tanah
9.1	PENDAHULUAN
9.2	PROGRAM EKSPLORASI
9.3	CARA PENYELIDIKAN
9.4	CARA EKSPLORASI
9.4.1	Cara Geofisik
9.4.2	Tes Pit
9.4.3	Lubang Bor
9.5	LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH
9.6.1	Umum
9.6.2	Format Bagian 1
9.6.3	Format Bagian 2
9.6.4	Format Bagian 3
9.7	DAFTAR PUSTAKA
10.	PENGUJIAN LAPANGAN  Sub-bagian Panduan ini merinci cara pengujian lapangan yang diperlukan untuk memperoleh pendekatan kuantitatif dari tanah yang ditinjau. Perencana tidak diharapkan untuk mampu melaksanakan penyelidikan tersebut secara sendiri, tetapi mempunyai pengertian dasar mengenai cara-cara yang perlu untuk merancang eksplorasi tanah dan program pengujian lapangan.
10.1	PENDAHULUAN

No. bagian	Isi
10.2	TES PENETRASI
10.2.1	Umum
10.2.2	Tes Penetrasi Konis Belanda
10.2.3	Tes Penetrasi Standar (SPT)
10.2.4	Tes Penetrasi Konus Dinamik
10.2.5	Penentuan Parameter Tanah
10.3	TES VANE
10.4	MUKA AIR
10.5	TES BEBAN LAPANGAN
10.5.1	Umum
10.5.2	Tes Daya Dukung Pelat
10.5.3	Tes Pembebanan Tiang
10.5.4	Tes Lateral Tiang
10.6	TES PENGUKUR TEKANAN
10.7	TES TEKANAN UNCONFINED LAPANGAN
10.8	TES BERAT ISI TANAH SETEMPAT
10.9	DAFTAR PUSTAKA
11.	PENGUJIAN LABORATORIUM  Sub-bagian Panduan ini merinci jenis utama dari pengujian laboratorium yang tersedia untuk menentukan besaran tanah yang diperlukan untuk perencanaan, dengan khusus meninjau penentuan besaran tanah dinamik yang diperlukan untuk perencanaan tahan gempa. Perencana tidak diharapkan untuk mampu melaksanakan pengujian secara tersendiri, tetapi mempunyai pengertian dasar dari cara-cara yang perlu untuk merancang program pengujian tanah di laboratorium.
11.1	PENDAHULUAN
11.2	TES KLASIFIKASI TANAH
11.2.1	Umum
11.2.2	Sistim Klasifikasi Tanah Unified
11.3	TES KOTAK GESER (GESER LANGSUNG)
11.3.1	Umum

No. bagian	Isi
11.3.2	Cara Pengujian
11.3.3	Keuntungan dan Kerugian
11.3.4	Modulus Geser Dinamik
11.3.5	Parameter Lain
11.4	TES TRIAKSIAL
11.4.1	Umum
11.4.2	Cara Pengujian
11.4.3	Keadaan Drainase
11.4.4	Keuntungan dan Kerugian
11.5	TES TEKANAN UNCONFINED
11.6	TES KONSOLIDASI SATU DIMENSI
11.6.1	Mekanisme Konsolidasi
11.6.2	Cara Pengujian
11.6.3	Penggunaan
11.7	TES VANE GESER LABORATORIUM
11.8	TES PEMADATAN
11.8.1	Lengkung Pemadatan
11.8.2	Tes Berat Isi Relatif
11.9	DAFTAR PUSTAKA
12.	PARAMETER RENCANA  Sub-bagian Panduan ini merinci cara penentuan parameter rencana berdasarkan kepentingan khusus yang diturunkan dari parameter yang diperoleh dari pengujian lapangan dan laboratorium.
12.1	PENDAHULUAN
12.2	PARAMETER RENCANA UNTUK GEMPA
12.2.1	Akselerasi Tanah Yang Disarankan
12.2.2	Akselerasi Tanah Rencana Yang Disarankan
12.3	POTENSIAL LIQUEFACTION
12.3.1	Pendahuluan

No. bagian	Isi
12.3.2	Mekanisme Liquefaction
12.3.3	Pemilihan Nilai Akselerasi Tanah Horisontal
12.3.4	Pendekatan Potensial Liquefaction
12.4	POTENSIAL LONGSOR - SLUMP
12.4.1	Mekanisme Longsor
12.4.2	Longsor Dalam Tanah Tidak - Kohesif
12.4.3	Longsor Dalam Tanah Kohesif
12.5	DAFTAR PUSTAKA

### 5.3 Daftar Pustaka

1. Direktorat Jenderal Bina Marga, *Bridge Management System*, BMS, 1992.
2. NORSOK STANDAR, G-001, *Marine soil investigations*, October 2004.
3. Norsk Geoteknisk Forening (1982) *Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk*. Presentasjon av geotekniske undersøkelser. Oslo, mars 1982.
4. *Guidance to symbols and definitions in geotechnics*. Presentation of geotechnical investigations. Oslo March 1992 ■



*Bab 6*

# Perletakan

**P**erletakan jembatan memiliki beberapa fungsi yaitu menyalurkan beban dari struktur atas ke struktur bawah, memberikan gerakan baik translasi dan atau rotasi, dan mengekang gerakan pada salah satu arah. Kekangan diberikan untuk menaikkan gaya yang dapat disalurkan pada perletakan ke struktur pendukung.

Untuk mencapai persyaratan tingkat gerakan dan rotasi tertentu, perlu dibuat kombinasi dari beberapa jenis perletakan, tiap elemen dari keseluruhan mengizinkan gerakan tertentu dan karakteristik tumpuan beban tertentu (misalnya perletakan geser sederhana mengizinkan translasi dengan tekanan pada perletakan pot agar juga menyediakan rotasi).

Jumlah perletakan pada suatu jembatan haruslah seminimal mungkin. Perletakan adalah komponen mahal, sulit dipasang, dan memerlukan pemeliharaan teratur. Bagaimanapun biaya ekonomis total jembatan sepanjang umurnya harus menjadi faktor utama dalam menentukan perletakan dan hubungan lantai pada suatu jembatan.

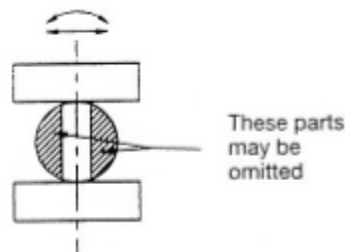
## 6.1 Jenis Perletakan

### 6.1.1 Roller Bearings

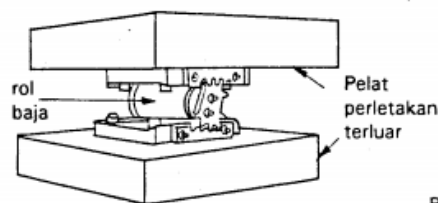
Diameter roller tidak boleh kurang dari 100 mm, penggunaan roller tunggal lebih baik di bandingkan dengan kumpulan roller. Tidak ada peraturan dalam roller majemuk, dimana roller tersendiri memiliki koefisien gesek lebih tinggi dengan kapasitas beban rencana yang lebih rendah.

Perletakan roll harus dibungkus dalam kotak baja yang rapat air, yang dapat dibuka, untuk melindungi roll dari korosi dan menyimpan pelumas.

Berikut adalah perilaku dai roller bearing (Expansion joint and Bearing J.D. Rawley):



**Gambar 6.1** - Roller bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)



**Gambar 6.2** - Roller bearing (Bridge Design Code BMS)

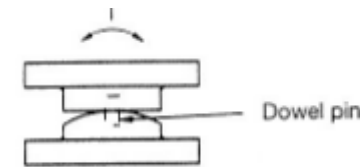
- Roller bearings pada intinya terdiri dari satu atau lebih silinder diantara baja paralel atas dan bawah.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 16000 kN
- Tidak mampu menahan beban arah longitudinal
- Beban maksimum pada arah transversal sebesar 400 kN
- Memungkinkan translasi pada arah longitudinal yang tidak terbatas
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal + 0.05 mm
- Lemah terhadap gempa
- Membutuhkan perawatan secara berkala

### 6.1.2 Rocker Bearings

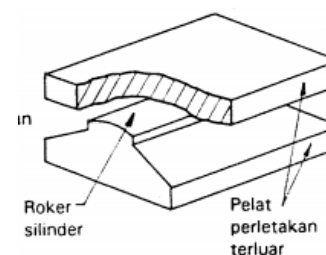
Permukaan dari atas roker dapat silindris, cekung, maupun datar, tetapi permukaan bawah haruslah silindris. Pusat rotasi dari permukaan atas tidak boleh lebih tinggi dari permukaan bagian bawah. Bila dua pusat tidak jatuh bersamaan gaya memanjang yang dihasilkan maka harus dimasukan analisis struktur komponennya.

Roker dan bidang kontak harus direncanakan sgsr mejamin beban terbagi rata. Kantilever yang tidak diperkaku agar menjamin beban terbagi rata harus diabaikan dalam perhitungan kekuatan roker.

Berikut perilaku dari rocker bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):



**Gambar 6.3** - Rocker bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

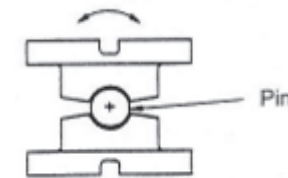


**Gambar 6.4** - Rocker bearing (Bridge Design Code BMS)

- Rocker bearing pada intinya terdiri dari baja melengkung yang bertemu dengan baja yang datar.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 20000 kN
- Beban maksimum pada arah longitudinal sebesar 1000 kN
- Beban maksimum pada arah transversal sebesar 1000 kN
- Tidak Memungkinkan translasi
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal + 0.05 mm
- Lemah terhadap gempa
- Membutuhkan perawatan secara berkala

### 6.1.3 Knuckle Pin Bearings

Knuckle bearing terdiri dari pin baja yang dikurung antara dua buah pelat baja. Pelat sendi dengan hubungan pin sendi yang membentuk suatu hubungan harus dirancang agar menjaga pembebanan eksentris pada pin seminimal mungkin dan harus diadakan pelumasan efektif pada pin dalam pelayanan.



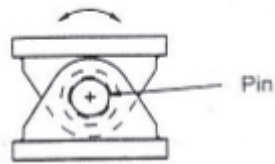
**Gambar 6.5** - Knuckle bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Berikut perilaku dari kuckle bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Knuckle pin bearings terdiri dari sendi baja yang dikurung diantara support atas dan bawah.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 25kN/mm
- Beban maksimum pada arah longitudinal sebesar 2.5kN/mm
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban transversal
- Tidak Memungkinkan translasi
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal + 0.05 mm
- Lemah terhadap gempa
- Membutuhkan perawatan secara berkala

### 6.1.4 Leaf Bearings

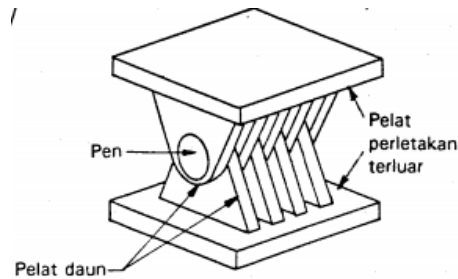
Leaf bearing pada intinya terdiri dari pin yang melewati beberapa pelat baja. Leaf bearing dapat direncanakan untuk tahan terhadap uplift. Pemakaian leaf bearing sudah jarang karena tingginya koefisien gesek yang mengakibatkan korosi sehingga sulit dalam perawatannya.



**Gambar 6.6** - Leaf bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Berikut perilaku dari leaf bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

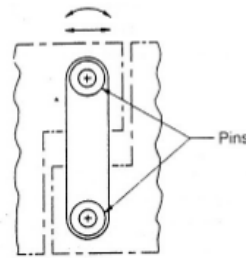
- Terdiri dari sendi yang melewati plat baja yang menumpu di atas dan bawah.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 12kN/mm
- Beban maksimum pada arah longitudinal sebesar 12kN/mm
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban transversal
- Tidak memungkinkan translasi
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal + 0.09 mm
- Cukup tahan terhadap gempa
- Membutuhkan perawatan secara berkala



**Gambar 6.7** - Leaf bearing (Bridge Design Code BMS)

### 6.1.5 Link bearings

Link bearing harus mempunyai cukup panjang antara pin hingga ujung mati.



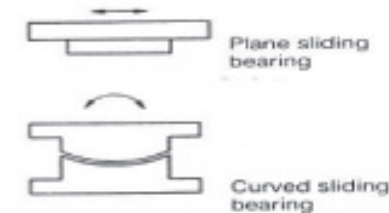
**Gambar 6.8** - Link bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Berikut perilaku leaf bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Link Bearings terdiri dari plat. Batang, I, atau tubular bagian yang tersambung di ujungnya dengan sendi.
- Mengizinkan rotasi dan gerakan pada sumbu vertical.
- Gerakannya terbatas yaitu tidak melebihi + 2,9°
- Beban horizontal lebih besar 5% dari beban vertikalnya.
- Mudah dalam perawatan dan penggantian.

### 6.1.6 Sliding Bearings

Sliding bearing sangat simpel dan murah tetapi mempunyai koefisien gesek yang sangat besar sehingga mengakibatkan korosi yang cepat. Pemilihan PTFE sebagai bahan sliding bearing sangat tepat karena memiliki koefisien gesek yang sangat kecil.



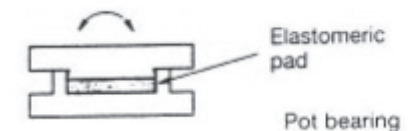
**Gambar 6.9** - Sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Berikut perilaku sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Terdiri dari dua permukaan yang memiliki material yang sama atau berbeda di sisi gesernya.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 3000kN
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban longitudinal
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban transversal
- Memungkinkan translasi ke segala arah
- Tidak memungkinkan rotasi
- Baik untuk menahan gempa
- Membutuhkan perawatan minimum

### 6.1.7 Pot Bearings

Terdiri dari piston baja yang didukung elastomer mengakibatkan pot bearing dapat menumpu beban vertical yang besar dan sudut rotasi yang besar. Kapasitas rotasi dapat ditingkatkan dengan menggunakan pot yang lebih dalam, mempertebal elastomer, dan memperbesar area piston.



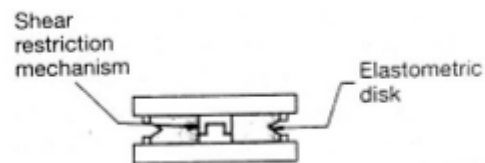
**Gambar 6.10** - Leaf bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Berikut perilaku sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Terdiri dari piston baja yang didukung oleh lempeng elastomer yang tipis.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 50000 kN
- Beban maksimum pada arah Longitudinal sebesar 2500 kN
- Beban maksimum pada arah transversal sebesar 2500 kN
- Tidak memungkinkan translasi
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal + 0.01 mm
- Baik untuk menahan gempa
- Membutuhkan perawatan minimum

### 6.1.8 Disc Bearings

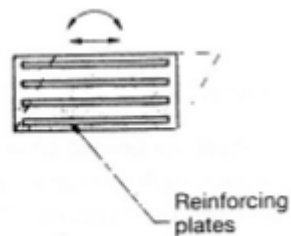
Berikut perilaku sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):



**Gambar 6.11** - Disc bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

- Berbahan polyether urethane disc yang menyediakan rotasi antara dua plat baja.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 45000 kN
- Beban maksimum pada arah Longitudinal sebesar 4500 kN
- Beban maksimum pada arah transversal sebesar 4500 kN
- Tidak memungkinkan translasi
- Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal dan transversal sebesar + 0.04 mm
- Baik untuk menahan gempa
- Membutuhkan perawatan minimum

### 6.1.9 Elastomeric Bearings



**Gambar 6.12** - Elastomer bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Sedapat mungkin perletakan elastomer harus dipilih dari ukuran standar terdaftar dalam penjelasan. Perletakan harus memiliki tebal selimut minimum 6 mm untuk melindungi tepi pelat baja. Perletakan sebaiknya dibuat dari karet alam dengan tingkat kekerasan IHDR 53 + 5 yang memiliki besaran sesuai spesifikasi dari yang berwenang.

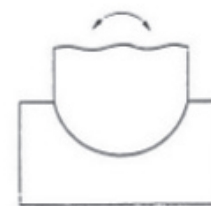
Berikut perilaku sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Terdiri dari satu atau dua elastomer yang ditempel pada plat baja.
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 5000 kN
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban longitudinal
- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban transversal
- Translasi maksimum sebesar 50 mm
- Memungkinkan rotasi
- Baik untuk menahan gempa
- Tanpa perawatan

### 6.1.10 Concrete Hinges

Berikut perilaku sliding bearing (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994):

- Terbuat dari beton
- Beban maksimum pada arah vertical sebesar 6kN/mm
- Beban maksimum pada arah Longitudinal sebesar 3kN/mm



**Gambar 6.13** - Concrete hinges (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

- Membutuhkan modifikasi untuk dapat menahan beban transversal
  - Tidak memungkinkan translasi
  - Memungkinkan rotasi pada arah longitudinal sebesar + 0.09 mm
  - Lemah menahan gempa
  - Membutuhkan perawatan berkala
- Pemilihan jenis perletakan didasarkan pada kebutuhan akan daya dukung dan pergerakan. Pemilihan jenis perletakan dapat mengacu pada **Tabel 6.1**

### 6.1.11 Gaya horizontal dan movement

Rumus untuk gaya horizontal dan movement dapat diturunkan di bawah ini AASTHO LRFD Bridge Design (2003) :

#### a. Gaya horizontal

Untuk gaya geser yang terfaktor dengan gesekan :

$$H_u = \mu P_u$$

Untuk gaya geser yang diakibatkan oleh deformasi elemen elastomer :

$$H_u = G A (\Delta u / h_n)$$

Dimana :

$H_u$  = beban lateral (kip)

$\mu$  = koefisien gesek material

$P$  = gaya tekan terfaktor (kip)

$G$  = modulus geser elastomer (ksi)

**Tabel 6.1** - Bearing facilities (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Type of bearing	Maximum loading kN <sup>1</sup>			Maximum translation (mm) <sup>1</sup>		Maximum rotation (rad) <sup>1</sup>			Seismic performance	Maintenance requirements	Typical applications <sup>2</sup>			
	Vert.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Plan			Straight	Curved	Steel	Concrete
Roller	16 000	Nil	400	Unlimited	Nil	±0.05	Nil	Nil	Poor	Some	✓	-	✓	-
Rocker	15 000	1500	1500	Nil	Nil	±0.05	Nil	Nil	Poor	Some	✓	-	✓	-
Linear	20 000	1000	1000	Nil	Nil	±0.01	±0.01	Unlimited	Poor	Some	✓	-	✓	-
Pin	25mm	2.5mm	3	Nil	Nil	±0.05	Nil	Nil	Poor	Some	✓	-	✓	-
Leaf	12mm	12mm	Nil	Nil	Nil	±0.09	Nil	Nil	Fair	Some	✓	-	✓	-
Hinge <sup>4</sup>	6mm	3mm	3	Nil	Nil	±0.09	Nil	Nil	Poor	Some	✓	-	-	✓
Saddle	10mm	2.5mm	2.5mm	Nil	Nil	3	Nil	Nil	Fair	None	✓	-	-	✓
Freyssinet	3000	3	3	Unlimited	Unlimited	Nil	Nil	Unlimited	Good	Minimal	✓	✓	✓	✓
Sliding	15 000	1500	3	Nil	Unlimited	±0.03	Nil	Nil	Good	Minimal	✓	-	✓	✓
Cylindrical	30 000	3000	3000	Nil	Nil	±0.05	±0.05	Unlimited	Good	Minimal	✓	✓	✓	✓
Spherical	50 000	2500	2500	Nil	Nil	±0.01	±0.01	Nil	Good	Minimal	✓	✓	✓	✓
Port	45 000	4500	4500	Nil	Nil	±0.04	±0.04	Nil	Good	Minimal	✓	✓	✓	✓
Disc	1500	3	3	12	12	3	3	Small	Good	None	✓	✓	-	✓
Elastomeric	5000	3	3	50	50	3	3	Small	Good	None	✓	✓	-	✓
Unreinforced	1000	3	3	Nil	Nil	±0.01	±0.01	Nil	Good	Minimal	✓	-	-	✓
Laminated														
Fabric														

<sup>1</sup> The maximum values quoted are those for bearings normally available to manufacturers' standard designs. It may not be possible for a bearing to achieve maximum capacity in all modes simultaneously.  
<sup>2</sup> - not suitable.  
<sup>3</sup> Special arrangements required to prevent lateral movement and to take horizontal loads.  
<sup>4</sup> Messenger hinge not included as generally superseded by Freyssinet hinge.  
<sup>5</sup> Maximum rotation depends on vertical load and dimensions of bearing.



A = luas area kontak dari elastomer atau bearing (in<sup>2</sup>)

$\Delta u$  = deformasi akibat geser (in)

hn = kedalaman elastomer (in)

### b. Momen

Untuk momen pada sliding bearing permukaan cekung

$$Mu = \mu Pu R$$

Untuk momen pada sliding bearing permukaan datar

$$Mu = 2\mu Pu R$$

Untuk momen pada elastomer

$$Mu = 1.6 (0.5 Ec I) \theta_s / hrt$$

$$Ec = 6 GS2$$

Dimana :

Mu = momen terfaktor (kip.in)

$\mu$  = koefisien gesek material

Pu = gaya tekan terfaktor (kip)

R = radius lengkung sliding bearing (rad)

I = momen inersia (in<sup>4</sup>)

Ec = modulus efektif tekan elastomer (ksi)

hrt = tebal total elastomer (in)

S = factor bentuk (dim)

G = modulus geser dari elastomer (ksi)

## 6.2 Desain Perletakan

### 6.2.1 Roller Bearing dan Rocker Bearing

Menurut AASTHO LRFD Bridge design (2003) rumus untuk service limit dari roller dan rocker bearing adalah :

Untuk permukaan silinder :

$$P \leq 8 \frac{WD1}{\left(1 - \frac{D1}{D2}\right)} \left(\frac{Fy^2}{E}\right)$$

Dan untuk permukaan bulat:

$$P \leq 40 \left(\frac{D1}{1 - \frac{D1}{D2}}\right)^2 \left(\frac{Fy^2}{E^2}\right)$$

Dimana :

P = beban maksimum

W = lebar bearing

D1 = diameter permukaan dari roller atau rocker bearing

D2 = diameter permukaan pasangan dari roller atau rocker

- Positif jika memiliki arah yang sama

- 1 jika permukaan datar

Fy = Tegangan leleh material

E = Modulus young material.

Untuk diameter hingga 25 inch :

$$p = \frac{fy - 13}{30} (0.6d)$$

Untuk diameter 25 inch – 125 inch :

$$p = \frac{fy - 13}{30} (3\sqrt{d})$$

Dimana :

p = gaya tumpu yang di izinkan (kips/in)

d = diameter roller atau rocker (in)

fy = tegangan leleh (ksi)

### 6.2.2 Sliding Bearing dengan permukaan cekung

Menurut AASTHO LRFD Bridge design (2003) rumus untuk service limit dari sliding bearing dengan permukaan cekung adalah adalah :

#### a. Tahanan tumpu

Untuk permukaan silinder :

$$P = \phi DW \sigma_{ss}$$

Untuk Permukaan Bulat :

$$P = \phi \frac{\pi D^2 \sigma_{ss}}{4}$$

Dimana :

P = compressive resistant (kip)

D = diameter permukaan bearing (in)

W = panjang silinder (in)

$\phi$  = resisten factor (diambil 1)

$\sigma_{ss}$  = tegangan kontak maksimum material (ksi)

#### b. Tahanan beban lateral

Untuk permukaan silinder :

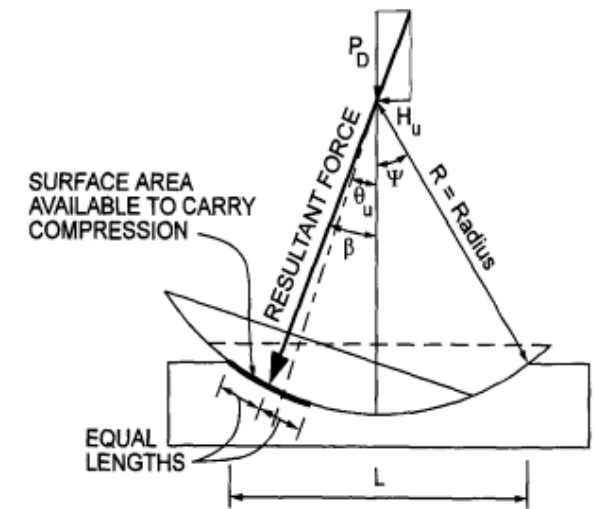
$$H \leq 2 R W \sigma_{ss} \sin(\psi - \beta - \theta_u) \sin \beta$$

Untuk permukaan bulat :

$$H \leq \pi R^2 \sigma_{ss} \sin^2(\psi - \beta - \theta_u) \sin \beta$$

Dimana :  $\beta = \tan^{-1} \left( \frac{H}{Pd} \right)$

Dan  $\psi = \sin^{-1} \left( \frac{L}{2R} \right)$



Gambar 6.14 - Sliding bearing geometry (Bridge Design Code BMS)

Ket :

H = Horizontal resistant (in)

L = Panjang permukaan geser (in)

R = Radius permukaan geser (in)

W = Panjang Silinder (in)

$\theta_u$  = sudut rotasi rencana (rad.)

$\sigma_{ss}$  = tegangan kontak maksimum material (ksi)

$\psi$  = sudut antara vertical dengan tepi bidang (rad)

$\beta$  = sudut antara vertical dan resultan gaya (rad.)

Berikut tabel properties untuk material PTFE pada penggunaan sliding bearing. (Tabel 6.2, 6.3 dan 6.4)

**Tabel 6.2** - Dimensi PTFE tertanam (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Maximum dimensional PTFE (diameter or diagonal) (mm)	Minimum Thickness (mm)	Maximum Projection above recess (mm)
< 600	4.5	2.0
>600 <1200	5.0	2.5
>1200 < 1500	6.0	3.0

**Tabel 6.3** - Ketebalan PTFE terekat (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Maximum dimensional PTFE (diameter or diagonal) (mm)	Minimum Thickness (mm)
< 600	1.0
>600 <1200	1.5

**Tabel 6.4** - Tegangan tumpu PTFE izin (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

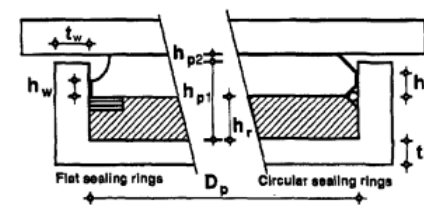
Design load effect	Maximum average contact pressure (N/mm <sup>2</sup> )		Maximum extreme fiber pressure (N/mm <sup>2</sup> )	
	Terekat PTFE	Tertanam PTFE	Terekat PTFE	Tertanam PTFE
Permanent design load effect	20	30	25	37.5
All design load effect	30	45	37.5	55

### 6.2.3 Pot bearing

Menurut AASTHO LRFD Bridge Design (2003) rumus untuk dimensi dari pot bearing adalah :

Untuk ketebalan elastomer disc  $h_r$  dapat dicari dengan rumus :

$$h_r \leq 3.33 D_p \theta_u$$

**Figure C14.7.4.3-1 Pot Bearing—Critical Dimensions for Clearances.****Gambar 6.15** - Sliding bearing geometry, AASTHO LRFD Bridge Design (2003)

dimana :

$h_r$  = ketebalan elastomer

$\theta_u$  = rotasi desain

$D_p$  = Internal diameter dari pot bearing

Kedalaman rongga pot bearing dapat dicari

dengan :

$$h_{p1} \leq (0.5 D_p \theta_u + h_r + h_w)$$

dimana  $h_w$  adalah tinggi dari elastomer ke piston

Jarak antara pot dan piston

$$h_{p2} \leq R_o \theta_u + 2\delta u + 0.125$$

dimana :

$R_o$  = jarak radial antara tengah pot ke objek

$\Delta u$  = defleksi vertical

#### a. Pot

Tebal minimum dasar untuk beton :

$$t_b \geq 0.06 D_p \geq 0.75 \text{ in.}$$

Tebal minimum dasar untuk baja :

$$t_b \geq 0.04 D_p \geq 0.50 \text{ in}$$

Tebal minimum dinding pot :

$$t_w \geq \frac{D_p \sigma_s}{1.25 f_y} \geq 0.75 \text{ in}$$

Dengan syarat

$$t_w, t_b \geq \sqrt{\frac{25 H_u \theta_u}{f_y}}$$

Dimana :

$t_b$  : tebal dasar (in)

$t_w$  : tebal dinding (in)

$D_p$  : Internal diameter dari pot bearing (in)

$\sigma_s$  : tekanan rata-rata akibat beban (ksi)

$\theta_u$  : rotasi rencana

$f_y$  : tegangan leleh

#### b. Piston

$$h_w \geq \frac{1.5 H_u}{D_p F_y} \geq 0.125 \text{ in} \geq 0.03 D_p$$

dimana :

$H_u$  : beban lateral dari kombinasi beban maksimum.

$h_w$  : tinggi piston dari tepi atas ke sisi bawah piston

### 6.2.4 Elastomer bearing

Kekakuan dari bearing karet dalam compression, ketika dibebani pada permukaan dicegah dari slipping (tergelincir) tergantung pada shape factor  $S$  dimana didefinisi sebagai rasio dari salah satu beban area untuk gaya bebas area pada permukaan (Bridge design code BMS).

$$S = \frac{A}{p \cdot t_e}$$

ket :

S = Shape factor

A = luas keseluruhan dari kerangka bearing

p = keliling elastomer, termasuk lubang.

$t_e$  = ketebalan efektif elastomer dalam kompresi. Dimana di ambil 1.8 tebal actual.

$$I_p = 2(a + b)$$

ket :

a = panjang keseluruhan elastomer

b = lebar keseluruhan elastomer

#### a. Pembatasan rotasi

Untuk perletakan persegi

$$dc \geq \frac{\alpha a + \alpha b}{4}$$

Untuk perletakan sirkular

$$dc \geq \frac{\alpha d}{4}$$

Untuk perletakan strip

$$dc \geq \frac{\alpha w}{4}$$

#### b. Stabilitas perletakan

$$\frac{V}{A_{eff}} \leq \frac{2bGS}{3t}$$

dimana :

$$\frac{t}{b} < 0.25$$

ket :

 $A_{eff}$  = luas efektif

G = modulus geser dari elastomer (ksi)

S = factor bentuk

**Tabel 6.5** - Properties of elastomer (Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Hardness (IRHD (+2))	Shear Modulus G		Bulk Modulus Eb	
	(N/mm <sup>2</sup> )	(lb/in <sup>2</sup> )	(N/mm <sup>2</sup> )	(lb/in <sup>2</sup> )
35	0.38	55	2000	290000
40	0.45	65	2000	290000
45	0.53	77	2030	294000
50	0.63	91	2060	299000
55	0.75	109	2090	303000
60	0.89	129	2120	307000
65	1.04	151	2150	312000
70	1.22	177	2180	316000
75	1.42	206	2210	320000

### 6.2.5 Concrete hinges

**Tabel 6.6** - Maximum load and rotation for various throats width with concrete having a characteristic strength of 45 N/mm<sup>2</sup> (E = 32.5 KN/mm<sup>2</sup>)  
(Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Throat width be	Maximum axial compressive load Pmax/ unit length of throat	Maximum permissible value
(mm)	(N/mm)	(rad/(N/mm)) x 10 <sup>-8</sup>
50	4200	475
60.2	5250	305
75	6300	210
87.5	7350	155
100	8400	120
112.5	9450	90
125	10500	75

**Tabel 6.7** - Maximum load and rotation for various throats width with concrete having a characteristic strength of 52.5 N/mm<sup>2</sup> (E = 34.5 KN/mm<sup>2</sup>)  
(Expansion Joint and Bearing, D.J. Lee, 1994)

Throat width be	Maximum axial compressive load Pmax/ unit length of throat	Maximum permissible value
(mm)	(N/mm)	(rad/(N/mm)) x 10 <sup>-8</sup>
50	5250	440
60.2	6650	280
75	7900	195
87.5	9200	145
100	10500	110

### 6.3 Daftar Pustaka

1. *LRFD Bridge Design Specification SI Units*, AASHTO, 2007.
2. *Effect of Lead Rubber Bearing Characteristics on the Response of Seismic-isolated Bridges*, Asf Hameed, Min-se koo, Tahng Dai do, and Jin-Hoon Jeong.
3. *Elastrometric Bridge Bearings : Recommended Test Methods*, National Cooperative High-Way Research Program (HCHRP)
4. *Steel Bridge Bearing Design and Detailing Guidelines*, AASHTO/NSBA Steel Bridge Collaboration. ■



*Bab 7*

# *Expansion Joint* (Sambungan Siar Muai)

Sambungan siar muai dalam deck jembatan sering diperlukan untuk mengakomodasi pemuaian dan kontraksi jembatan akibat variasi suhu. Kriteria umum berikut ini berlaku untuk semua ekspansi sendi dalam deck jembatan:

1. Masalah pemeliharaan. Banyak masalah pemeliharaan pada jembatan hasil dari kesalahan sambungan. Oleh karena itu, pemilihan yang tepat, desain, dan detail sambungan siar muai menjadi isu-isu kritis.
2. Rentang suhu. Perancang jembatan akan menggunakan Prosedur B artikel LRFD 3.12.2 yang mana berlaku untuk menentukan desain yang sesuai dengan rentang termal. Untuk jenis jembatan yang tidak tercakup oleh Prosedur B, Prosedur A harus digunakan.
3. Sambungan siar muai pendukung. Untuk bagian finger dan modular joint perlu didukung dari atas balok, detail perangkat pendukung harus dicantumkan dalam rencana.
4. Efek kemiringan. Gerakan termal dari jembatan yang memiliki kemiringan sedemikian rupa bisa mengakibatkan kerusakan pada

sambungan siar muai. Gerakan ini tidak semata-mata dalam arah longitudinal. Sudut dari kemiringan sebuah jembatan dapat mengakibatkan gerakan parallel yang cenderung memperluas kontrak dengan sambungan siar muai lebih dari sudut tumpul, hal tersebut dapat mengakibatkan pergeseran dan patahan pada sambungan.

## 7.1 Jenis Sambungan Siar Muai

Sendi ekspansi secara luas dapat diklasifikasikan ke dalam tiga kategori berdasarkan total pergerakannya, sebagai berikut:

- Small Movement Joints : Total Movement Range < 4,5 mm.
- Medium Movement Joints : 4,5 mm. < Total Movement Range < 13 mm.
- Large Movement Joints : Total Movement Range > 13 mm.

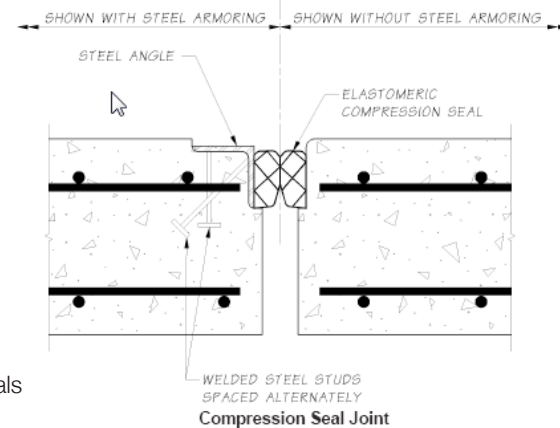
Dalam peraturan AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) pada dasarnya ada tiga jenis sambungan siar muai yang umum digunakan di lapangan untuk mewakili kategori pergerakan tersebut, sebagai berikut :

- Compression Joint : digunakan untuk Small Movement
- Strip Seal : digunakan untuk Medium Movement
- Modular Expansion (MBE)) : digunakan untuk Large Movement

Dalam peraturan juga disebutkan beberapa tipe joint sebagai pelengkap Open Finger Plate, Asphaltic Plug, dan Silicone Rubber Sealant yang digunakan untuk kondisi atau keadaan tertentu.

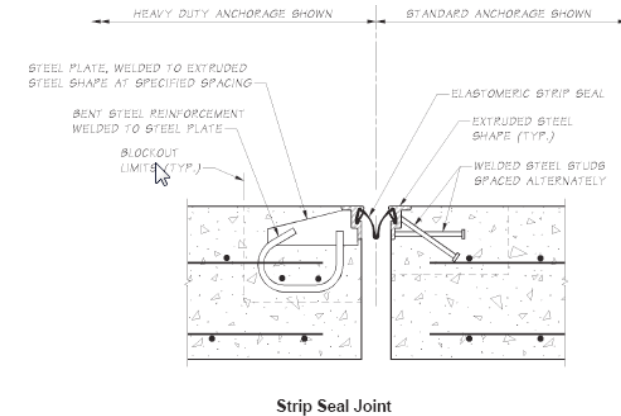
Berikut beberapa gambar yang menunjukkan jenis-jenis sambungan siar muai (Gambar didapat dari “WSDOT Bridge Design Manual”)

- Compression Seal



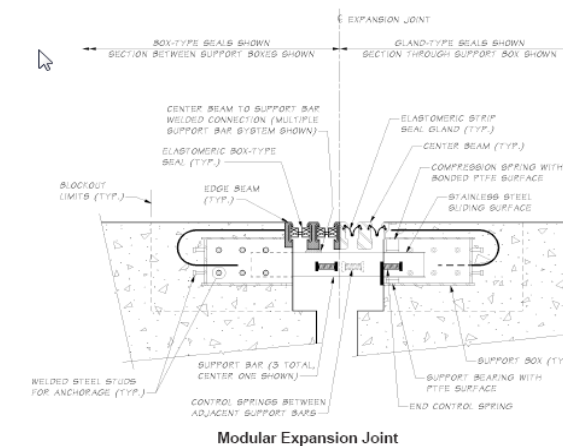
**Gambar 7.1** - Compression seals

- Strip Seal



**Gambar 7.2** - Strip seals

- Modular Expansion



**Gambar 7.3** - Modular expansion joint

- Asphaltic plug

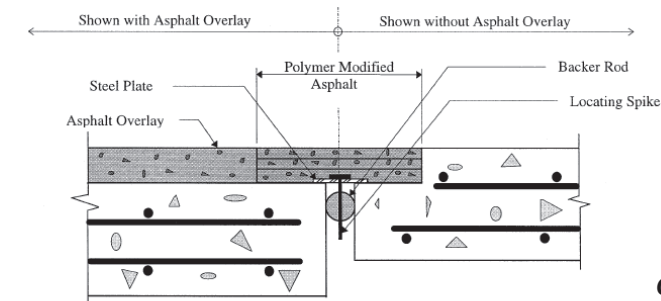


FIGURE 25.3 Asphaltic plug joint (cross section).

**Gambar 7.4** - Asphaltic plug joint

## 7.2 Kriteria Umum Pemilihan Sambungan Siar Muai

Sambungan siar muai harus mampu untuk mengakomodasi gerakan beberapa fenomena yang terjadi pada pemasangan jembatan juga perangkat sambungan siar muai. Penyusutan Beton, variasi, dan daya tahan sambungan adalah tiga sumber utama yang paling umum diperhatikan. Perhitungan gerakan yang terkait dengan masing-masing fenomena ini harus mencakup dampak dari jenis panjang suprastruktur, pembebanan, kondisi jepit antara supras- truktur dan substruktur, dan fleksibilitas pier (tiang).

### 7.2.1 Efek Panas (Thermal)

Efek thermal – Sesuai dengan namanya suatu sambungan siar muai memang didesain utamanya adalah untuk menahan efek dari panas baik itu yang bersifat radiasi, konveksi maupun konduksi.

Semua kondisi itu mesti bisa diterima oleh sambungan siar muai sehingga tidak timbul hal-hal yang tidak diinginkan yang nantinya dapat membuat kerusakan atau bahkan keruntuhan pada jembatan.

Efek termal dapat dihitung dengan rumus tertentu sesuai dengan yang tercantum dalam AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) 3.12.2.3-1 :

$$\Delta Thermal = \alpha L (T_{MaxDesign} - T_{MinDesign})$$

dimana :

$\alpha$  = koefisien muai panas,  $6 \times 10^{-6}$  untuk concrete beams and  $6.5 \times 10^{-6}$  for steel girders, in/in/°F

L = Panjang Sambungan Siar Muai, in

TMaxDesign = Suhu Tertinggi

TMinDesign = Suhu Terendah

Koefisien muai panas digunakan berbeda tergantung dari material bahan jembatan yang digunakan, koefisien diperlukan karena untuk tiap material efek pemuain berbeda. Suhu tertinggi dan terendah perlu disesuaikan dengan kontur dan juga iklim dari daerah dimana jembatan akan beroperasi sehingga perlu penyelidikan atau survey untuk mengetahui nilainya.

Untuk penyesuaian di rumus maka perlu dilakukan konversi kedalam satuan yang diperlukan, mengambil contoh indonesia karena satuan yang umum dipakai adalah °C dan m maka perlu dilakukan konversi sebagai berikut :

- 1 inc = 0.0254 m
- 1 °F = (1 °C \* 1,8) + 32°

### 7.2.2 Efek Penyusutan (Shrinkage)

Pada material beton umum terjadi penyusutan, penyusutan ini terjadi karena kehilangan air pada material beton akibat

panas yang terjadi pada pengerasan awal sehingga dimensi beton mengalami sedikit penyusutan.

Pengaruh dari penyusutan ini adalah bila terjadi penyusutan maka akan terjadi pergerakan perpindahan yang menyebabkan perbesaran celah (movement) sehingga perlu penyesuaian pada pendesainan sambungan siar muai.

Berdasarkan AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) artikel 5.4.2.3.3 :

$$\Delta shrink = (\beta) \cdot (\mu) \cdot (L) \cdot (1000 \text{ mm/m})$$

Dimana

L = panjang penyusutan ; m

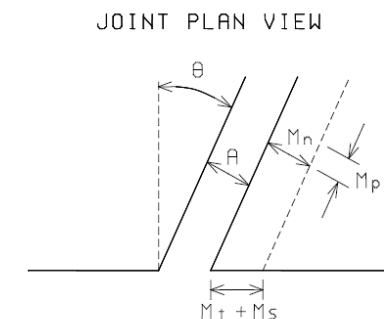
B = faktor penyusutan akhir setelah meregang pada saat pemasangan; nilainya 0.0002

$\mu$  = faktor yang memperhitungkan efek tahanan yang diberikan elemen struktur yang dipasang sebelum pengecoran pelat  $\Delta shrink = 0.0$  untuk struktur baja, 0.5 untuk balok prategang pracetak, 0.8 untuk box girders beton bertulang dan balok-T, 1.0 untuk flat slabs atau secara garis besar nilai  $\Delta shrink$  bisa diambil 15% dari  $\Delta T$  (efek thermal) sesuai yang disebutkan dalam AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) artikel 5.4.2.3.3 :

$$\Delta shrink = 15\% \times \Delta T \text{ (thermal movement)}$$

### 7.2.3 Pengaruh Kemiringan

Untuk keadaan atau kondisi tertentu pemasangan sambungan siar muai harus dibuat dengan kemiringan tertentu, hal itu dilakukan untuk mengikuti profil jalan (pemasangan pada belokan). Kemiringan pemasangan ini mengakibatkan terjadinya pendistribusian gaya sehingga gaya yang terjadi bersifat paralel yang dapat menyebabkan kerusakan pada sambungan jika tidak diperhitungkan.



**Gambar 7.5 - Kemiringan Siar Muai**

Kemiringan disini adalah kemiringan permukaan tampak atas bagian joint dari expansion. Kemiringan biasa disebut skew angle ( $\theta$ ). Gaya paralel yang terjadi terdistribusi secara vertical ( $M_p$ ) dan horizontal ( $M_n$ ) yang diperhitungkan menurut (Dornsife, R.J. "Expansion Joints." Bridge Engineering Handbook.):

$$M_p = \Delta T \times \sin \theta$$

$$M_n = \Delta T \times \cos \theta$$

dimana :

$\theta$  = Skew angle. [kemiringan]

Mn = Pergerakan normal to joint (inches).

[movement normal yang akan terjadi]

Mp = Pergerakan parallel to joint (inches).

[movement paralel yang akan terjadi] =

A = Joint opening normal to joint at the time of deck placement (inches). [movement yang dibuat saat pemasangan]

$\Delta T$  = Pergerakan Total.

Setelah mendapatkan nilai pergerakan paralel (Mp) maka kita dapat menentukan kebutuhan penutup atau pengikat minimal yang akan dipesan ke pabrik yaitu 20 % dari (Mp) :

$$\frac{Mp}{20\%}$$

Lebar minimum seal (pengikat) :

Bila nilai lebar minimum seal tidak ada yang memadai (tidak tersedia ukuran seal) maka dianjurkan menggunakan jenis sambungan siar muai lain yang tidak menggunakan seal, bisa dengan rail atau finger.

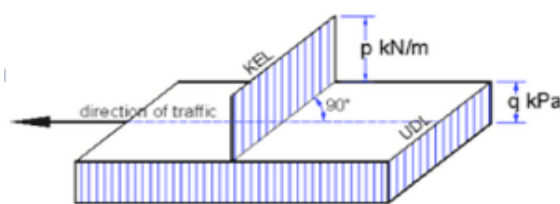
#### 7.2.4 Perhitungan Daya Tahan

Selain memperhatikan pergerakan (movement) yang akan terjadi perlu juga mempertimbangkan durability (daya tahan) dari expansion joint tersebut, daya tahan disini adalah kemampuan joint dalam memikul gaya aksial dari beban lalu lintas diatasnya. Peruntukan penggunaan jalan juga memiliki faktor penting untuk mera-

malkan kepadatan dan beban lalu lintasnya, sehingga tidak terjadi overweight pada saat pemakaian dilapangan. Bila terjadi overweight besar kemungkinan sambungan siar muai yang kita rancang dapat mengalami kerusakan pada elemen-elemen tertentu, biasanya pada nosing juga atau seal (penyambung/penutup) sehingga bila hal itu terjadi maka sambungan siar muai tidak akan dapat beroperasi secara maksimal atau bahkan mengakibatkan kerusakan pada komponen jembatan.

Nilai gaya aksial didapat dari perhitungan pembebanan pada jembatan, perhitungan pembebanan ini bisa dihitung dengan RSNI T-02-2005 "pembebanan untuk jembatan" seperti dibawah ini :

Beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (BTR), BTR dan beban garis (BGT), BGT seperti terlihat pada gambar.



**Gambar 7.6 - Beban lajur D (TD)**

BTR mempunyai intensitas  $q$  (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total bentang joint  $L$  yang dibebani dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$q = 9.0 * (0.5 + 15 / L) \text{ kPa}$  untuk  $L > 30 \text{ m}$   
BGT mempunyai intensitas,  $p = 49.0 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk BGT diambil sebagai berikut :

DLA = 0.4 untuk  $L \leq 50 \text{ m}$

DLA =  $0.4 - 0.0025 * (L - 50)$  untuk  $50 < L < 90 \text{ m}$

DLA = 0.3 untuk  $L \geq 90 \text{ m}$

Panjang bentang ekuivalen dipakai bila terjadi perbedaan nilai panjang bentang suatu joint yang dirumuskan sebagai berikut,

$$LE = \sqrt{L_{av} * L_{max}}$$

Dimana,

$L_{av}$  = Panjang rata-rata bentang joint

$L_{max}$  = Panjang terpanjang bentang joint

### 7.3 Pemilihan Sambungan Siar Muai

#### 7.3.1 Data dan Kemampuan Sambungan Siar Muai

Kebanyakan dari jenis sambungan adalah pabrikasi sehingga kemampuan dari sambungan amat bergantung kekuatan bahan dan jenis material yang digunakan oleh pabrikan. Tetapi secara garis besar AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) menerapkan beberapa ketentuan untuk kekuatan dan kemampuan suatu sambungan siar muai seperti dapat dilihat pada *Tabel 7.1*.

**Tabel 7.1 - Data dan Kemampuan Sambungan Siar Muai \*)**

Type	Movement (m)	Durability (kN/m)	Reference
Compression Seal (Elastomeric or Eva-zote Seal)	< 0.0889	55*	LRFD Article 14.5.6.6
Strip Seal	< 0.1016	65	LRFD Article 14.5.6.7
Open Finger Plate	> 0.1016	65	LRFD Articles 14.5.6.1 and LRFD Articles 14.5.6.3
Modular Expansion	> 0.1016	75	LRFD Article 14.5.6.9
Asphaltic Plug	< 0.0508	40	LRFD Article 14.5.6.5
Silicone Rubber Sealant	< 0.0508	30	LRFD Article 14.5.6.5

\* = tergantung dari nominal dimension seal



Nilai tersebut adalah hasil kesimpulan/summary dari nilai-nilai yang ditentukan oleh AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) dalam beberapa artikelnya.

Nilai ini berguna untuk sebagai salah satu acuan dalam pemilihan suatu sambungan siar muai. Dengan membandingkan hasil dari kriteria-kriteria umum yang ada dengan nilai pada tabel ini kita dapat menentukan jenis sambungan siar muai yang cocok untuk kita gunakan.

Berikut ini adalah tahapan untuk menyelesaikan Pemilihan Jenis Sambungan Siar Muai :

❖ **Data:**

Jenis Jembatan = Steel Girder Bridge with Concrete Deck

L = Panjang bentang joint = 76 m = 250 feet

$\theta$  = sudut kemiringan = 30°

❖ **Tahapan menentukan Jenis Sambungan Siar Muai yang digunakan.**

**a. Menghitung Movement**

*Thermal Movement :*

$$\Delta T = \alpha L (T_{MaxDesign} - T_{MinDesign})$$

Untuk baja superstruktur :

$$\alpha = 6.5 \times 10^{-6} \text{ in/in/}^{\circ}\text{F}$$

untuk wilayah California :

$T_{MaxDesign} = 110^{\circ}\text{F}$  based upon the bridge location and LRFD Figure 3.12.2.2-3

$T_{MinDesign} = 20^{\circ}\text{F}$  based upon the bridge location and LRFD Figure 3.12.2.2-4

$$\Delta T = (6.5 \times 10^{-6})(250)(110^{\circ} - 20^{\circ})$$

Maka,

$$\Delta T = 1,8 \text{ in} = 0,045 \text{ m}$$

*Shrink Movement :*

Ambil nilai dari faktor Shrinkage dari AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) yaitu 15% thermal movement :

$$\Delta_{shrink + thermal} = 115\% \times \Delta T$$

$$(thermal\ movement)$$

Maka,

$$\Delta_{shrink + thermal} = 115\% \times 0,045$$

$$= 0,05175 \text{ m}$$

Maka movement total yang dihasilkan adalah  $\Delta T = \Delta_{shrink + thermal} = 0,05175 \text{ m}$

**b. Efek Kemiringan :**

Karena ada pengaruh dari kemiringan movement terbagi maka perlu dilakukan perhitungan masing-masing movement :

*Moment Normal :*

$$M_n = \Delta T \times \cos \theta$$

maka,

$$M_n = 0,05175 \times \cos 30 = 0,04481 \text{ m}$$

Nilai ini menunjukkan Movement akhir yang terjadi pada suatu joint  $M_n = 0,04481$ .

*Moment Parallel :*

$$M_p = \Delta T \times \sin \theta$$

maka,

$$M_p = 0,05175 \times \sin 30 = 0,0258 \text{ m}$$

Didapat Movement parallel ( $M_p$ ) = 0,0258

m. Nilai ini diperlukan untuk menghitung lebar dari suatu sambungan siar muai yang memakai seal.

Lebar kebutuhan sambungan siar muai yang menggunakan seal (jenis penutup atau pengikat) menurut standar adalah 20%  $M_p$

$$\text{Lebar minimum seal (pengikat)} : \frac{M_p}{20\%}$$

Maka,

$$\text{Lebar minimum seal (pengikat)} : = 0,129$$

$$m = 5,07 \text{ inc}$$

**c. Menghitung Daya Tahan (Durability):**

Lebar jalur lalu-lintas,  $b_1 = 6.00 \text{ m}$

Jumlah Lajur : 2 lajur (lajur minimum = 5,5m)

Panjang bentang jembatan bagian tengah,  $L_1 = 76 \text{ m}$

Panjang bentang jembatan bagian tepi,  $L_2 = 35 \text{ m}$

Panjang bentang rata-rata,  $L_{av} = 55 \text{ m}$

Panjang bentang maksimum,  $L_{max} = 75 \text{ m}$

Panjang bentang ekuivalen,  $LE = \sqrt{(L_{av} \times L_{max})} = 64.226 \text{ m}$

Untuk  $LE > 30 \text{ m}$  :  $q = 9.0 \times (0.5 + 15 / LE) = 6.602 \text{ kPa}$

Beban merata (BTR) pada lantai jembatan :  $q_{TD} = [5.5 \times q \times 100\% + (b_1 - 5.5) \times q \times 50\%] / b_1 = 6.327 \text{ kN/m}^2$

Beban garis (BGT) pada lantai jembatan :  $p = 49.00 \text{ kN/m}$

$p = [5.5 \times p \times 100\% + (b_1 - 5.5) \times p \times 50\%] / b_1 = 46.96 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis untuk  $50 < LE < 90 \text{ m}$ ,

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \times (LE - 50) = 0.364$$

$$PTD = (1 + DLA) \times p = 64.072 \text{ kN/m}$$

**d. Kesimpulan :**

Movement akhir yang terjadi pada suatu joint  $M_n = 0,04481 \text{ m}$

Lebar minimum seal (pengikat) = 0,129 m = 5,07 inc

BGT = 46.96 kN/m

Berdasarkan perbandingan hasil analitis dan “Tabel. Data dan Kemampuan Sambungan Siar Muai” maka jenis sambungan siar muai yang cocok digunakan adalah : **Compression Seal 5x5**.

**7.3.2 Kriteria dan Spesifikasi**

Selain dari ketentuan AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) yang telah ditentukan dalam memilih suatu sambungan siar muai juga perlu meninjau faktor-faktor lain seperti biaya, lingkungan, kemudahan pemasangan, dan faktor cuaca serta iklim.

Maka selain dari kriteria umum dari sambungan siar muai perlu juga mengetahui keuntungan dan kerugian dari suatu sambungan siar muai sebagai faktor pertimbangan. Berikut salah satu kelebihan dan keuntungan yang dirangkum dari AASTHO LRFD BRIDGE DESIGN (2003) dan David J.Lee “Bridge Bearings and Expansion Joints” :

**a. Compression Seal Joint**

Reference: LRFD Article 14.5.6.6 and David J.Lee “*Bridge Bearings and Expansion Joints*”

Kelebihan :

- √ Cocok digunakan untuk kemiringan < 30°
  - √ Pengerjaannya mudah dan cepat.
- Kekurangan :
- √ Joint ini perlu perawatan lebih.
  - √ Umur rencananya cepat.
  - √ Cocoknya digunakan hanya pada pedestrian yang beban lalu-lintasnya kecil.

**b. Strip Seal Joint**

Reference: LRFD Article 14.5.6.7 and David J.Lee “*Bridge Bearings and Expansion Joints*”

Kelebihan :

- √ Dapat ditingkatkan kemampuannya dengan menambahkan jangkar.
  - √ Memiliki drainase yang baik.
- Kekurangan:
- √ Joint ini perlu perawatan lebih.
  - √ Sangat rentan pada bagian sealing (penutup)/sambungan karena tidak disambung secara mekanik.

**c. Open Finger Plate Joint**

Reference: LRFD Articles 14.5.6.1 and 14.5.6.3 and

Kelebihan :

- √ Memiliki drainase yang baik.
- √ Ekonomis dan mudah pelaksanaanya.
- √ Bisa menahan beban vertical yang cukup besar.

Kekurangan:

- √ Perlu perawatan lebih karena rentan terhadap korosi dan vegetasi yang bisa tumbuh disekitarnya
- √ Cukup bising akibat penggunaan finger plate.
- √ Kadang finger plate (penutup) tidak bisa dipasang pas kembali apabila ada pergerakan bebas.

**d. Modular Expansion Joint**

Reference: LRFD Article 14.5.6.9 and David J.Lee “*Bridge Bearings and Expansion Joints*”

Kelebihan :

- √ Tidak terlalu bising karena menggunakan rail yang diberi anti skid
- √ Lebih efektif mengakomodir gerakan horizontal karena menggunakan sliding bearing sebagai pengaku.
- √ Sistem drainase lebih baik daripada Open Finger Plate Joint.

Kekurangan:

- √ Perlu perawatan lebih karena rentan terhadap korosi dan vegetasi yang bisa tumbuh disekitarnya
- √ Proses pengerjaan mahal karena membutuhkan alat berat.

**e. Asphaltic Plug Joint**

Reference: LRFD Article 14.5.6.5 and David J.Lee “*Bridge Bearings and Expansion Joints*”

Kelebihan :

- √ Biayanya ekonomis dan pengerjaannya cepat.

- √ Flexible dalam lokasi pemasangan.

- √ Biasanya hanya cocok digunakan sebagai rehabilitasi joint saja.

Kekurangan:

- √ Kemampuan dari Asphaltic expansion sangat bergantung dari pekerjaan si pemasang. (sensitif)
- √ Kurang baik dalam menahan gerakan horizontal

**f. Silicone Rubber Sealant Joint**

Reference: LRFD Article 14.5.6.5

Kelebihan :

- √ Biayanya ekonomis dan pengerjaannya cepat.

Kekurangan :

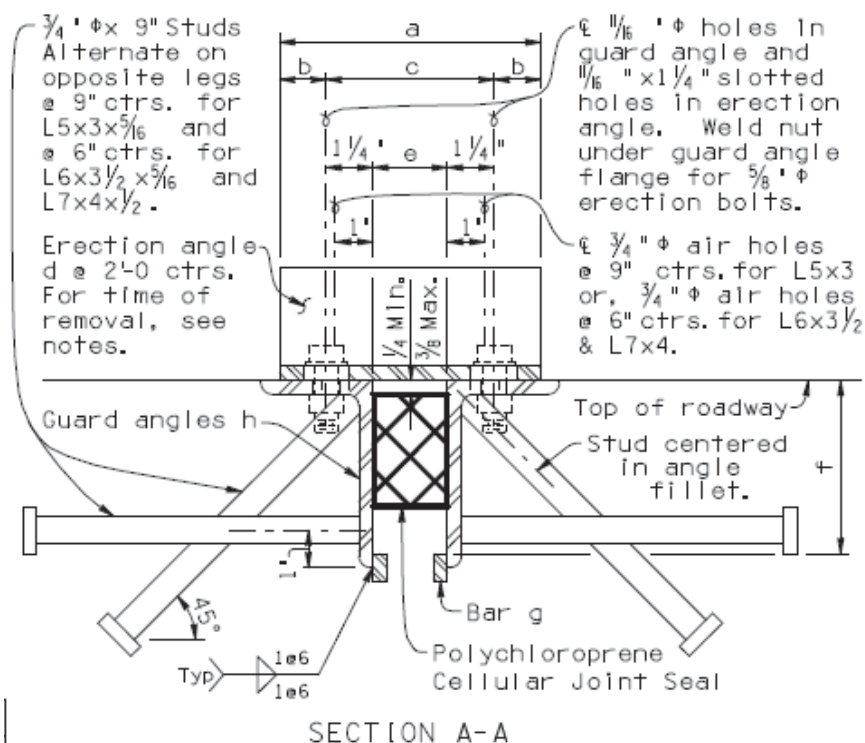
- √ Joint ini perlu perawatan lebih.
- √ Umur rencananya cepat.
- √ Cocoknya digunakan hanya pada pedestrian yang beban lalu-lintasnya kecil.

**Review terhadap Shop Drawings dan Perhitungan Desain Struktur**

Setelah diketahui Sambungan Siar Muai yang cocok maka masuk ke proses detail pendesainan sambungan siar muai detail ini diambil dari D.S. Brown - Bridges - Expansion Joint Systems - Steelflex® Modular Expansion Joint Systems dan bid item ARIZONA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION-INTERMODAL TRANSPORTATION DIVISION.



c. Potongan Section  
A-A dari plan  
tampak atas



**Gambar 7.9** - Contoh potongan dari  
Compression Seal

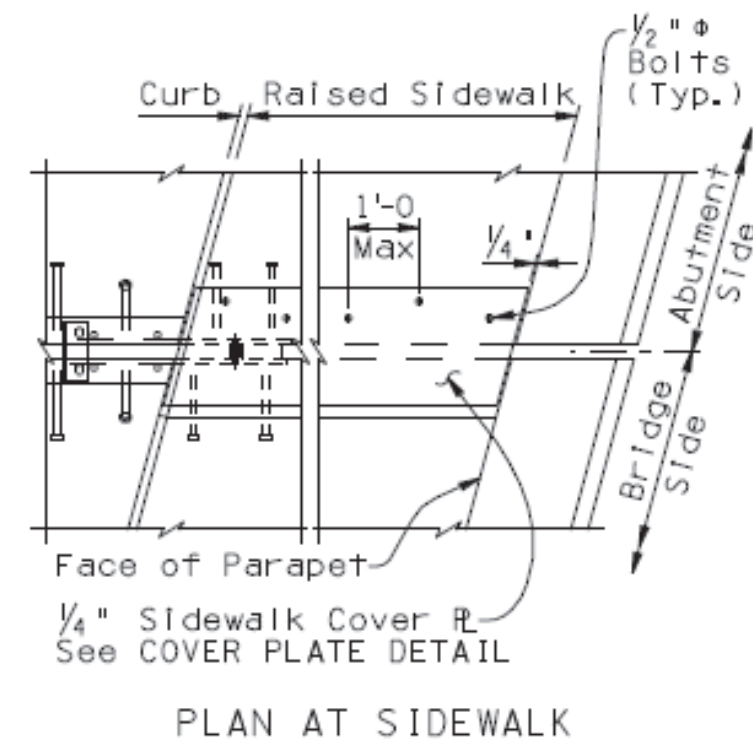
Dengan detail :

	Polychloroprene Cellular Joint Seal (Nominal Dimensions)			
	2 x 2	3 x 3	4 x 4	5 x 5
a	6 1/2	7	7 1/2	8
b	1 3/8	1 5/16	1 1/4	1 1/4
c	3 3/4	4 3/8	5	5 1/2
d	L 2x2x1/4	L 3x3x3/8	L 3 1/2 x 3 1/2 x 3/8	L 4x4x3/8
e max	1.625	2.500	3.375	4.250
e min	0.875	1.250	1.625	1.750
f	3 5/8	4 5/8	5 5/8	6 5/8
g or g1	1/4 x 3/4 bar	3/8 x 3/4 bar	1/2 x 3/4 bar	5/8 x 3/4 bar
h	L 5x3x3/8	L 5x3x3/8	L 6x3 1/2 x 3/8	L 7x4x1/2
M.R.	3/4	1 1/4	1 3/4	2 1/2

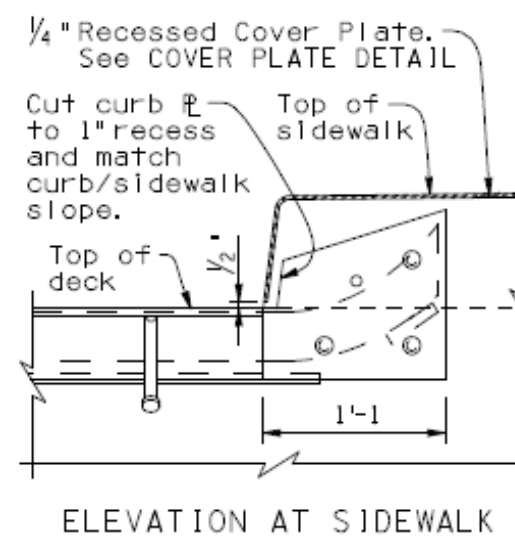
M.R. = Movement rating. The difference between the smallest and the largest width of seal in place.

d. Berikut ukuran detail  
design tampak atas dari  
compression seal :

**Gambar 7.10** - Contoh  
potongan dari Compression  
Seal bagian trotoar

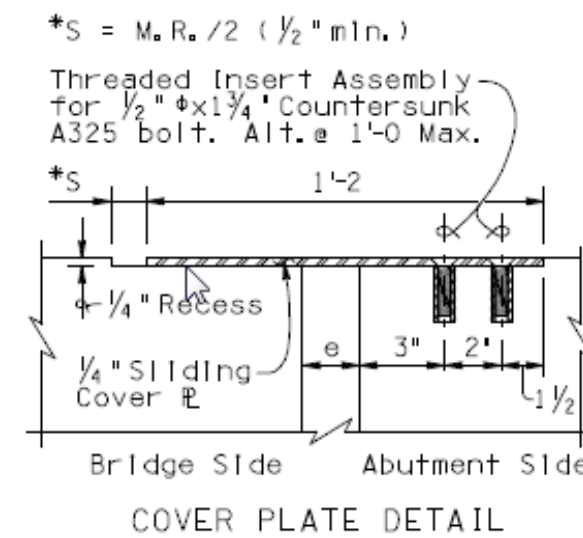


e. Berikut ukuran detail design tampak  
samping dari compression seal :



**Gambar 7.11** - Contoh potongan dari  
Compression Seal pada bagian trotoar

f. Berikut ukuran detail design bagian plat penutup :

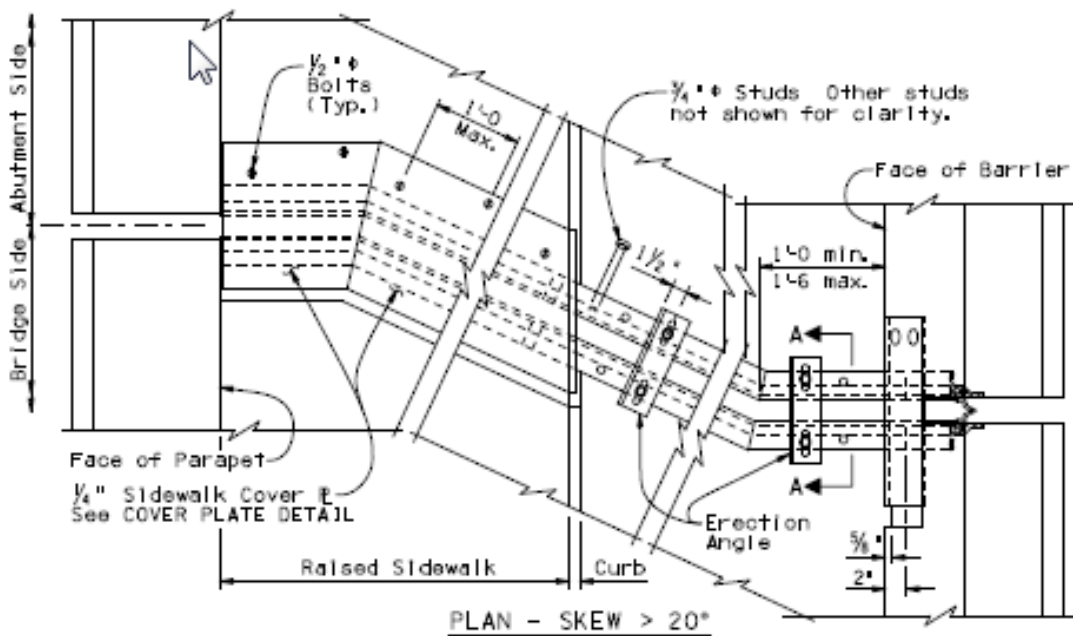
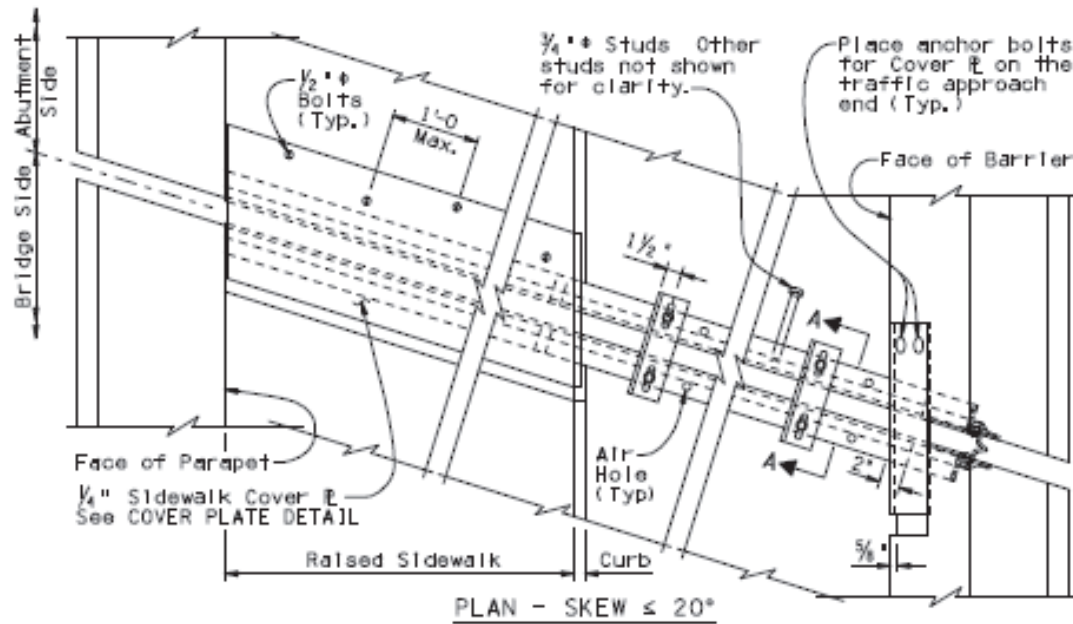


**Gambar 7.12** - Contoh Pelat Penutup Siar Muai

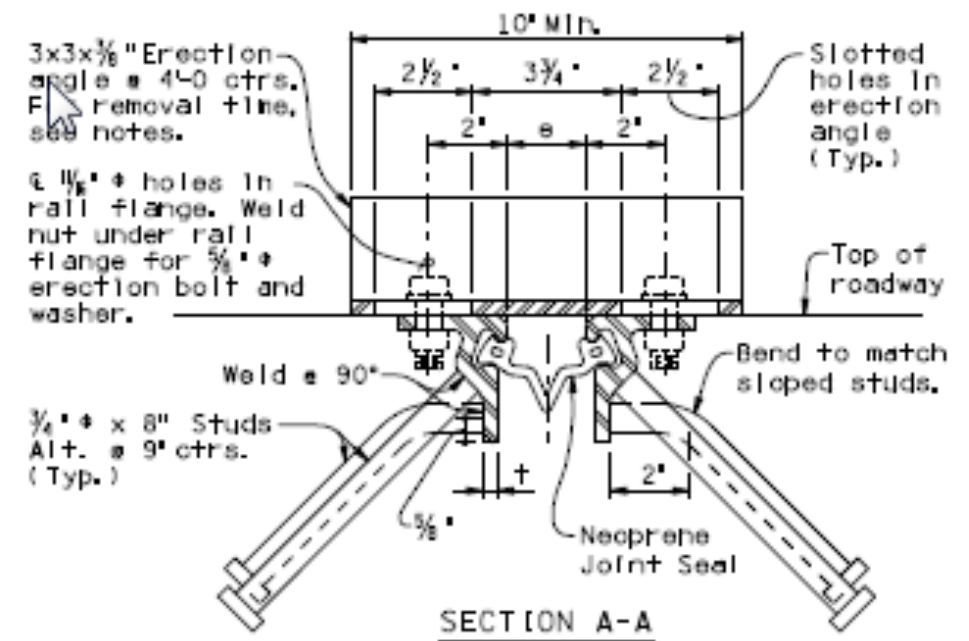


### 7.3.4 Strip Seal

a. Berikut ukuran detail design tampak atas dari strip seal :

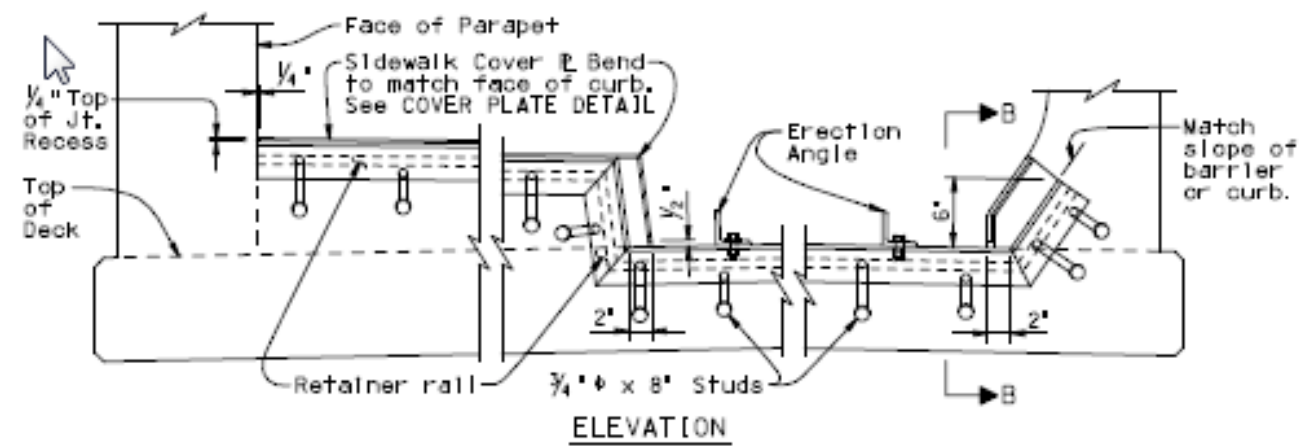


Gambar 7.13 - Contoh ukuran detail design tampak atas dari strip seal.



Gambar 7.14 - Contoh potongan dari strip seal.

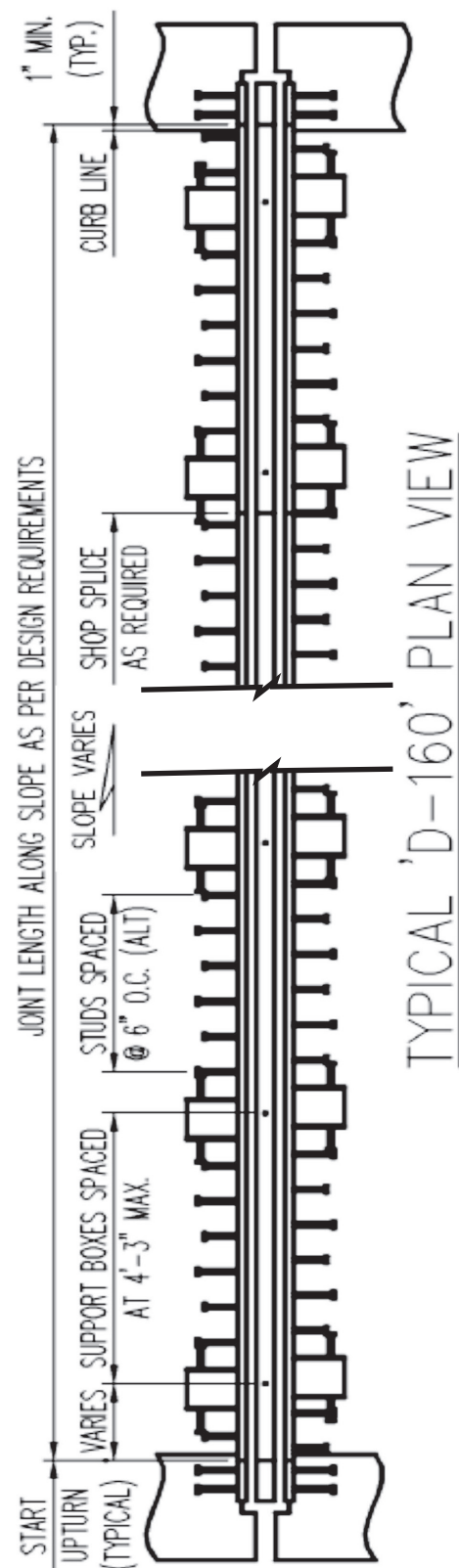
b. Berikut ukuran detail design tampak samping dari strip seal :



Gambar 7.15 - Contoh tampak samping dari strip seal.

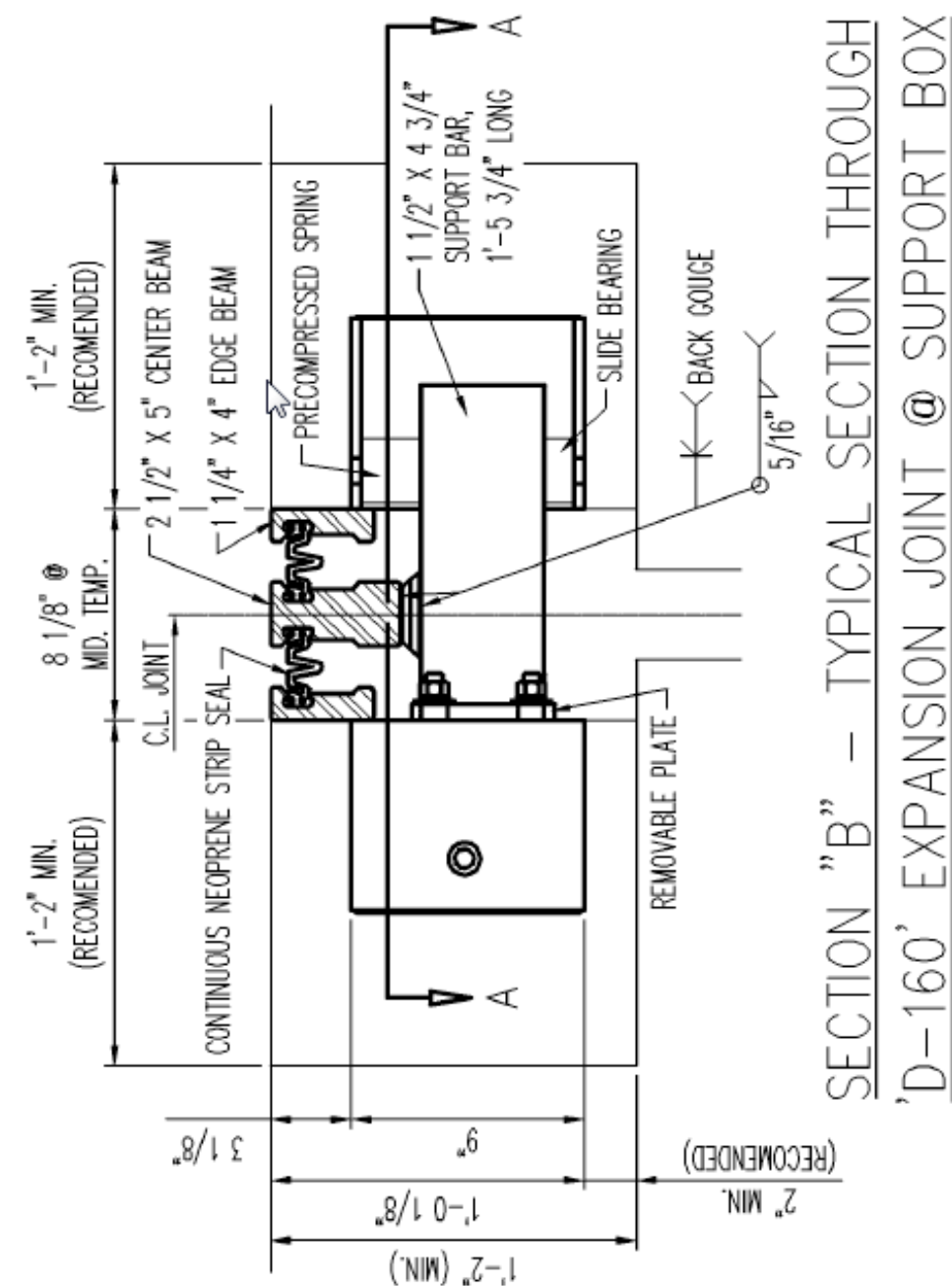
### 7.3.5 Modular Joint

Berikut ukuran detail design tampak atas dari Modular Joint :



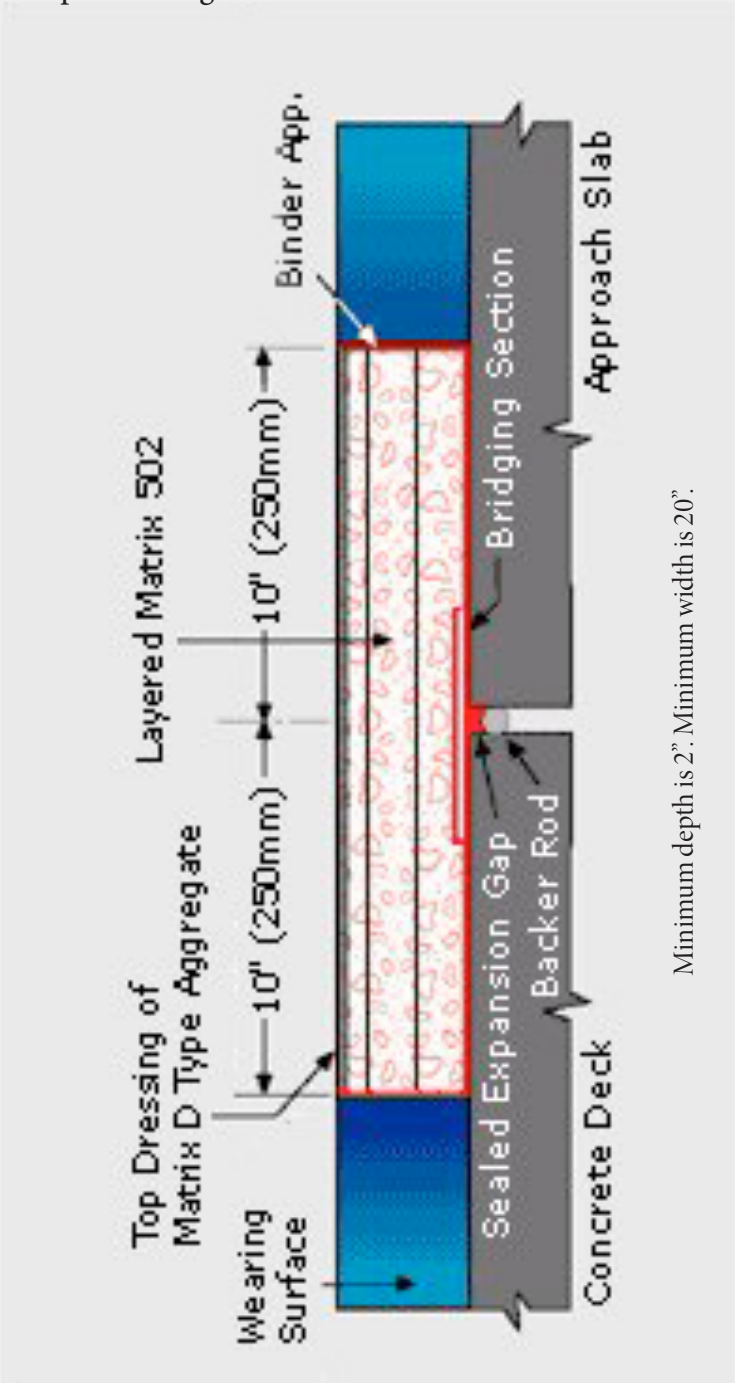
**Gambar 7.16** - Contoh ukuran detail design tampak atas dari Modular Joint

Berikut ukuran detail design tampak samping dari Modular Joint:



**Gambar 7.17** - Contoh ukuran detail design dan tampak samping dari Modular Joint

7.3.6 Asphaltic Plug



Gambar 7.18 - Contoh potongan Asphaltic Plug Joint

7.4 Pemasangan

Pemasangan Sambungan Siar Muai :  
Gambar didapat dari “DESIGN MANUAL FOR ROADS AND BRIDGES - part 7 - BA 26/94”

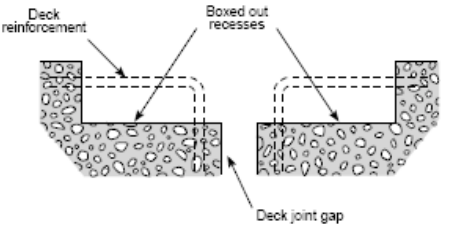
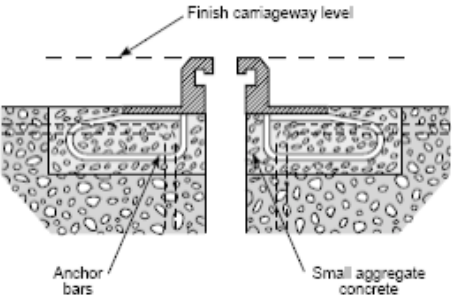
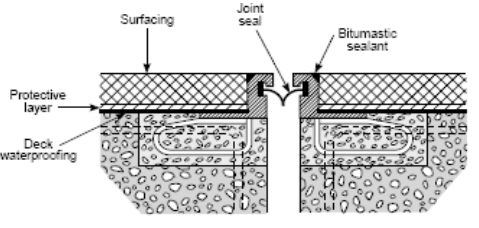
7.4.1 Asphaltic Plug :

Tabel 7.2 - Ilustrasi pemasangan siar muai Asphaltic Plug

No	Uraian	Ilustrasi
1	Celah ditutupi dengan masking strip (hardboard atau kayu lapis) sesuai dengan lebar dari joint yang akan digunakan.	
2	Pelapis diletakan diatas joint.	
3	Potong bagian pelapis seukuran dengan masking strip.	
4	Bagian pelapis dan masking strip diambil, kemudian bersihkan dari kotoran dan sisa beton. Bagian sisi pinggir sehabis dipotong dilapisi dengan pelapis anti air.	
5	Untuk sistem pengikat (asphaltic joint) material joint bisa dipasang sekarang.	

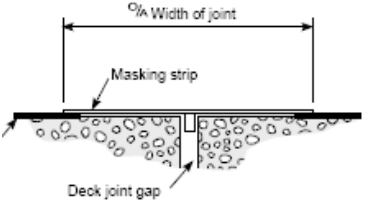
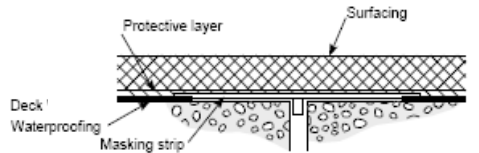
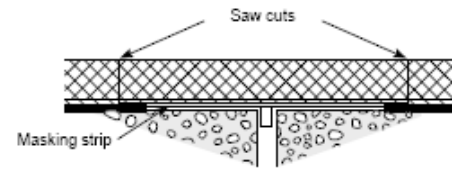
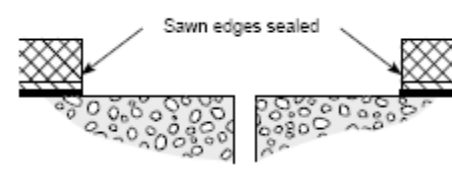
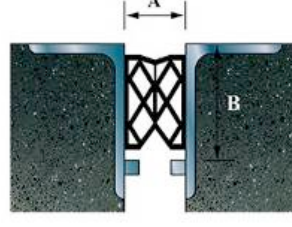
### 7.4.2 Strip Seal

**Tabel 7.3** - Ilustrasi pemasangan siar muai Strip Seal

No	Uraian	Ilustrasi
1	Deck Beton dicetak dengan boxed out recesses (cetakan box untuk menempatkan joint) kemudian dipasang pemerkuat deck.	 The diagram shows a cross-section of a concrete deck with reinforcement bars. A 'boxed out recess' is formed in the concrete to create a 'Deck joint gap'.
2	Profile di las ke jangkar atau diikatkan ke dalam cetakannya menggunakan beton dengan agregat kecil	 The diagram shows a 'Finish carriageway level' line. A profile is embedded into the concrete using 'Anchor bars' and 'Small aggregate concrete'.
3	Waterproofing sistem dan lapisan permukaan serta penutup joint mulai dipasang.	 The diagram shows the application of 'Surfacing', 'Protective layer', 'Deck waterproofing', and 'Joint seal' over the joint area.

### 7.4.3 Compression Joint

**Tabel 7.4** - Ilustrasi pemasangan siar muai Compression Joint




No	Uraian	Ilustrasi
1	Celah ditutupi dengan masking strip (hardboard atau kayu lapis) sesuai dengan lebar dari joint yang akan digunakan.	 The diagram shows a 'Masking strip' covering the 'Deck joint gap'. The width of the strip is labeled as '3/4 Width of joint'.
2	Pelapis diletakan diatas joint.	 The diagram shows a 'Protective layer' and 'Surfacing' applied over the joint area.
3	Potong bagian pelapis seukuran dengan masking strip.	 The diagram shows 'Saw cuts' made in the 'Protective layer' and 'Surfacing' over the joint area.
4	Bagian pelapis dan masking strip diambil, kemudian bersihkan dari kotoran dan sisa beton. Bagian sisi pinggir giran sehabis dipotong dilapisi dengan pelapis anti air.	 The diagram shows 'Sawn edges sealed' with an anti-water layer.
5	Pasang Seal kemudian perkaku menggunakan pelat besi dan baut	 The diagram shows the final assembly with a seal and reinforcement using steel plates and bolts, labeled 'A' and 'B'.



#### 7.4.4 Modular Joint

Gambar diambil dari "Factors to Consider for Preserving Bearing Assemblies and Expansion Joint Systems oleh Mark Kaczinski, P.E".

**Tabel 7.5** - Ilustrasi pemasangan siar muai Modular Joint

No	Uraian	Ilustrasi
1	Rakit Sambungan Siar Muai	
2	Penyambungan harus teliti untuk modular joint yang bentangnya lebih panjang dari panjang rakitan. (panjang maksimum rakitan modular joint +/- 53')	
3	Pemasangan block-out harus teliti dan hati-hati.	
4	Pastikan Seal tersebut benar terkunci ke baja saluran pada saat instalasi	

#### 7.4.5 Perawatan (Maintenance)

Perawatan yang perlu diperhatikan adalah :

- Pengecekan komponen struktur maupun pendukungnya
- Membersihkan dari sampah dan vegetasi
- Spalling atau delaminasi beton di bagian header joint merupakan masalah yang umum
  - ✓ Menjaga penutup dan hati-hati menggabungkan beton.
  - ✓ Mempertimbangkan penggunaan bahan non-semen.
- Masalah terlihat pada Modular Expansion Joint terutama pada kelelahan dan persyaratan daya tahan yang termasuk dalam AASHTO kode:
  - ✓ Akibat kelelahan mengalami kerusakan di bagian sambungan las
  - ✓ Kerusakan elemen elastomer



**Gambar 7.19** - Angkur siar muai yang terlepas dari beton

Masalah yang khas terlihat pada sistem finger joint sistem :

- Kegagalan sistem penjangkaran atau beton header
- Melonggarnya baut pada finger joint yang besar
- Kelelahan atau dampak kerusakan dinger plates



**Gambar 7.20** - Putusnya "finger" pada siar muai

## 7.5 Daftar Pustaka

1. Bridge Deck Joint Performance, National Cooperative Highway Research Program (HCHRP).
2. Behavior of Precast Bridge Deck Joints with Small Bend Diameter U-Bar, Cheryl Elizabeth Chapman University of Tennessee.
3. Evaluation of Various Types of Bridge Deck Joints, Arizona Department of Transportasi.
4. Bridge Deck Joint Replacement Practices, Brian D. Merrill. PE, State Bridge Construction & Maintenance Engineer, Texas Departement of Transportation.
5. Live-Cycle Cost Model For Evaluating the Sustainability of Bridge Decks, Richard F. Chandler.
6. Innovative Field Cast UHPC Joints for Precast Bridge Decks –Design, Prototype Testing and Projects, Vic Perry, FCSCE, MASc, P.Eng, Garry Weiss, MBA, P.Eng.
7. Modified Wheel Loads and Design of Anchorages for Bridge Deck Joints, Greg foster, Viraf Bhavnagri, Mohamed Anzar, Victor Nechvoglod.
8. Chapter 18 , Bridge Deck Slabs, D.C. Departement of Transportation – Design and Engineering Manual.
9. Standard for Asphaltic Plug Joint, The Bridge Joint Association.
10. Material Specification For Deck Joint Assemblies, Ontario Provincial Standard Specification (OPSS).
11. Technical Assistance Report an Evaluation of Bridge Deck Joint Sealing Systems in Virginia, James W French ( Engineering Technician), Wallace T. Mckeel, Jr., P.E. ■



PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN JALAN DAN JEMBATAN  
Badan Penelitian dan Pengembangan  
Kementerian Pekerjaan Umum  
[www.pusjatan.pu.go.id](http://www.pusjatan.pu.go.id)