



JEMBATAN INTEGRAL GELAGAR PRATEGANG

● N. Retno Setiati

JEMBATAN INTEGRAL GELAGAR PRATEGANG

Penyusun
N. Retno Setiati



PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN JALAN DAN JEMBATAN
Badan Penelitian dan Pengembangan
Kementerian Pekerjaan Umum
www.pusjatan.pu.go.id

JEMBATAN INTEGRAL GELAGAR PRATEGANG

N. Retno Setiati
Desember 2011

Cetakan Ke-I 2011, 122 halaman
© Pemegang Hak Cipta Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan

No. ISBN : 978-6902-8256-32-2
Kode Kegiatan : 12-PPK2-01-109-11
Kode Publikasi : IRE-TR-010/ST/2011

Kata kunci : prestress concrete plank (PCP), semi integral, temperatur jembatan

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 (Jembatan Integral Tipe Gelagar Prategang Untuk Bentang Tunggal).

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. 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 TEKNIK & SUB TIM TEKNIK

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. Widianono, 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. Johannes 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

Puji syukur kami panjatkan ke hadirat Allah SWT yang telah memberikan rahmat serta karunia-Nya kepada kami sehingga kami berhasil menyelesaikan Naskah Ilmiah ini yang alhamdulillah tepat pada waktunya yang berjudul “JEMBATAN INTEGRAL GELAGAR PRATEGANG”.

Naskah Ilmiah ini berisikan tentang konsep perencanaan jembatan integral tipe gelagar prategang untuk bentang tunggal dan menerus. Pengertian jembatan integral adalah jembatan yang dibuat sebagai satu kesatuan antara bangunan atas dengan bangunan bawah. Naskah Ilmiah ini lebih khususnya membahas konsep desain dan pemodelan dari jembatan integral gelagar PCP (*Prestress Concrete Plank*) dengan contoh kasus jembatan semi integral yang dibangun di propinsi Bali.

Diharapkan Naskah Ilmiah ini dapat memberikan informasi kepada kita semua tentang jembatan integral dan semua yang berhubungan dengan perencanaan, pelaksanaan konstruksi, maupun pemeliharannya.

Kami menyadari bahwa Naskah Ilmiah ini masih jauh dari sempurna, oleh karena itu kritik dan saran dari semua pihak yang bersifat membangun selalu kami harapkan demi kesempurnaan Naskah Ilmiah ini.

Akhir kata, kami sampaikan terima kasih kepada semua pihak terutama Kapuslitbang Jalan dan Jembatan dan Ir. Djulaeman Aherman sebagai narasumber yang telah berperan serta dalam penyusunan Naskah Ilmiah ini dari awal sampai akhir. Semoga Allah SWT senantiasa meridhai segala usaha kita. Amin.

Bandung, 30 Nopember 2011

N. Retno Setiati
Penyusun

Daftar Isi

Puslitbang Jalan dan Jembatan	iii
Kata Pengantar	v
Daftar Isi	vi
Daftar Gambar	viii
Daftar Tabel	xii
Bab 1 Pendahuluan	15
Latar Belakang.....	15
Maksud dan Tujuan	17
Batasan Masalah	18
Sistematika Pembahasan	19
Bab 2 Kajian Pustaka	21
Pengertian Jembatan Integral	21
Deskripsi Jembatan Abutment Integral	22
Keuntungan Jembatan Abutment Integral.....	24
Tipe Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]	25
Abutment Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]	28
Abutment Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]	32
Analisis Gempa Jembatan Abutment-Integral.....	37
Respon Thermal Jembatan Abutment Integral	39
Respon Seismik Jembatan Abutment Integral	39
Tahanan Seismik Jembatan Abutment integral	40
Penggunaan Jembatan Integral Tipe Gelagar Prestress di Beberapa Negara	41
Bab 3 Kriteria Desain Jembatan Abutment Integral	47
Batasan Penyusunan Konsep Desain Jembatan Integral Prategang.....	47
Sistem Struktur dan Pemodelan Struktur	48
Analisis dan Perhitungan Struktur.....	49

<i>Bab 4 Studi Lapangan Jembatan Integral Prategang</i>	53
Survei Lapangan Pada Proyek Pembangunan Jembatan Integral di Bali (2010)	53
Survei Lapangan Pada Proyek Pembangunan Jembatan Integral di Bali (2011)	65
<i>Bab 5 Kriteria Desain Jembatan Integral Prategang untuk</i> <i>Bentang Tunggal dan Menerus</i>	71
Kriteria Desain Yang Mengacu Pada BA 42/96 (The Design of Integral Bridges).....	71
Kriteria Desain Jembatan Integral Prategang PCP (Prestress Concrete Plank)	81
<i>Bab 6 Analisis Model</i>	85
Analisis Model Perhitungan Jembatan Integral Dengan Balok Prestress Concrete Plank (PCP)	85
Pemodelan Tahapan Konstruksi	93
Pembebanan Jembatan	94
Analisis dan Evaluasi	100
Beton Prestress Concrete Plank (PCP)	107
Desain Link Slab	112
Link Slab untuk Abutment Integral	114
<i>Bab 7 Kesimpulan dan Saran</i>	117
Kesimpulan	117
Saran	117
Lampiran A.5. Detil Jembatan Integral dengan Balok Plank	118
Daftar Pustaka	120

Daftar Gambar

<i>Gambar 1.1</i>	Jembatan Integral Flyover Kalkaji.....	16
<i>Gambar 1.2</i>	Kerusakan Gelagar Jembatan Akibat Korosi	16
<i>Gambar 1.3</i>	Kerusakan Sistem Perletakan Jembatan Konvensional	16
<i>Gambar 2.1</i>	Skema Pemodelan Jembatan Integral Bentang Tunggal	22
<i>Gambar 2.2</i>	Jembatan Full Integral (a) dan Semi Integral (b) Bentang Menerus	23
<i>Gambar 2.3</i>	Detail tipikal jembatan abutment integral dan konvensional (Eugenia Roman, 2002).....	23
<i>Gambar 2.4</i>	Closed abutments	25
<i>Gambar 2.5</i>	Tipe typical stub abutments on pile.....	26
<i>Gambar 2.6</i>	Abutment tipe spill-through	26
<i>Gambar 2.7</i>	Full integral bridge tipe pile foundation.....	27
<i>Gambar 2.8</i>	Full integral bridge tipe spread footings.....	27
<i>Gambar 2.9</i>	Full integral bridge tipe full-height abutments.....	27
<i>Gambar 2.10</i>	Semi integral bridge	28
<i>Gambar 2.11</i>	Contoh Pelaksanaan Jembatan Integral	29
<i>Gambar 2.12</i>	Beberapa pengaruh tegangan pada jembatan integral	29
<i>Gambar 2.13</i>	Distribusi Tekanan tanah sistem Full Height Abutment.....	31
<i>Gambar 2.14</i>	Diagram Tekanan Tanah Aktif vs Rotasi pada Abutment	31
<i>Gambar 2.15</i>	Displacement pada full height abutment akibat gaya horisontal.....	31
<i>Gambar 2.16</i>	Displacement pada full height abutment dengan perletakan bawah adalah sendi	32
<i>Gambar 2.17</i>	Pemodelan jembatan abutment integral (Murat Dicleli, 2008).....	32
<i>Gambar 2.18</i>	Kurva p-y tipikal dan idealisasi elastoplastis (Murat Dicleli, 2008).....	35
<i>Gambar 2.19</i>	Detail penulangan confinement (Robert J. Frosch, 2009).....	40
<i>Gambar 2.20</i>	Jembatan Bramham Crossroads North Bridge (Barker & Carder, 2001).....	41
<i>Gambar 2.21</i>	Jembatan Duffin creek deck	41
<i>Gambar 2.22</i>	Buried Approach Slab and Integral Abutment	42
<i>Gambar 2.23</i>	Jembatan Semi Integral dengan menggunakan balok prestress.....	42

<i>Gambar 2.24</i>	Jembatan Integral Abutmen (revised)	43
<i>Gambar 2.25</i>	Detil Semi Integral Abument (DOT Commonwealth of Virginia, 2007)	43
<i>Gambar 2.26</i>	Detil Full Integral Abument (DOT Commonwealth of Virginia, 2007)	44
<i>Gambar 2.27</i>	Pemasangan link slab dengan menggunakan debonding layer	44
<i>Gambar 2.28</i>	Link Slab Detail at Intermediate Pier Locations di Australia	45
<i>Gambar 2.29</i>	Semi Integral Bridge di Australia	45
<i>Gambar 3.1</i>	Metodologi Penyusunan Kriteria Desain Jembatan Integral Prategang	47
<i>Gambar 4.1</i>	Skema Lokasi Kegiatan Survei	53
<i>Gambar 4.2</i>	Kondisi sungai pada jembatan Tukad Cekatung	54
<i>Gambar 4.3</i>	Jembatan Tukad Cekatung	54
<i>Gambar 4.4</i>	Abutment pada jembatan Tukad Cekatung	54
<i>Gambar 4.5</i>	Tumpuan pada jembatan Tukad Cekatung	55
<i>Gambar 4.6</i>	Kondisi saluran drainase	55
<i>Gambar 4.7</i>	Jembatan Tukad Panti	55
<i>Gambar 4.8</i>	Persiapan Pengecoran Pada Bagian Tengah Jembatan	56
<i>Gambar 4.9</i>	Polystyrene foam yang terdapat antara deck slab dan pierhead	56
<i>Gambar 4.10</i>	Pelat Injak pada jembatan Tukad Panti	56
<i>Gambar 4.11</i>	Kondisi Sungai	56
<i>Gambar 4.12</i>	Tebal pelat injak pada jembatan Tukad Panti	56
<i>Gambar 4.13</i>	Polystyrene foam pada tumpuan jembatan	56
<i>Gambar 4.14</i>	Kondisi Saluran Drainase	56
<i>Gambar 4.15</i>	Pembangunan jembatan Tukad Loloan	57
<i>Gambar 4.16</i>	Pembangunan abutment jembatan	57
<i>Gambar 4.17</i>	Pelaksanaan pengecoran deck slab	57
<i>Gambar 4.18</i>	Pembangunan jembatan Tukad Cucukan III	58
<i>Gambar 4.19</i>	Tahapan pelaksanaan pengecoran deck slab	58
<i>Gambar 4.20</i>	Kondisi aliran sungai	58
<i>Gambar 4.21</i>	Polystyrene Foam yang digunakan pada jembatan	58

<i>Gambar 4.22</i>	Kondisi pipa drainase	58
<i>Gambar 4.23</i>	Pemasangan Borepile pada jembatan Tukad Udang-Udang.....	59
<i>Gambar 4.24</i>	Penulangan pile cap jembatan	59
<i>Gambar 4.25</i>	Proses Dewatering.....	59
<i>Gambar 4.26</i>	Alat untuk instalasi Bored Pile	60
<i>Gambar 4.27</i>	Girder yang digunakan pada jembatan.....	60
<i>Gambar 4.28</i>	Casing yang digunakan dalam pengerjaan Bored Pile.....	60
<i>Gambar 4.29</i>	Tahap Pelaksanaan Pembangunan jembatan Tukad Mambang	61
<i>Gambar 4.30</i>	Tahap pembuatan pelat injak.....	61
<i>Gambar 4.31</i>	Jembatan Tukad Petanu	61
<i>Gambar 4.32</i>	Launching Girder	61
<i>Gambar 4.33</i>	Pengecoran abutment.....	61
<i>Gambar 4.34</i>	Pengecekan sebelum pemasangan girder	61
<i>Gambar 4.35</i>	Pemasangan Girder pada jembatan	62
<i>Gambar 4.36</i>	Penggunaan fibre-cement sebagai tumpuan.....	62
<i>Gambar 4.37</i>	Kondisi sungai	63
<i>Gambar 4.38</i>	Rel yang digunakan untuk membantu pemasangan girder	63
<i>Gambar 4.39</i>	Kabel Prestress yang digunakan pada jembatan	63
<i>Gambar 4.40</i>	Crane yang digunakan.....	63
<i>Gambar 4.41</i>	Tampak memanjang jembatan Tukad Cucukan IV	65
<i>Gambar 4.42</i>	Tampak melintang jembatan semi integral Tukad Cucukan IV	66
<i>Gambar 4.43</i>	Papan nama jembatan semi integral Tukad Cucukan IV	66
<i>Gambar 4.44</i>	Pengukuran Suhu Jembatan.....	67
<i>Gambar 4.45</i>	Pengukuran Displacement menggunakan Dial.....	67
<i>Gambar 4.46</i>	Pengukuran Displacement menggunakan Demec.....	68
<i>Gambar 4.47</i>	Tampak Melintang Hubungan antara gelagar dengan abutment pada jembatan integral Tukad Cucukan IV	68
<i>Gambar 4.48</i>	Tampak Samping Hubungan antara gelagar dengan abutment pada jembatan integral Tukad Cucukan IV	68
<i>Gambar 5.1</i>	Contoh EBT sepanjang tahun	73
<i>Gambar 5.2</i>	Diagram tekanan tanah lateral untuk full height frame abutment.....	76
<i>Gambar 5.3</i>	Diagram tekanan tanah untuk full height embedded abutmen.....	76
<i>Gambar 5.4</i>	Skema abutment dan deformasinya akibat muai dan susut jembatan ..	77

<i>Gambar 5.5</i>	Variasi (a) Rasio tekanan tanah $R = \sigma_h / \sigma_v$ dan (b) Tekanan tanah lateral terhadap banyaknya siklus gerakan	78
<i>Gambar 5.6</i>	Variasi rasio reaksi dinding K selama siklus rotasi	78
<i>Gambar 5.7</i>	Variasi Rasio reaksi dinding K terhadap banyaknya siklus (a) Untuk skala linier dan (b) untuk skala logaritmis.....	78
<i>Gambar 5.8</i>	Settlement tanah untuk jembatan 60 meter sebagai fungsi banyaknya siklus	79
<i>Gambar 5.9</i>	Variasi rasio reaksi dinding terhadap amplitude rotasi	79
<i>Gambar 5.10</i>	Pengaruh amplitude rotasi dinding terhadap rasio rotasi dinding dalam skala linier [England, 2000]	79
<i>Gambar 5.11</i>	Pengaruh amplitude rotasi dinding terhadap settlement setelah (a) 35 siklus dan (b) 65 siklus [England, 2000]	80
<i>Gambar 5.12</i>	Rasio tegangan dan tekanan pada dinding.....	81
<i>Gambar 5.13</i>	Bentuk Gelagar PCP	82
<i>Gambar 5.14</i>	Potongan Melintang Jembatan Integral dengan Balok PCP	83
<i>Gambar 6.1</i>	ACES Space Model Frame.....	86
<i>Gambar 6.2</i>	Detail of Grillage Node	87
<i>Gambar 6.3</i>	Momen Lengkung untuk Core Spun Pile RC.....	89
<i>Gambar 6.4</i>	Hubungan Sifat Tanah Terhadap Abutment	93
<i>Gambar 6.5</i>	Posisi Truck Symmetric & Eccentric.....	95
<i>Gambar 6.6</i>	Koefisien Penyusutan Tegangan k_1	97
<i>Gambar 6.7</i>	Koefisien Rangkak k_2	98
<i>Gambar 6.8</i>	Pile Bending Moments dalam pembebanan Gempa.....	101
<i>Gambar 6.9</i>	Momen Kapasitas Sambungan RC di Atas Pile.....	102
<i>Gambar 6.10</i>	Model Strut-Tie untuk Pier Pile Caps.....	103
<i>Gambar 6.11</i>	Momen Kapasitas Kolom Pier.....	104
<i>Gambar 6.12</i>	Pier Headstock	105
<i>Gambar 6.13</i>	Tulangan Pier Headstock	106
<i>Gambar 6.14</i>	Detail Prestress Concrete Plank (PCP)	107
<i>Gambar 6.15a</i>	Transfer Menekankan untuk 11,5 juta Plank.....	108
<i>Gambar 6.15b</i>	Transfer Menekankan untuk 16 m Plank	108
<i>Gambar 6.16</i>	Kemudahan Servis Moment Penilaian Kapasitas vs Stress.....	110

<i>Gambar 6.17</i>	Diagram Momen Kapasitas vs Lendutan.....	111
<i>Gambar 6.18</i>	Skema Analisis Link Slab	112
<i>Gambar 6.19</i>	Diagram Momen dan Defleksi Akibat Rotasi	112
<i>Gambar 6.20</i>	Grafik Momen Lengkung untuk Link Slab	113

Daftar Tabel

<i>Tabel 2.1</i>	Koefisien Suhu pada Jembatan.....	30
<i>Tabel 4.1</i>	Koordinat Lokasi Jembatan Integral Ruas Tohpati - Kusamba, Propinsi Bali.....	65
<i>Tabel 4.2</i>	Data Pengukuran Suhu	67
<i>Tabel 4.3</i>	Hasil Pengukuran Displacement menggunakan Dial	67
<i>Tabel 4.4</i>	Hasil Pengukuran Displacement menggunakan Demec.....	68
<i>Tabel 5.1</i>	Variasi EBT di sepanjang tahun di beberapa lokasi di Inggris [England et al, 2000]	73
<i>Tabel 5.2</i>	Perbandingan gerakan jembatan secara harian dan musiman [England et al, 2000]	74
<i>Tabel 5.3</i>	Ukuran Balok PCP [EINRIP, 2006]	83
<i>Tabel 6.1</i>	Ukuran Profil Grillage.....	88
<i>Tabel 6.2</i>	Nilai n_h (kPa/m) untuk pasir.....	91
<i>Tabel 6.3</i>	Desain Beban Pile Abutment.....	101
<i>Tabel 6.4</i>	Desain Beban Pile Abutment.....	104
<i>Tabel 6.5</i>	Momen Lentur	105
<i>Tabel 6.6</i>	Ringkasan Perhitungan Shear Headstock.....	106
<i>Tabel 6.7</i>	Ringkasan Properties Bagian Plank.....	107
<i>Tabel 6.8</i>	Kehilangan Prestress per Strand	108
<i>Tabel 6.9</i>	Ikhtisar Bending Moments Plank	109
<i>Tabel 6.10</i>	Ikhtisar Bending Moments Plank	110
<i>Tabel 6.11</i>	Momen-Area Integrasi numerik untuk 16 m Plank.....	111
<i>Tabel 6.12</i>	Momen Lentur pada Deck Slab (kN.m / m)	113
<i>Tabel 6.13</i>	Moments Tumpuan pada Deck di Abutment	114



Bab 1

Pendahuluan

Latar Belakang

Teknologi konstruksi jembatan di Indonesia untuk bentang pendek dan menengah saat ini biasanya didesain dengan tipe jembatan beton prategang. Jembatan tipe ini memiliki kelebihan dimana retak tidak terjadi selama masa layannya dibandingkan dengan jembatan beton bertulang, serta kemudahannya dalam sistem pracetak.

Jembatan konvensional bentang pendek di Indonesia lebih banyak didesain dengan sistem perletakan sederhana, dengan elemen jembatan bearing pad dan ekspansi joint.

Namun dalam masa layannya jembatan konvensional ini mengalami masalah berupa kerusakan ekspansi joint berupa kebocoran yang dapat menginduksi korosi pada elemen struktur jembatan lainnya, serta bearing pad hanya memiliki masa layan (5 – 10) tahun, sehingga dalam masa pemeliharaannya membutuhkan biaya perbaikan yang tinggi mengingat biaya dan metode pelaksanaan perbaikan/penggantian bearing pad.



Gambar 1.1 Jembatan Integral Flyover Kalkaji



Gambar 1.2 Kerusakan Gelagar Jembatan Akibat Korosi



Gambar 1.3 Kerusakan Sistem Perletakan Jembatan Konvensional

Jembatan abutment-integral (*Integral-Abutment Bridge*) merupakan tipe jembatan tanpa ada sambungan (*joint-less*), dimana lantai jembatan menerus dan terhubung secara monolit dengan dinding abutment. Tipe jembatan ini mengakomodasi perpindahan tanpa ekspansi joint konvensional. Oleh karena struktur atas yang dihubungkan secara kaku dengan struktur bawah dan fondasi tiang yang fleksibel, struktur atas diizinkan untuk *expand* (mengembang) dan *contract* (menyusut).

Jalan pendekat (oprit) dihubungkan pada abutment dan pelat lantai menggunakan baja tulangan, pergerakannya mengikuti struktur atas. Pada sambungan perkerasan jalan pendekat, pelat lantai oprit ditumpu dengan pelat *sleeper*. Bila pelat *sleeper* tidak digunakan, pergerakan struktur atas diakomodasi dengan menggu-

nakan sambungan perkerasan lentur. Oleh karena eliminasi ekspansi joint lantai dan bearing pad jembatan, biaya konstruksi dan pemeliharaan dapat direduksi.

Konsep jembatan integral berdasarkan hipotesis bahwa akibat fleksibilitas fondasi tiang, tegangan thermal (atau seismik) ditransfer ke struktur bawah dengan cara sambungan kaku antara struktur atas dan struktur bawah. Abutment beton bertulang yang mempunyai penampang masif diper-timbangkan sebagai massa kaku. Sambu-ngan positif dengan ujung girder disediakan dengan sambungan kaku girder dan dengan membungkusnya pada beton bertulang. Hal ini menyediakan untuk transfer penuh beban horizontal dan perpindahan rota-sional terhadap fondasi tiang.

Oleh karena kelebihan yang dimiliki tipe jembatan abutment integral ini maka diperlukan suatu studi untuk memban-dingkan respon struktur, mengevaluasi kela-yakan sistem struktur jembatan abutment integral terhadap jembatan konvensional.

Istilah lain yang digunakan dalam jembatan integral adalah *integral abutment bridge*, *jointless bridge*, *rigid bent bridge* atau *rigid frame bridge*.

Bilamana jembatan tersebut masih mempunyai tumpuan bergerak (*sliding bearing*) tetapi tanpa siar muai, maka disebut jembatan integral sebagian (*semi integral bridge*).

BA 42/96 (*The Design of Integral Bridges*) menyebutkan bahwa jembatan dengan bentang sampai dengan 60 meter hendaknya dibuat sebagai jembatan integral.

Tantangan dalam jembatan integral adalah pada perhitungan distribusi dari beban, karena bangunan atas jembatan, pilar, abutment, timbunan dan pondasi harus diperhitungkan sebagai sistem satu kesatuan.

Bagaimanapun dalam jembatan integ-ral keseluruhan struktur harus diperkirakan secara realistis, sebab semua distribusi beban tergantung pada kekakuan relatif semua komponen. Perhitungan numerik dengan program bantu SAP untuk distribusi pembebanan akan sangat membantu dalam melakukan analisis. Bagaimanapun kinerja dari jembatan integral keberhasilannya akan sangat dipengaruhi oleh kemampuan dan keahlian dalam pelaksanaan daripada seke-dar perhitungan yang sesuai.

Maksud dan Tujuan

Maksud dari penelitian ini adalah untuk membandingkan perilaku struk-tur jembatan abutment integral dengan jembatan abutment konvensional, mengevaluasi efisiensi desain kompo-nen jembatan abutment integral terha-dap jembatan abutment konvensional, mengevaluasi kelayakan sistem struktur jembatan abutment integral terhadap

peraturan perencanaan jembatan. Naskah ilmiah ini bertujuan menyajikan pemahaman ilmiah pada penelitian desain yang dikerjakan oleh Balai Jembatan dan Bangunan Pelengkap Jalan, Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan tentang jembatan integral. Untuk itu disajikan studi dari beberapa penelitian yang dilakukan di luar negeri, terutama penelitian oleh England et al yang menjadi dasar dari BA 42/96. Selain itu juga juga penelitian oleh Tsang yang mengembangkan penelitian yang telah dilakukan oleh England.

Batasan Masalah

Penelitian yang dilakukan ini dibatasi hanya untuk jembatan integral yang simetris tanpa skew. Abutment diasumsikan ditumpu oleh bored pile. Sambungan momen (*moment connection*) antara struktur atas dan abutment diasumsikan sambungan kaku (*rigid*). Material pada timbunan belakang abutment dan material pada fondasi tiang *cohesive soil* (*clay*). Lebih lanjut, lingkup studi ini hanya terbatas pada jembatan integral bentang pendek dan menengah, dimana efek thermal diasumsikan kurang signifikan dibandingkan efek beban gempa. Sehingga dimensi dan tipe jembatan integral yang diteliti menggunakan desain tipikal yang ada.

Dihilangkannya siar muai dan tumpuan bergerak membuat biaya

perawatan jauh berkurang. Akan tetapi menimbulkan masalah sebagai berikut :

Pengaruh muai susut menjadi penting. Biasanya pemuaian dan penyusutan panjang jembatan akibat perubahan temperatur diakomodasi oleh siar muai dan tumpuan bergerak sehingga tidak menimbulkan pergerakan pada abutment. Tetapi dengan dihapusnya siar muai dan dipasang menyatu akan mengakibatkan pemuaian dan penyusutan sehingga menimbulkan tarikan pada abutment sehingga abutment tersebut bergerak menuju dan menjauhi tanah backfill secara siklik. Hal ini akan menimbulkan perubahan gaya-gaya dalam pada abutment dan menimbulkan gaya aksial pada jembatan. Perubahan temperatur pada jembatan terjadi secara harian maupun musiman.

Sebagai akibat dari pergerakan siklik abutment menuju dan menjauhi tanah backfill, maka pengaruh interaksi tanah struktur antara abutment dan tanah backfill menjadi penting. Akibat dari pergerakan siklik ternyata tekanan tanah lateral meningkat secara signifikan secara bertahap. Hal ini menimbulkan pengaruh jangka panjang pada jembatan.

Terjadi pemadatan pada tanah backfill dibelakang abutment sehingga terjadi void antara pelat injak (*approach slab*) dan tanah dibawahnya. Ini berarti pelat injak harus menjadi bagian dari struktur jembatan.

Tetapi menurut Lock [2002], ada pendapat bahwa pelat injak dapat dihapus dan diganti dengan maintenance rutin pada permukaan jembatan.

Pemuaian dan penyusutan pada jembatan integral akan menimbulkan gaya aksial pada jembatan. Untuk meminimalisir efek ini, diusahakan fundasi dan abutmen bersifat fleksibel. Bila digunakan fundasi tiang, diusahakan hanya ada satu baris saja fundasi tiang. Masalah diatas adalah masalah paling utama dalam jembatan integral. Maka para peneliti memusatkan perhatian pada masalah tersebut.

Sistematika Pembahasan

Sistematika penulisan dalam studi ini adalah sebagai berikut:

- Bab 1 Pendahuluan, berisi tentang latar belakang singkat mengenai perkembangan jembatan integral, maksud dan tujuan, batasan masalah dan sistematika pembahasan.
- Bab 2 Kajian Pustaka berisi tinjauan literatur, dasar-dasar teori, dan penelitian sebelumnya.
- Bab 3 Kriteria Desain Jembatan Abutment Integral berisi peraturan, metode analisis serta prosedur analisis yang digunakan dalam studi ini.
- Bab 4 Studi Kasus Jembatan berisi properties jembatan, pemodelan struktur, beserta pembebanan jembatan.

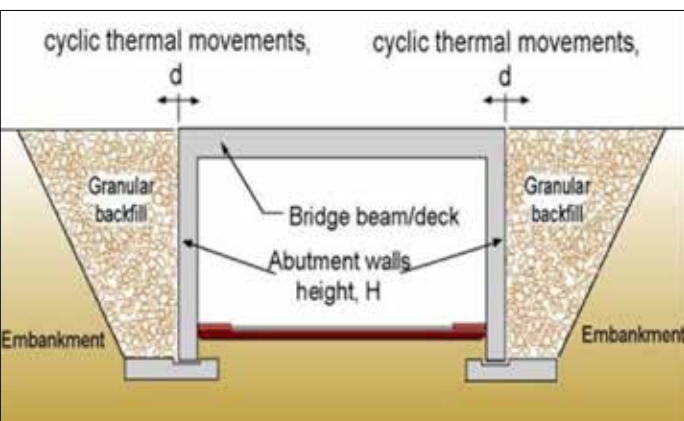
Bab 5 Kesimpulan dan Saran berisi kesimpulan secara umum dari analisis, evaluasi dari kapasitas struktur, serta beberapa saran yang perlu diperhatikan untuk penelitian selanjutnya. ■

Kajian Pustaka

Pengertian Jembatan Integral

Perkembangan jembatan yang terjadi saat ini disebabkan oleh perkembangan Industri konstruksi. Permasalahan perbedaan dari kondisi lapangan adalah merupakan tantangan bagi para engineer untuk menghasilkan suatu bentuk baru stuktur jembatan dan material yang sesuai. Demikian pula perkembangan metode analisis telah berkembang dengan cepat, khususnya dengan menggunakan komputer. Perkembangan teknologi mikrokomputer membuat pada engineer semakin mudah dalam melakukan analisis jembatan yang kompleks penampangnya, rumit bentuknya serta jembatan statis tak tentu atau menerus. Dari beberapa tipe jembatan yang telah dikembangkan saat ini, untuk memudahkan dalam aplikasi perlu suatu kajian mengenai perilakunya [Bina Marga, 2007].

Jembatan abutment integral merupakan jembatan tanpa ada sambungan (*jointless*), dimana lantai jembatan menerus dan terhubung secara monolit dengan dinding abutment. Tipe jembatan ini mengakomodasi perpindahan tanpa ekspansi joint konvensional. Oleh karena struktur atas yang dihubungkan secara kaku dengan struktur bawah dan fondasi tiang yang fleksibel, struktur atas diizinkan untuk *expand* (mengembang) dan *contract* (menyusut). Jalan pendekat (oprit) dihubungkan pada abutment dan pelat lantai menggunakan baja tulangan, pergerakannya mengikuti struktur atas. Pada sambungan perkerasan jalan pendekat, pelat lantai oprit ditumpu dengan pelat *sleeper*. Bila pelat *sleeper* tidak digunakan, pergerakan struktur atas diakomodasi dengan menggunakan sambungan perkerasan lentur. Oleh karena eliminasi ekspansi joint lantai jembatan, biaya konstruksi dan pemeliharaan dapat direduksi. Konsep jembatan abutment integral berdasarkan hipotesis bahwa akibat



Gambar 2.1 Skema Pemodelan Jembatan Integral Bentang Tunggal

fleksibilitas fondasi tiang, tegangan thermal (atau *seismic*) ditransfer ke struktur bawah dengan cara sambungan kaku antara struktur atas dan struktur bawah. Abutment beton bertulang yang mempunyai penampang masif dipertimbangkan sebagai massa kaku. Sambungan positif dengan ujung girder disediakan dengan sambungan kaku girder dan dengan membungkusnya pada beton bertulang. Hal ini menyediakan untuk transfer penuh beban horizontal dan perpindahan rotasional terhadap fondasi tiang.

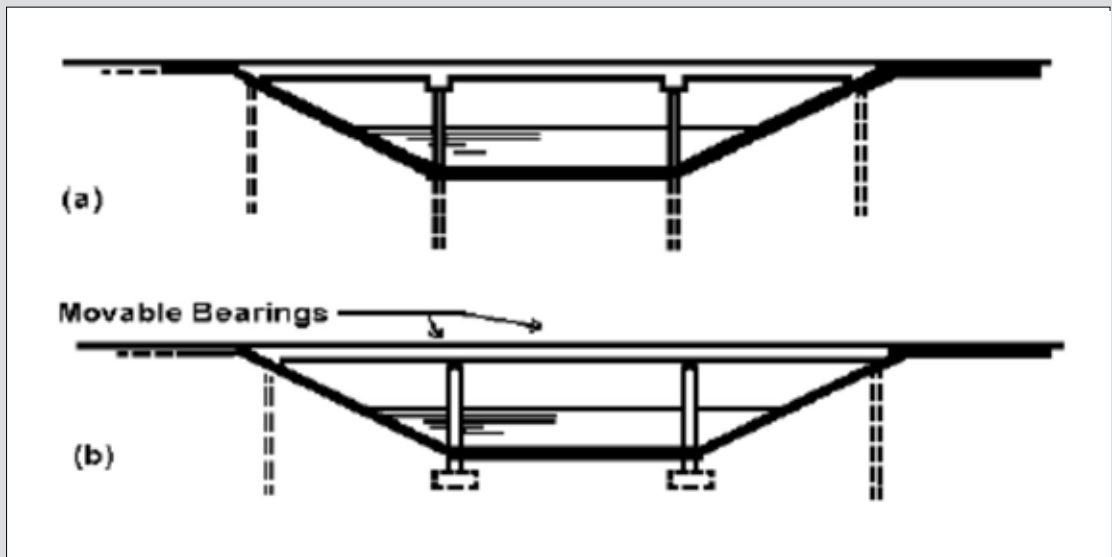
Deskripsi Jembatan Abutment Integral

Jembatan abutment integral didesain tanpa ekspansi joint pada lantai jembatan seperti ditunjukkan pada *Gambar 2.1*.

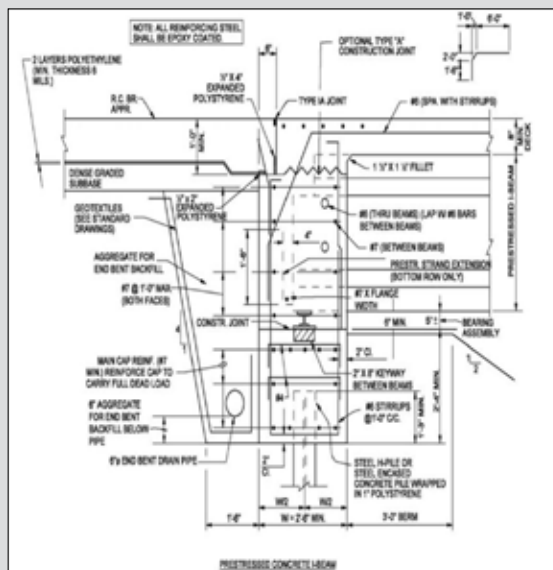
Ada 2 (dua) sistem jembatan integral, yaitu full integral dan semi integral. Jembatan full integral dibuat tanpa sistem perletakan dan siar muai (*Gambar 2.2a*), sedangkan jembatan semi integral masih menggunakan sistem perletakan (*Gambar 2.2b*).

Umumnya jembatan ini didesain dengan kekakuan dan fleksibilitas yang menyebar melalui struktur/sistem tanah sehingga semua perletakan mengakomodasi beban thermal dan rem.

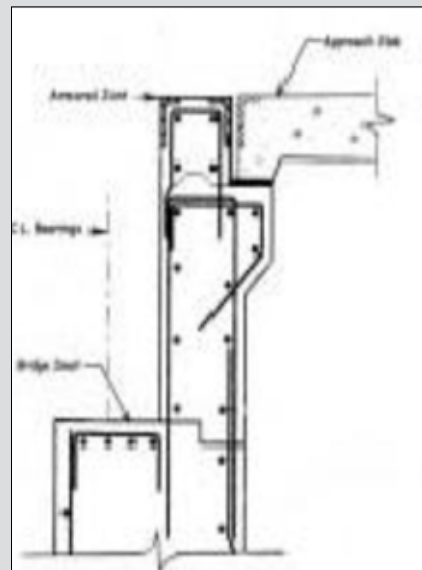
Jembatan ini terdiri dari satu bentang atau lebih dengan struktur atas dicor secara integral dengan struktur bawah. Umumnya, jembatan ini meliputi abutment stub cap pile. Pier untuk jembatan integral abutment dapat dibangun secara menyatu dengan struktur atas maupun terpisah. Jembatan semi integral (*Gambar 2.2*) didefinisikan sebagai jembatan kontinu dengan satu bentang maupun lebih secara kaku, tidak menyatu dengan fondasi dan sistem pergerakan utamanya terdiri dari diafragma ujung integral, backfill kompresibel, dan pergerakan bearing pada sambungan horizontal pada antar muka struktur-abutment. Perbedaan tipikal sambungan abutment integral dan abutment konvensional dapat dilihat pada *Gambar 2.3*.



Gambar 2.2 Jembatan Full Integral (a) dan Semi Integral (b) Bentang Menerus



(a) Detail tipikal abutment integral



(b) Desain tipikal abutment konvensional

Gambar 2.3 Detail tipikal jembatan abutment integral dan konvensional
(Eugenia Roman, 2002)

Keuntungan Jembatan Abutment Integral

Menurut FHWA (2005), jembatan abutment integral dan jembatan tanpa sambungan berbiaya konstruksi lebih kecil dan membutuhkan pemeliharaan yang lebih kecil dibandingkan jembatan ekuivalen dengan ekspansi joint. Sebagai tambahan untuk mereduksi biaya awal dan biaya pemeliharaan, abutment integral juga menyediakan efisiensi tambahan dalam desain struktur secara keseluruhan. Jembatan abutment integral mempunyai beberapa keuntungan dan sedikit batasan. Beberapa keuntungan penting diringkas sebagai berikut :

- **Konstruksi joint yang lebih sedikit**
Dengan konstruksi joint yang sedikit jembatan abutment integral dapat menghasilkan konstruksi yang cepat.
- **Dudukan balok yang sederhana**
Persiapan pembebanan permukaan untuk dudukan girder dapat disederhanakan atau dihilangkan pada jembatan abutment integral.
- **Jembatan abutment integral berperilaku sebagai satu kesatuan**
- **Biaya konstruksi dan biaya perawatan yang lebih murah**
- **Meningkatkan kualitas jalan**
Konstruksi sambungan yang halus meningkatkan kualitas pengendaraan

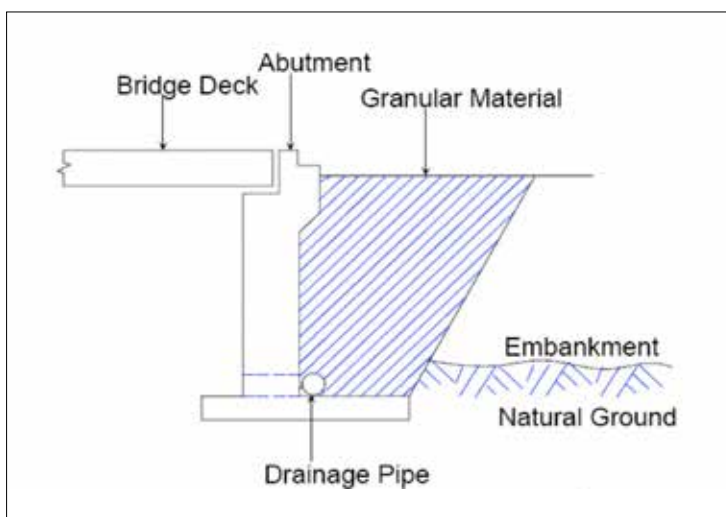
dan menghilangkan beban kejut akibat kendaraan kendaraan.

- **Effisiensi desain**

Efisiensi desain diperoleh dalam desain struktur bawah. Beban longitudinal dan transversal bekerja pada struktur atas dan didistribusikan kepada sejumlah tumpuan. Sebagai contoh, distribusi beban longitudinal untuk perletakan bent dari jembatan dua bentang dapat direduksi 67% dibandingkan dengan jembatan integral dengan ekspansi joint. Tergantung pada tipe bearing yang direncanakan untuk abutment dengan ekspansi, beban transversal pada bent yang sama juga dapat direduksi sebesar 67%.

- **Menambah redudansi dan kapasitas untuk kejadian bencana**

Jembatan abutment integral menyediakan redudansi tambahan dan kapasitas untuk kejadian bencana. Pada joints terdapat potensi mekanisme keruntuhan terhadap struktur jembatan secara keseluruhan. Abument integral mengeliminasi penyebab kerusakan yang sering terjadi akibat gempa, kehilangan perletakan girder. Jembatan abutment integral bekerja secara konsisten baik dalam kejadian gempa dan mereduksi secara signifikan atau mencegah timbulnya masalah seperti kerusakan pada bearing dan backwall, yang berhubungan dengan



Gambar 2.4 Closed abutments

tipe dudukan abutment sambungan. Desain dengan sedikit sambungan (*joint-less*) diutamakan untuk wilayah gempa yang tinggi.

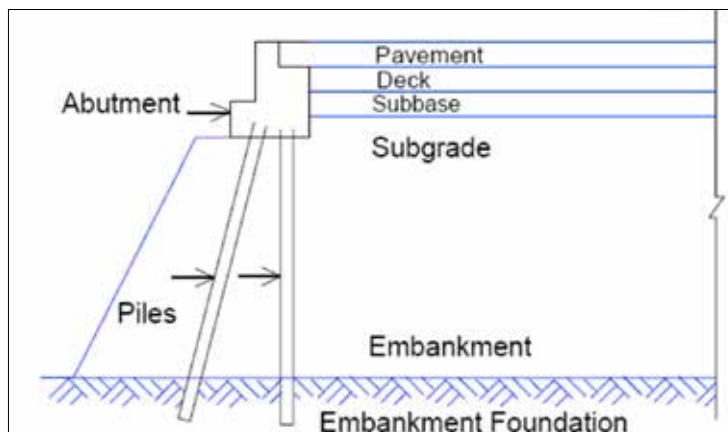
- **Meningkatkan distribusi beban**
Beban didistribusikan melalui struktur yang kontinu dan diafragma ujung yang penuh.
- **Meningkatkan proteksi pada elemen jembatan terhadap cuaca untuk girder baja.**
- **Menghilangkan dan mereduksi masalah toleransi**
Toleransi yang teliti yang dibutuhkan pada expansion joint dan bearing dihilangkan atau direduksi pada penggunaan abutment integral.

Tipe Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]

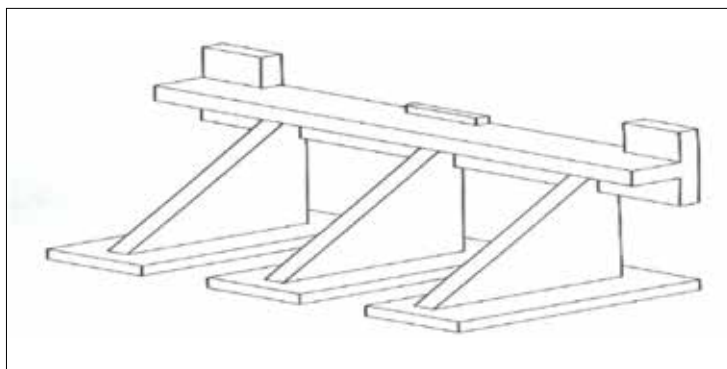
Menurut FHWA NJ 2002-007

US Department of Transportation yang berdasarkan Hopkins and Deen, NCHRP, dan Timmerman mendiskusikan mengenai pengaruh tipe abutmen terhadap jembatan dan oprit dibeberapa studi disebutkan bahwa tipe abutment dapat dibedakan seperti berikut :

1. Abutment untuk jembatan non integral, yang dapat dibagi menjadi :
 - a. **Closed abutments**, adalah merupakan dinding yang dibuat dengan ketinggian pada seluruh timbunan di oprit dan harus dibangun sebelum dilakukan penimbunan pada oprit. Permasalahan yang sering muncul pada tipe ini adalah sulit untuk melakukan pemadatan pada daerah yang dekat dengan abutment. Tipe ini juga akan memikul gaya yang besar akibat tekanan tanah kesamping (lihat *Gambar 2.4*)

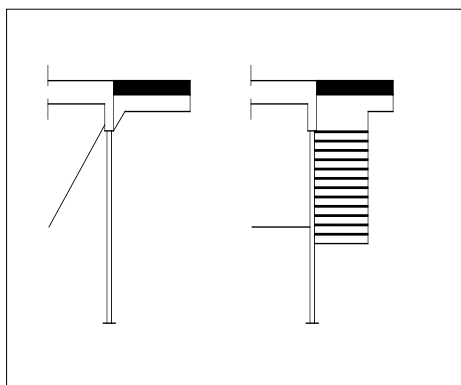


Gambar 2.5 Tipe typical stub abutments on pile

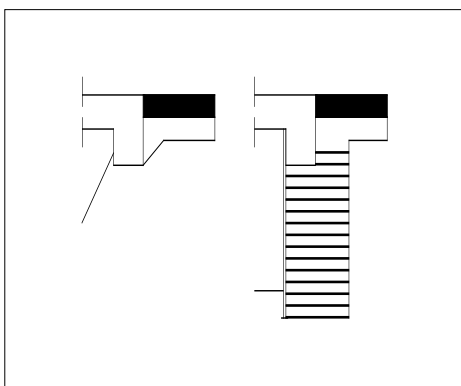


Gambar 2.6 Abutment tipe spill-through

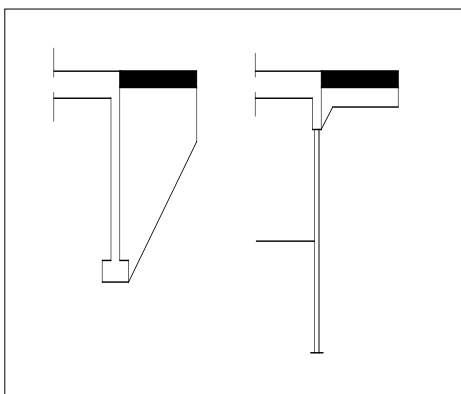
- b. *Stub or shelf abutments*, tipe ini biasanya dibangun setelah timbunan. Karena tipe ini tidak dibangun pada keseluruhan timbunan maka diperkirakan gaya leteral terkecil dapat dicapai pada tiga hari. Tipe ini seperti pada *Gambar 2.5*.
- c. *Spill-through abutments*, tipe ini juga harus dibangun sebelum dilakukan penimbunan oprit. Permasalahan pada tipe ini adalah akan mengalami kesulitan pada saat pemadatan untuk daerah di dekat abutment (lihat *Gambar 2.6*).



Gambar 2.7 Full integral bridge tipe pile foundation



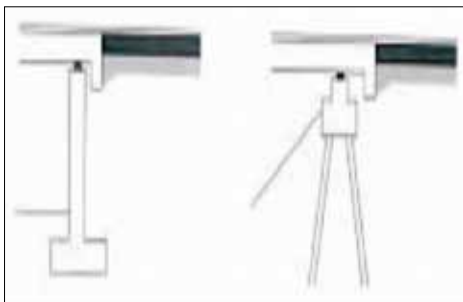
Gambar 2.8 Full integral bridge tipe spread footings



Gambar 2.9 Full integral bridge tipe full-height abutments

2. Untuk jembatan integral sendiri berdasarkan Concrete Bridge Development Group (CBDG) mengklasifikasikan jenis-jenis integral seperti berikut :

1. *Full integral bridge*, yang dibedakan menjadi :
 - a. *Pile foundation*, beban vertikal dipikul oleh pondasi, tepi yang menjadi permasalahan adalah dalam memikul rotasi dari beban timbunan. Sehingga perlu ditambahkan bank seats di belakang abutment. Tipe ini dapat dilihat seperti pada *Gambar 2.7*.
 - b. *Spread footings*, jenis ini digunakan jika settlement kecil. Tekanan tanah aktif bisa dipergunakan timbunan (sebagai tekanan tanah pasif) atau dengan menggunakan bank seats. Tipe ini dapat dilihat seperti pada *Gambar 2.8*.
 - c. *Full-height abutments*, tipe ini sangat cocok jika digunakan untuk bentang pendek sebaliknya untuk bentang panjang akan sangat sulit. Tipe ini dapat dilihat seperti pada *Gambar 2.9*.



Gambar 2.10 *Semi integral bridge*

- d. *Semi integral bridge*, jenis ini tidak mempunyai joint pada deck nya tetapi mempunyai keuntungan seperti pada integral bridge. Bearing diletakkan dibawah deck, dan beban horisontal pada deck dipikulkan pada tanah timbunan dibelakangnya. Tipe ini dapat dilihat seperti pada **Gambar 2.10**.

Dari uraian di atas dan mengingat permasalahan yang luas maka yang akan dikaji dalam studi awal ini dibatasi sebagai berikut :

1. Untuk tipikal lantai kendaraan menerus : lantai menerus yang terletak pada balok diatas dua tumpuan jembatan *beam and slab deck* dengan variasi bentang lantai, dengan material struktur beton bertulang dan penampang dan bentang jembatan standar Bina Marga.

2. Untuk tipikal *integral bridge* : tipe full integral bridge jenis full-height abutments dengan variasi jenis tanah, bentang jembatan dan material beton bertulang dengan mutu K-250 dan K-300.

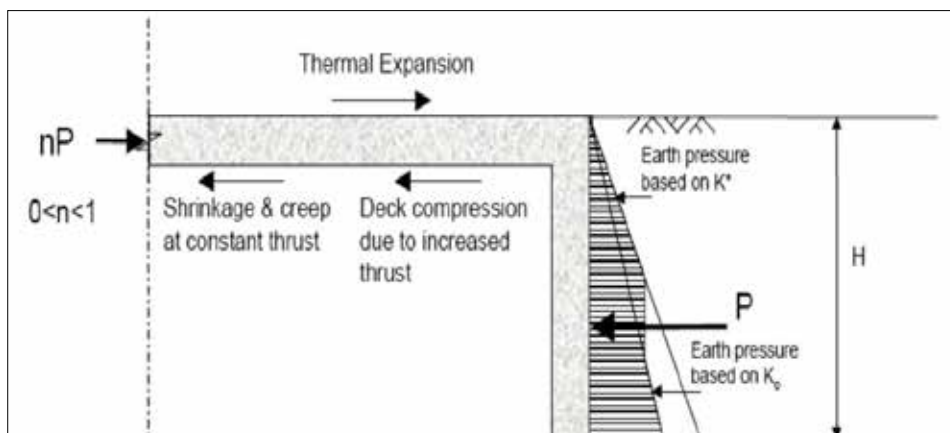
Abutment Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]

Dari hasil studi CUED/D-SOILS/TR320 (June 2002) dengan menghilangkan expansion joint pada jembatan maka perlu untuk dikaji terhadap pengaruh suhu dan creep pada jembatan yang mengakibatkan pengaruh terhadap pergerakan horisontal pada jembatan integral (Lawver, 2000) seperti pada **Gambar 2.12**.



Gambar 2.11 Contoh Pelaksanaan Jembatan Integral

(Sumber : Concrete Bridge Development Grup, CBDG, Current Sheet No 3, 2006)



Gambar 2.12 Beberapa pengaruh tegangan pada jembatan integral.

Beberapa studi dari beberapa pengaruh tersebut antara lain adalah :

1. **Pengaruh suhu.** Tegangan lateral pada abutment yang diakibatkan oleh suhu tergantung pada koefisien thermal terhadap pemuaian. Dalam aturan BA42/96 menyebutkan bahwa besarnya koefisien tersebut adalah $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ untuk beton. Untuk material beton ringan atau material lainnya mempunyai koefisien yang lebih kecil. Hasil pengukuran pengaruh suhu dari 6 jembatan adalah seperti berikut :

Tabel 2.1 Koefisien Suhu pada Jembatan

Ref	Location	Deck	$\alpha / ^\circ\text{C}$
Girton, 1989	Iowa (Boone)	Concrete- limestone aggregate	8.1×10^{-6}
Girton, 1989	Iowa (Maple)	Concrete - gravel aggregate	9.0×10^{-6}
Darley, 1995	UK	Concrete on rock	11.3×10^{-6}
Darley, 1995	UK	Concrete on stiff clay	13.7×10^{-6}
Darley, 1998	UK	Shallow abut.	9.0×10^{-6}
Barker, 2000	UK	Full height abut. limestone agg.	7.0×10^{-6}

2. **Creep dan shrinkage.** Creep and shrinkage deformation dari girder beton prestress mempunyai pengaruh yang significant pada masa layan yang harus diperhitungkan (Barker & Carder, 2001) ;
3. **Tekanan tanah.** Distribusi tekanan tanah akan berbeda untuk jembatan integral dari beberapa tipe berikut :
 - a. Shallow height bank pad and end screen abutments
 - b. Full height frame abutments
 - c. Full height embedded wall abutments

Distribusi tekanan tanah untuk full height abutments dapat dilihat seperti pada **Gambar 2.13**.

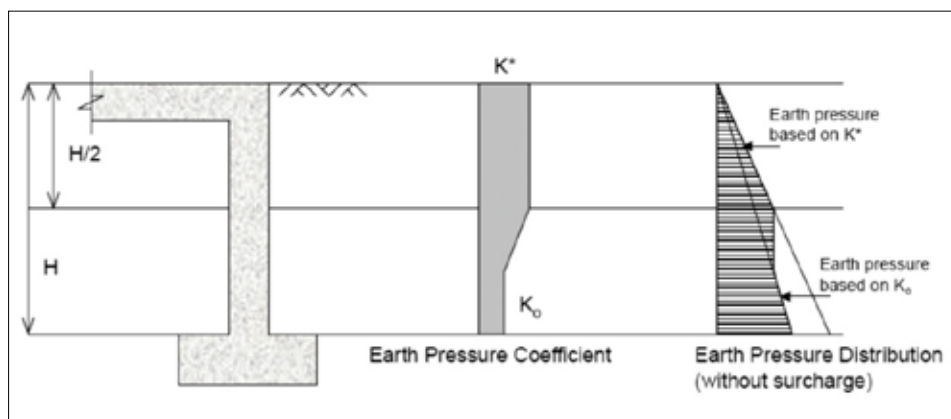
Dimana K^* adalah tekanan tanah aktif dan K_0 adalah tekanan tanah pasif yang dihitung dengan perumusan seperti berikut ini :

$$K^* = (d/0.05H)^{0.4} K_p \quad (2.1)$$

Perlu diperhatikan bahwa nilai K^* harus lebih besar dari tekanan tanah pada kondisi 'at rest' K_0 and $K_p/3$, dimana :

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \quad (2.2)$$

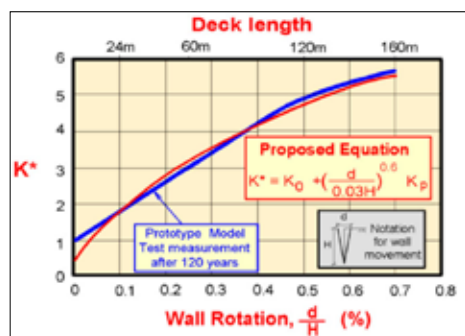
Dimana : ϕ' = sudut geser efektif dan K_p = Koefisien Tekanan tanah passive



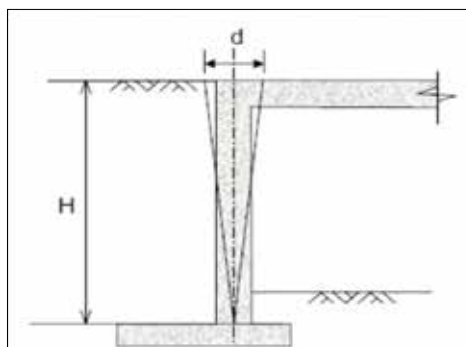
Gambar 2.13 Distribusi Tekanan tanah sistem Full Height Abutment.

Persamaan desain yang direkomendasikan oleh England, Tsang adalah seperti pada *Gambar 2.14*.

Akibat tekanan horisontal maka pada sisi atas abutment akan mengalami displacement seperti pada *Gambar 2.15*.



Gambar 2.14 Diagram Tekanan Tanah Aktif vs Rotasi pada Abutment



Gambar 2.15 Displacement pada full height abutment akibat gaya horisontal

Berdasarkan perumusan Emerson (1976) dapat dihitung seperti berikut :

$$d = \alpha \cdot \delta T_{EB} \cdot L \quad (2.3)$$

keterangan :

L = span (m)

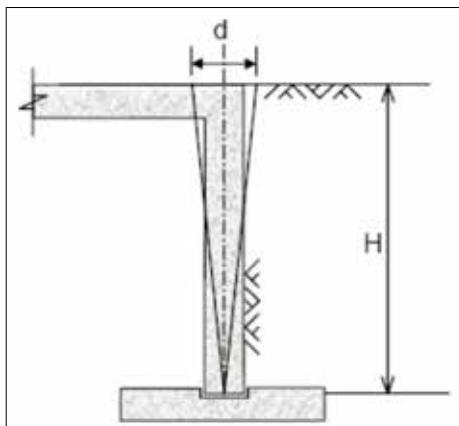
α = coefficient of thermal expansion
(e.g. $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ for concrete)

$d/2$ = amplitude of abutment
displacement (m)

Sehingga untuk jembatan dengan bentang 200 m dengan coefficient of thermal expansion α adalah $12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ dan δT_{EB} pada ranges of 5°C , 10°C , 25°C and 50°C adalah :

$$d/2 = 12 \times 10^{-6} \times 5 \times 200/2 = 6 \text{ mm}$$

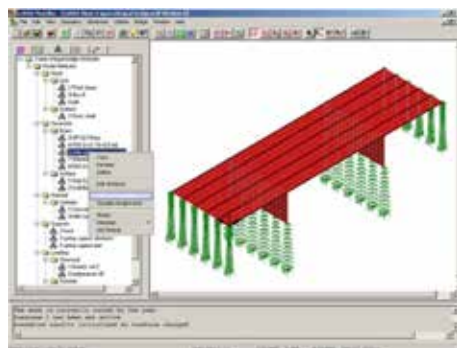
Sebagai alternatif untuk mereduksi gaya dalam pada abutment yang terlalu besar maka pada sisi bawah dibuat perletakan sendi seperti pada *Gambar 2.16*.



Gambar 2.16 Displacement pada full height abutment dengan perletakan bawah adalah sendi

Abutment Jembatan Integral [Bina Marga, 2007]

Dari hasil studi CUED/D-SOILS/TR320 (June 2002) dengan menghilangkan expansion joint pada jembatan maka perlu untuk dikaji terhadap pengaruh suhu dan creep pada jembatan



Gambar 2.17 Pemodelan jembatan abutment integral (Murat Dicieli, 2008)

Beberapa penelitian yang membahas pemodelan struktur jembatan abutment integral untuk analisis desain gempa antara lain adalah : Gokkan Pekcan (2010) untuk jembatan abutment integral dengan girder tipe profil baja, Reza Vasheghani et. al (2010) yang membahas analisis seismik jembatan integral meliputi interaksi struktur-tanah.

Pemodelan Lantai Jembatan [Surviyanto, 2011]

Hasil dari studi perbandingan dalam pemodelan elemen hingga jembatan *slab-on girder* dilakukan oleh Mabsout et al. (1997)

dan Hindi & Yousif (2006) digunakan untuk memilih FEM yang akurat dan praktis yang cocok bagi jembatan integral yang diteliti dalam studi ini. Kedua studi menyimpulkan model yang diajukan oleh Hays (1986) memberikan hasil yang dapat dibandingkan dan sederhana dibandingkan model yang kompleks dari lainnya. Maka, teknik pemodelan elemen hingga serupa yang diajukan Hays (1986) digunakan untuk memodelkan jembatan abutment integral dalam studi ini. Pelat lantai jembatan dimodelkan menggunakan *quadrilateral shell element* dengan 6 DOF pada setiap titik dan girder dimodelkan sebagai frame element 3D dengan 6 DOF setiap node. Setiap girder dibagi sepanjang arah longitudinal sebesar 0.6 m segment, ketika lantai dibagi menjadi empat *shell element* yang sama dengan lebar 0.6 m antara girder dan memfasilitasi perpindahan dari beban roda truk pada node dalam arah transversal jembatan dan untuk memperoleh *shell element* bujursangkar agar analisis lebih akurat. Aksi komposit penuh antara lantai dan girder diasumsikan dalam model. Untuk alasan tersebut, Momen inersia I_g girder dalam FEM dihitung sebagai momen inersia I_c penampang komposit slab-on girder dikurangi momen inersia I_s tributari lantai setiap girder ($I_g = I_c - I_s$). Lebih lanjut, untuk meningkatkan akurasi hasil analisis, terutama untuk jembatan kaku dengan girder AASTHO tipe VI, sebuah solusi eksak

konstanta torsional girder digunakan dalam FEM (Chen & Aswad 1996; Hindi & Yousif 2006). Sebagai tambahan, model rigiditas sambungan lantai-abutment, elemen *shell* lantai ditempatkan dalam area joint dengan modulus elastisitas yang besar.

Pemodelan Girder Prestress Jembatan

Murat Dicleli (1998) menjelaskan pendekatan desain yang rasional untuk girder beton prestress jembatan abutment integral. Metode desain yang diajukan oleh Murat Dicleli (1998) memiliki kelebihan :

- ❖ Pendekatan desain konvensional mengabaikan kontinuitas struktur pada joint yang menyambungkan lantai jembatan terhadap abutment untuk mendesain lantai jembatan. Keuntungan dari dampak kontinuitas pada joint dan gaya tekanan tanah yang diterapkan pada abutment mereduksi momen span maksimum tidak dipertimbangkan. Pendekatan desain mempertimbangkan keuntungan dari dampak tersebut bagi desain lantai.
- ❖ Pada pendekatan desain konvensional, pier didesain hanya untuk reaksi beban vertikal yang ditransfer dari struktur atas dan untuk beban lateral diterapkan langsung pada pier. Namun, pendekatan desain ini terbatas terhadap kasus dimana tekanan tanah seimbang pada kedua sisi jembatan. Pendekatan desain

yang diajukan merefleksikan efek gaya longitudinal yang tidak seimbang dalam desain pier.

- ❖ Efek variasi temperatur dan beban aksial diterapkan pada girder beton prestress akibat gaya tekan tanah diabaikan dalam pendekatan desain konvensional. Efek seperti ini sangat dipertimbangkan pada pendekatan desain yang diajukan.
- ❖ Pendekatan desain konvensional merekomendasikan menggunakan tekanan tanah pasif penuh untuk desain sambungan lantai-abutment. Formulasi interaksi tanah-struktur dapat menghasilkan gaya tekan tanah yang lebih kecil yang dapat memberikan desain yang ekonomis.
- ❖ Pendekatan desain konvensional mengabaikan efek gaya seismik. Dalam pendekatan desain yang diajukan, model analitis dibangun mempertimbangkan efek tersebut.

Pemodelan Struktur Bawah Jembatan (*Substructures*)

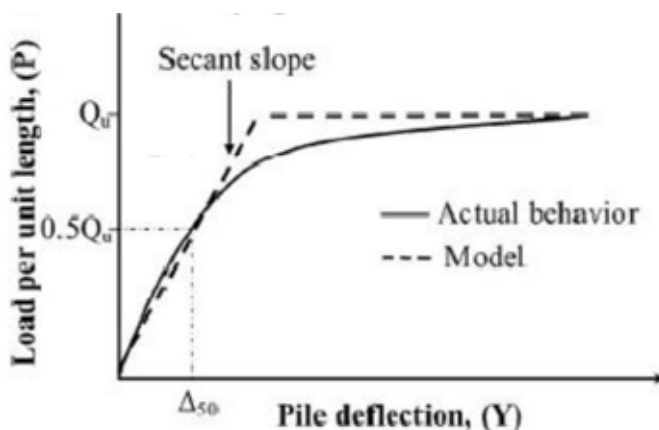
Studi literatur model elemen hingga abutment dan pile, pile dimodelkan menggunakan *beam element* 3D (Mourad et al 1999), ketika abutment umumnya dimodelkan menggunakan delapan-node solid element (Mourad et al 1999) atau *shell element* (Fajari et al. 2001). Pemodelan abutment menggunakan delapan node

solid element membutuhkan proses integrasi tegangan untuk menghitung gaya geser dan momen. Dalam studi tersebut abutment dimodelkan menggunakan *Mindlin shell element* (Cook 1995) dengan enam DOF setiap node untuk mensimulasikan secara akurat deformasi geser dan efek lentur dengan usaha perhitungan yang minimal dan pile dimodelkan menggunakan elemen beam 3D. Sebagai tambahan, model rigiditas sambungan lantai-abutment, abutment *shell element* diletakkan didalam area sambungan dengan modulus elastisitas yang besar.

Pemodelan Efek Interaksi Tanah-Struktur

❑ *Pemodelan Interaksi Abutment Dan Backfill*

Akibat beban gempa, abutment berotasi dan bergerak lateral kedepan ke arah backfill. Untuk backfill dibelakang abutment, tekanan tanah *at-rest* diasumsikan ketika tidak ada pergerakan abutment. Ketika abutment bergerak ke arah backfill akibat rotasi pada joint abutment-lantai akibat beban gempa, intensitas tekanan backfill tergantung pada besarnya perpindahan abutment. Murat et. al (2008) menginvestigasi efek dari interaksi tanah struktur dan properties struktur bawah pada abutment akibat efek distribusi beban-hidup pada komponen jembatan



Gambar 2.18 Kurva p - y tipikal dan idealisasi elastoplastis (Murat Dicleli, 2008)

integral. Beberapa model struktur 3D dan 2D jembatan integral tipikal dibangun dan dianalisis berdasarkan beban-hidup AASTHO. Dalam analisisnya, efek bermacam properties geoteknik dan struktur bawah seperti kekakuan tanah fondasi, mempertimbangkan dan mengabaikan efek timbunan, level pemadatan timbunan, mempertimbangkan dan mengabaikan efek dinding sayap, ketinggian dan ketebalan abutment, serta jumlah, ukuran dan orientasi pile dipertimbangkan pula. Hasil dari analisis 2D dan 3D digunakan untuk menghitung faktor distribusi beban-hidup (LLDF) bagi komponen jembatan integral dari fungsi properties yang disebutkan diatas. Hasil analisis menunjukkan bahwa interaksi tanah-struktur memiliki efek yang signifikan terhadap LLDF komponen jembatan integral untuk abutment, namun dapat dapat diabaikan terhadap girder dan pile. Lebih lanjut, ketinggian abutment

diamati harus dipertimbangkan dalam LLDF yang dihitung untuk abutment dan momen pile. Kemudian, dinding sayap yang diamati dapat diabaikan efeknya terhadap komponen jembatan integral.

□ Implementasi interaksi abutment dan backfill dalam model struktur

Umumnya, interaksi pile-tanah untuk titik tertentu sepanjang pile didefinisikan dengan kurva beban nonlinier (P) – deformasi (Y) atau kurva P - Y , dimana P : tahanan lateral tanah per unit panjang pile; dan Y : defleksi lateral. Kurva tipikal P - Y untuk tanah ditujukan untuk pergerakan lateral pile yang ditunjukkan pada **Gambar 2.18**. Perilaku nonlinier yang tinggi ini disimplifikasi menggunakan kurva elastoplastis. Porsi elastis didefinisikan oleh slope sama dengan modulus sekan tanah E_s , dan porsi plastis didefinisikan sebagai tahanan tanah ultimit per unit panjang pile Q_u .

□ *Efek properti struktur bawah terhadap komponen jembatan integral*

Dalam studi efek interaksi tanah-struktur dan properties struktur bawah pada abutment akibat distribusi efek beban hidup pada komponen jembatan abutment integral diinvestigasi. Lebih lanjut aplikasi LLDF (*live load distribution factor*) AASTHO terhadap girder diteliti. Murat et. al (2008) menyimpulkan :

1. Efek kekakuan tanah fondasi pada LLDF untuk momen dan geser girder dan pile dapat diabaikan. Bagaimanapun, kekakuan tanah fondasi memiliki efek yang signifikan pada LLDF untuk momen abutment dan geser pada abutment yang lebih kecil. Oleh karena itu kekakuan tanah fondasi harus dipertimbangkan dalam estimasi distribusi efek beban hidup dalam abutment jembatan integral.
2. Dengan mempertimbangkan efek backfill dibelakang abutment dalam model struktur 2D jembatan abutment integral yang digunakan untuk analisis beban hidup yang disederhanakan menghasilkan support dek lantai dan momen abutment dan bentang dek yang lebih pendek dan momen pile yang lebih kecil. Maka, analisis beban hidup jembatan abutment integral, efek dari backfill harus diikuti dalam model struktur 2D untuk analisis beban hidup yang disederhana. Gaya dalam yang diperoleh dari analisis 2D dapat dikalikan untuk mencocokkan LLDF untuk memperoleh efek beban-hidup dalam komponen jembatan integral.
3. Efek dari backfill dalam LLDF untuk girder dan momen dan geser pile dapat diabaikan. Namun, backfill perlu dicatat khusus dalam efek terhadap LLDF harus dipertimbangkan dalam mengestimasi distribusi efek beban hidup dalam abutment jembatan integral. Demikian pula, distribusi efek beban hidup jembatan integral tidak sensitif terhadap level pemadatan backfill.
4. Lebih lanjut, distribusi efek beban hidup jembatan integral tidak sensitif terhadap ukuran dan orientasi pile, ketebalan abutment, dan dinding sayap. Namun, ketinggian dan ketebalan abutment dan jumlah pile mempengaruhi distribusi efek beban hidup dalam pile dan abutment. Telah diamati bahwa ketika abutment lebih tinggi meningkatkan distribusi efek beban hidup pada abutment, menggunakan abutment yang lebih pendek lebih cocok untuk distribusi yang lebih baik dari efek beban hidup pada pile. Lebih lanjut, peningkatan jumlah pile meningkatkan distribusi efek beban hidup diantara pile.
5. Hasil analisis menunjukkan girder AASTHO LLDF dapat digunakan untuk

memperoleh estimasi yang beralasan bagi efek beban hidup pada bentang pendek hingga medium (19,8-39,6 m).

Analisis Gempa Jembatan Abutment-Integral

Youssef Dehne (2003) memodelkan jembatan abutment integral dengan menggunakan program SAP2000. Pelat lantai dimodelkan sebagai *shell elements*, Girder dimodelkan sebagai *beam element* dan *rigid element* digunakan antara lantai dan girder untuk memperhitungkan perilaku komposit. *Rigid element* digunakan untuk menghubungkan lantai ke pier, *link element* digunakan untuk memodelkan bearing, dan spring digunakan untuk memodelkan reaksi tanah. Pemodelan 3 dimensi dapat memperhitungkan kemiringan (*skewness*) jembatan sehingga model lebih akurat dalam memodelkan perilaku dinamik jembatan, meliputi reduksi periode getaran dan coupling mode shape dalam tiga arah utama (antara lain: longitudinal, transversal dan vertikal). Koefisien redaman diambil 5% dalam model jembatan. Hal ini mengasumsikan abutment belakang-dinding selalu kontak dengan *backfill soil* dan berkontribusi pada kekakuan abutment. Abutment dimodelkan sebagai penampang beton bertulang. SAP2000 memungkinkan kita untuk memodelkan properties mate-

rial untuk bermacam elemen jembatan, sebagai tambahan kurva p-y diperoleh dari LPILE yang digunakan untuk memodelkan perilaku tanah nonlinier.

Model yang digunakan dalam perhitungan respon seismik jembatan akibat pembebanan gempa dengan PGA 0.18g, dimana persyaratan gempa AASTHO merekomendasi koefisien percepatan maksimum di New Jersey. Masalah fondasi, analisis pile akibat pembebanan aksial dan lateral merupakan masalah yang kompleks dengan fakta bahwa reaksi tanah (tahanan) tergantung pada pergerakan pile, dan disisi lain pergerakan pile tergantung pada respon tanah. Maka, masalah ini merupakan salah satu interaksi tanah-struktur. Pertanyaan tentang bagaimana mensimulasikan perilaku pile pada model struktur mengemukakan ketika mencoba menggunakan kondisi batas (*boundary conditions*) bagi sambungan antara struktur dan fondasi. Youssef Dehne (2003) mengikuti prosedur NCHRP 10.7.4.3.1 untuk memodelkan kekakuan lateral pile. Parameter kekakuan lateral fondasi pile diestimasi untuk kasus desain dimana fleksibilitas fondasi diterapkan.

Oleh karena hubungan beban-perpindahan lateral harus diperpanjang hingga batas respon nonlinier, maka biasanya diperlukan menggunakan program komputer untuk membangun hubungan

beban-perpindahan dalam rentang ini, untuk baik itu nonlinieritas pile maupun tanah harus dipertimbangkan. Youssef Dehne (2003) menggunakan LPILE (Reese et. al. 1997) untuk membuat kurva p-y nonlinier yang merepresentasikan respon beban-perpindahan tanah. LPILE menggunakan metode numerik finite difference untuk menyelesaikan persamaan lentur balok dan kurva p-y nonlinier dari model tanah. Terdapat dua kurva desain yang digunakan untuk mengestimasi hubungan gayadefleksi pada tanah bagian belakang dinding abutment kaku. Kurva ini biasanya terdiri dari tekanan aktif dan pasif, dan digunakan untuk translasi horizontal murni sama seperti untuk rotasi murni pada bagian dasar. Kurva gaya-defleksi NCHRP pada tanah bagian belakang dinding abutment, untuk *cohesionless soil, nonplastic back-fill (fine content less than 30%)*. NCHRP merekomendasikan bahwa tekanan pasif dapat diasumsikan sama dengan $H/10$ MPa per meter panjang dinding. Untuk desain struktural dan prosedur analisis (SDAP), D dan E untuk integral abutment, kekakuan sekan ekuivalen, K_{eff} , diperlukan untuk analisis. Kekakuan sekan awal dihitung menggunakan rumus :

$$K_{eff} = \frac{P_p}{0,02H} \quad (2.4)$$

Dimana, P_p adalah tekanan pasif tanah dibelakan dinding abutment dan H adalah tinggi dari dinding NCHRP 10.6.4.3.1, sebuah prosedur untuk fondasi footing pada semi-infinite elastic half-space, digunakan untuk menentukan kekakuan translasi dan rotasional pier. Anoosh Shamsabadi (2006) memaparkan hasil analisis 3 dimensi seismik nonlinier interaksi tanah-struktur sebuah jembatan 3 bentang dengan kemiringan 25 derajat. Analisis yang dilakukan dalam model FEM dinamik nonlinier menggunakan program komputer SAP2000. Empat buah rekaman percepatan gempa dengan berbagai amplitudo kecepatan pulse digunakan sebagai input pergerakan tanah dalam analisis. Setiap rekaman memiliki dua komponen yang diterapkan secara simultan terhadap arah longitudinal dan transversal. Hasil analisis mengindikasikan bahwa input pergerakan dengan kecepatan pulsa yang kuat dapat menyebabkan perpindahan yang ekseksif pada struktur atas jembatan dan abutment. Studi lebih lanjut yang dibutuhkan adalah menginvestigasi efek dari kecepatan pulsa yang kuat pada respon keseluruhan jembatan skew dan memahami perilaku dinamik dari jembatan skew. Rekamman gempa El Centro digunakan dalam perhitungan. Manual desain mensyaratkan tanah yang bekerja dibelakang abutment dengan tipe *dense* dan tanah pada pile adalah *loose sand*. Youssef Dehne (2003)

memodelkan properties tanah dengan bermacam jenis dibelakang dinding dan pada pile dengan empat kombinasi : *loose/dense, dense/loose, loose/loose, and dense/dense*, dengan tujuan untuk mengevaluasi respon seismik pada jembatan akibat beragam properties tanah ini. Defleksi lateral maksimum sepanjang kedalaman pile akibat beban gempa untuk berbagai kombinasi beragam tanah diteliti. Youssef Dehne (2003) menyimpulkan bahwa sistem yang memberikan performa yang terbaik adalah jenis tanah *dense compacted soil* pada bagian belakang dinding abutment dan *loose sand* pada sekeliling pile.

Respon Thermal Jembatan Abutment Integral

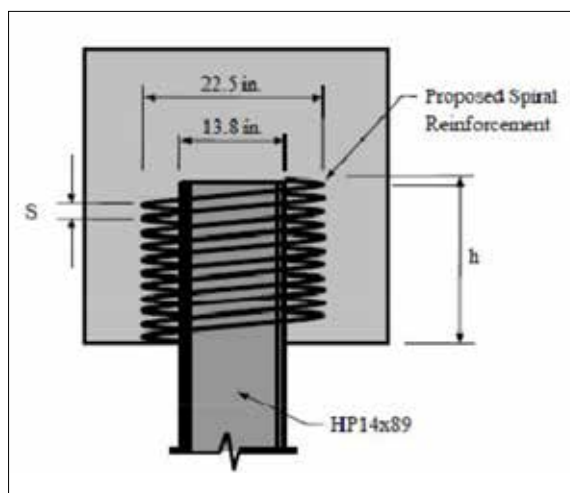
Penelitian sebelumnya oleh Chovichien (2004) fokus pada pile fondasi dan kemampuannya mengakomodasi perpindahan lateral akibat ekspansi dan kontraksi thermal jembatan. Bonczar and Brena (2005) juga fokus pada respon thermal abutment integral dengan monitoring dan model analitis. Burdette (2005) melakukan uji laboratorium sambungan abument-pile untuk mengamati performanya akibat beban lateral. Penelitian-penelitian sebelumnya ini fokus terutama pada respon akibat beban thermal. Oleh karena itu, perlu dilakukan penelitian yang difokuskan pada

penelitian abutment dan pile fondasi untuk mengakomodasi perpindahan lateral akibat beban gempa.

Respon Seismik Jembatan Abutment Integral

Beberapa peneliti telah menginvestigasi respon seismik jembatan abutment integral. Goel (2005) mempelajari karakteristik gempa dari jembatan abutment integral, yang menghitung properti dinamik dari jembatan beton dua bentang dari ground motion yang direkam selama gempa aktual dan diindikasikan bahwa periode getar memanjang dan rasio redaman meningkat dengan faktor lebih dari 2 ketika intensitas ground motion ditingkatkan. Dehne and Hassiotis (2005) melakukan analisis seismik pada jembatan abutment integral, dimana ditemukan bahwa pemodelan akurat dari interaksi struktur-tanah dibutuhkan untuk mengevaluasi efek dari eksitasi gempa arah longitudinal dan transversal pada respon jembatan. Dan disimpulkan pula bahwa sistem jembatan abutment integral dengan tanah yang terkompaksi secara padat dibelakang dinding abutment dan pasir loose disekeliling pile memiliki karakteristik performa yang terbaik. Spyrakos and Loanidis (2005) telah mempelajari perilaku seismik jembatan abutment integral beton prategang single span meliputi interaksi

struktur-tanah, dimana mereka menilai signifikansi interaksi struktur-tanah dalam mode shape dan respon seismik jembatan. Studi sensitivitas dilakukan untuk menginvestigasi efek kekakuan fondasi terhadap keseluruhan respon dinamik dan seismik pada sistem jembatan. Disimpulkan bahwa frekuensi getaran berubah sekitar 20% pada kasus ekstrim, dan kekakuan fondasi tidak signifikan mempengaruhi respon seismik jembatan. Ditemukan pula bahwa keberadaan backfill memberikan efek yang signifikan terhadap karakteristik dinamik dan respon seismik jembatan.



Gambar 2.19 Detail penulangan confinement (Robert J. Frosch, 2009)

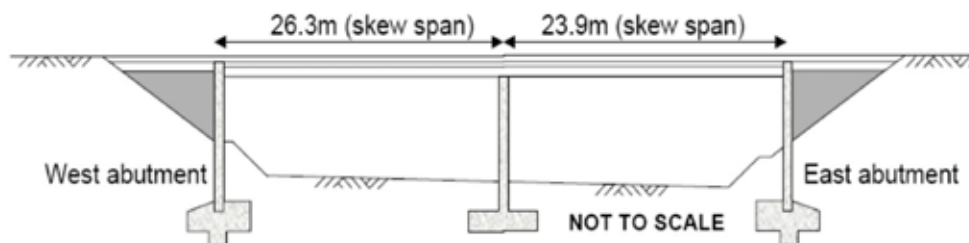
Tahanan Seismik Jembatan Abutment integral

Salah satu masalah yang terjadi pada jembatan tradisional akibat gempa adalah lepasnya struktur atas dari perletakan bearing. Hal ini dapat dieliminasi dengan konstruksi abutment integral karena tidak ada perletakan bearing (Wasserman 1996). Namun, sistem joint dan bearing pada konstruksi tradisional mengizinkan pergerakan struktur atas selama kejadian gempa, yang menghasilkan dalam menurunkan kebutuhan perpindahan pada fondasi. Pada konstruksi abutment integral, pile fondasi dan abutment harus dapat mengakomodasi peningkatan kebutuhan perpindahan. Terdapat kesepakatan umum bahwa konstruksi abutment integral meningkatkan tahanan seismik relatif terhadap konstruksi tradisional dengan meningkatkan redundansi dan kontinuitas (Wasserman 1996). Perilaku pier integral telah diteliti oleh Patty et. al. (2001). Analisis detail sistem tahanan gempa tipe abutment integral dilakukan oleh Robert J. Frosch (2009) untuk menentukan kapasitas perpindahan sambungan abutment-pile terhadap detail desain INDOT atau kebutuhan perpindahan sambungan dengan mempertimbangkan beban gempa di Indiana.

Penggunaan Jembatan Integral Tipe Gelagar Prestress di Beberapa Negara

Berikut ini adalah beberapa contoh penggunaan jembatan integral yang telah diaplikasikan di beberapa negara.

a. Jembatan Bramham Crossroads North Bridge



Gambar 2.20 Jembatan Bramham Crossroads North Bridge (Barker & Carder, 2001)

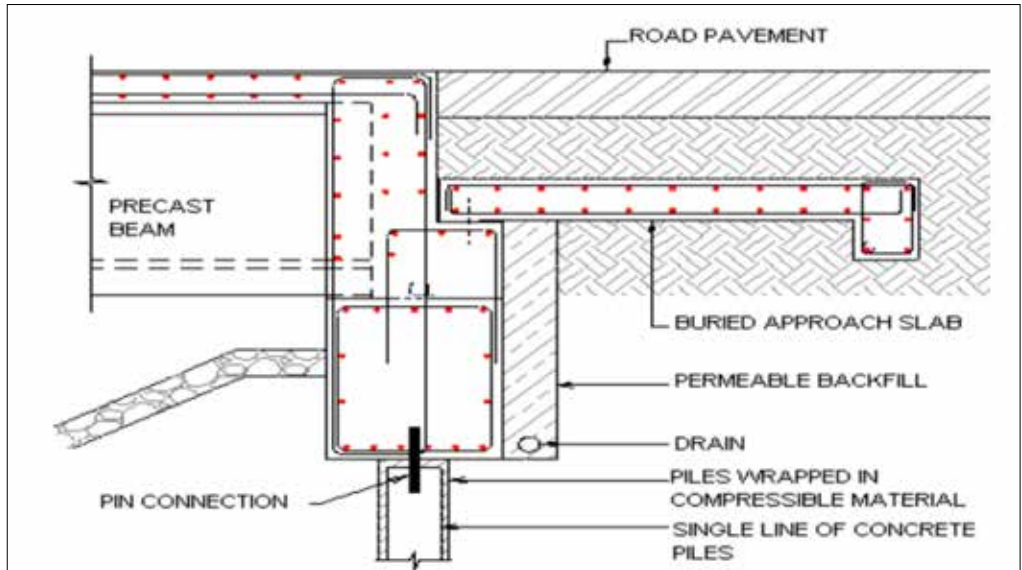
Jembatan ini mempunyai bentang 50 m yang terdiri dari balok beton prestress dengan overtopping pelat dengan tebal 200 mm, direncanakan berdasarkan BA42/96. Sistem struktur jembatan integral menggunakan full height reinforced concrete abutment yang dijumpai di Magnesian Limestone.

b. Duffin creek deck

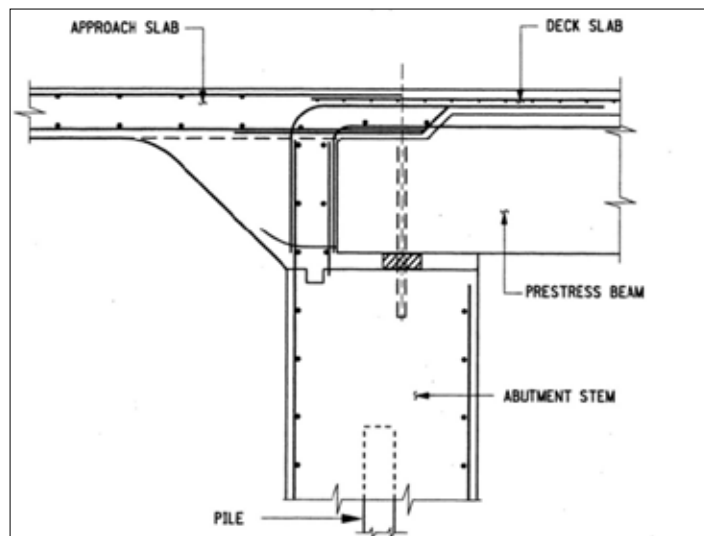


Gambar 2.21 Jembatan Duffin creek deck

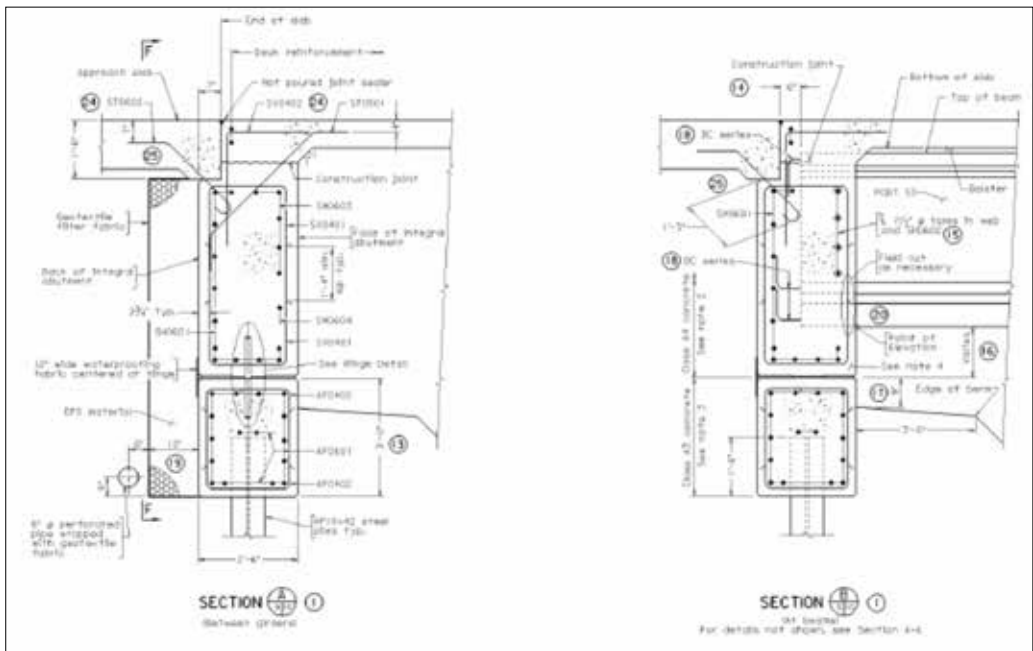
Beberapa bentuk dari detail abutment jembatan integral dapat dilihat seperti pada gambar berikut ini :



Gambar 2.22 Buried Approach Slab and Integral Abutment
(Sumber : Connal, *Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice*)

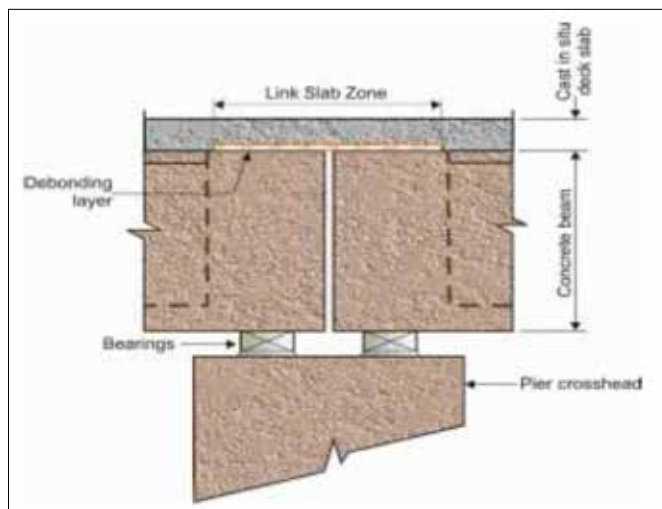


Gambar 2.23 Jembatan Semi Integral dengan menggunakan balok prestress

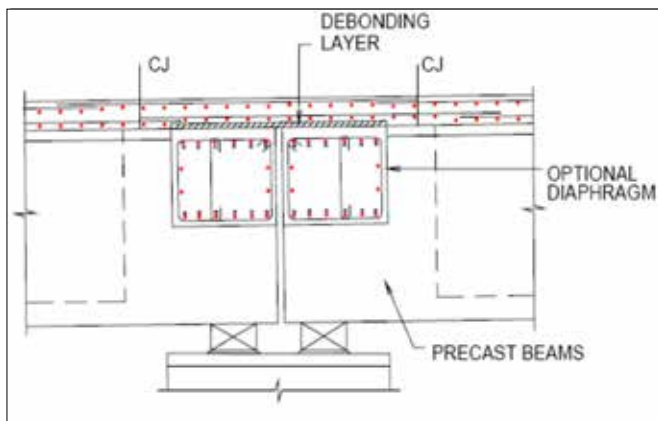


Gambar 2.26 Detil Full Integral Abument (DOT Commonwealth of Virginia,2007)

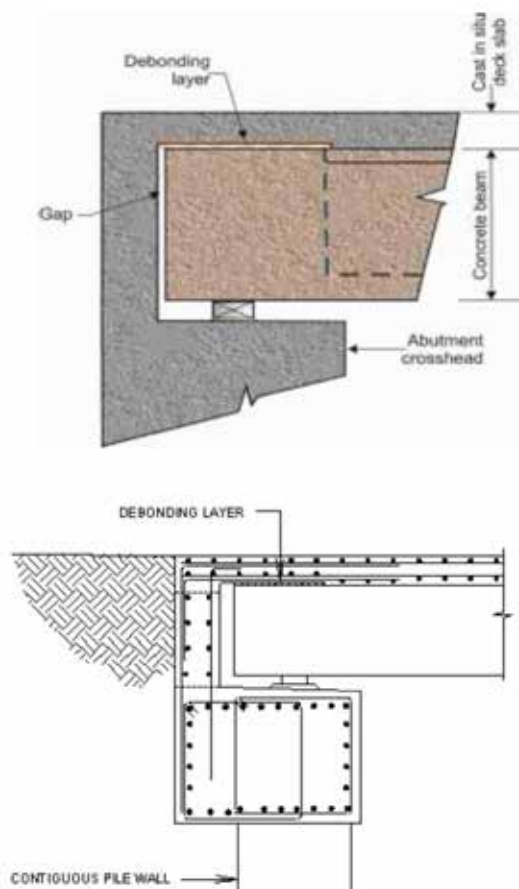
Sedangkan beberapa bentuk penulangan Link Slab adalah seperti berikut ini :



Gambar 2.27 Pemasangan link slab dengan menggunakan debonding layer



Gambar 2.28 Link Slab Detail at Intermediate Pier Locations di Australia
(Sumber : Connal, Integral Abutment Bridges – Australian and US Practice)



Gambar 2.29 Semi Integral Bridge di Australia

Bab 3

Kriteria Desain Jembatan Abutment Integral

Batasan Penyusunan Konsep Desain Jembatan Integral Prategang

Penentuan batasan dalam penyusunan konsep desain jembatan integral prategang dilakukan melalui beberapa studi literatur dan diskusi dengan pihak terkait sehingga hasil yang diharapkan tidak terlalu melebar. Beberapa batasan yang ditetapkan dalam penyusunan konsep desain ini di antaranya :

- ❖ Penentuan jumlah bentang yang efektif sehubungan dengan pengaruh suhu ;
- ❖ Pengkajian pengaruh perbedaan suhu yang terjadi pada sisi atas dan sisi bawah dari lantai kendaraan yang menimbulkan momen sekunder ;
- ❖ Penentuan jenis material balok yang dikaji adalah beton prategang (untuk bentang 17 s/d 98 m),
- ❖ Kajian analisis pengaruh gempa terhadap jembatan integral

Sistem Struktur dan Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur dimaksudkan untuk menentukan model struktur yang akan dilakukan analisis berdasarkan hasil studi atau standar yang sudah ada. Model yang digunakan dalam simulasi adalah dengan menggunakan variasi jumlah bentang. Dari model diatas selanjutnya ditentukan beberapa parameter seperti berikut :

1. Pemodelan beban, beban yang akan digunakan adalah beban berdasarkan peraturan dengan menentukan terlebih dahulu kelas jalan yang digunakan sebagai model.
2. Pemodelan struktur atas, yaitu dengan mengadopsi standar yang sudah ada.
3. Pemodelan statika struktur yang dipergunakan adalah statis tak tentu dengan perletakan yang dimodel sebagai spring. Dalam pemodelan perletakan spring seperti diatas sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah. Pemodelan kekakuan dari pondasi dipergunakan perumusan seperti berikut :

❖ Modulus geser

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (3.1)$$

❖ Kekakuan vertikal

$$K_z = \frac{2.5GA^{0.5}}{(1-\nu)} \quad (3.2)$$

❖ Kekakuan horisontal

$$K_x = 2.5G(1+\nu)A^{0.5} \quad (3.3)$$

❖ Kekakuan putar/ rocking

$$K_m = \frac{2.5GZ}{(1-\nu)} \quad (3.4)$$

keterangan :

G = modulus geser tanah

E = modulus Young's tanah

V = Poisson's rasio tanah

A = area dari pondasi : b.d

Z = modulus section dari pondasi :
b.d²/6

Jika ν diambil antara 0.3-0.5 (Hambly, 1991) maka persamaan diatas menjadi :

$$K_z = 1.5 E A^{0.5} \quad (3.5)$$

$$K_x = E A^{0.5} \quad (3.6)$$

$$K_m = 1.5 E Z \quad (3.7)$$

4. Simulasi dari model yang dibuat dipergunakan program bantu berupa software komputer, atau dengan menggunakan SAP2000.
5. Dari hasil simulasi selanjutnya dilakukan perhitungan detail.

Sistem pelat menerus yang akan dilakukan studi adalah berupa sistem balok

yang dicor secara statis tak tentu dan sistem pelat yang dicor secara menerus. Metode pelaksanaan yang dilakukan adalah sebagai berikut :

❖ **Sistem Balok Precast Prestress**, Pemodelan beban yang akan dipikul adalah seperti berikut :

- a. Saat pengangkatan , beban yang bekerja adalah meliputi :
 - Berat sendiri gelagar
 - Beban prategang
- b. Saat Konstruksi atau aksi sebelum monolit, beban yang dipikul adalah
 - Beban sendiri balok
 - Beban diafragma
 - Beban pelat
- c. Aksi monolit, beban yang dipikul adalah :
 - Berat sendiri pelat
 - Beban superimposed
 - Beban hidup
 - Beban suhu

❖ **Untuk gaya prategang** harus diperhitungkan terhadap kehilangan prategang yang terdiri dari :

- a. Kehilangan Gaya Prategang Seketika :
 - Akibat gesekan Jack Angker
 - Akibat gesekan Kelongsong
 - Akibat Pengangkeran
 - Akibat Perpendekan Elastis Beton

b. Kehilangan Gaya Prategang Jangka Panjang :

- Akibat Penyusutan Beton
- Akibat Rangkak Beton
- Akibat Relaksasi Tendon

Analisis dan Perhitungan Struktur

Dalam menyelesaikan perencanaan teknik jembatan integral ini akan digunakan solusi eksak untuk beban-beban terpusat "T" yang merupakan representasi roda dan akibat beban merata "D" akibat beban model kendaraan untuk balok memanjangnya. Solusi ini akan diverifikasi dengan bantuan perangkat lunak (SAP, 2000). Gaya rem diabaikan karena pengaruhnya kecil pada kontruksi monolit yang kaku ini.

Perhitungan struktur yang dilakukan dalam studi ini termasuk peng-check-an penampang untuk balok "I" sistem precast-prestress yang dilakukan dengan menghitung secara elastis dari tegangan balok pratekan terhadap tegangan ijin dari balok pratekan. Pemeriksaan lendutan yang terjadi terdiri dari dua tahap [Bina Marga, 2009], yaitu :

a. Lendutan Jangka Pendek

Lendutan ini di sebabkan oleh beban gelagar serta lawan lendutan elastis yang terjadi akibat gaya prategang. Pada

lendutan jangka pendek ini, momen inersianya memakai Momen Inersia Efektif yang disesuaikan dengan peraturan perencanaan teknik jembatan.

b. Lendutan Jangka Panjang

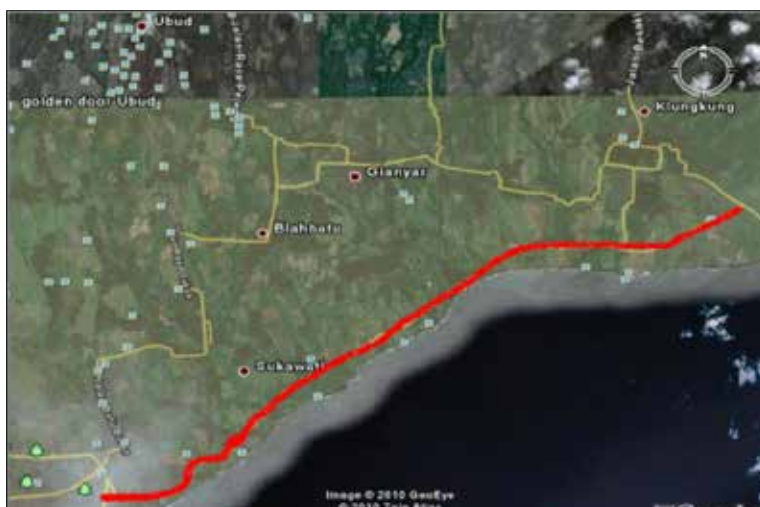
Lendutan jangka panjang harus di perhitungkan pengaruh rangkai dan penyusutan beton dengan mengalihkan lendutan seketika yang di sebabkan oleh beban tetap yang dipikul dengan faktor pengali K_{cs} harus $> 0,8$. Lendutan akibat beban hidup daya layan termasuk kejut tidak boleh melampaui $L/800$. ■

Studi Lapangan Jembatan Integral Prategang

Studi ini menjelaskan berbagai kegiatan dalam pembangunan jembatan semi integral di Bali yang merupakan bagian dari proyek EINRIP (*Eastern Indonesia National Road Improvement Project*).

Survei Lapangan Pada Proyek Pembangunan Jembatan Integral di Bali (2010)

Kegiatan survei dilakukan pada Jembatan Tukad Cekatung, Tukad Panti, Tukad Lowan, Tukad Wos, Tukad Petanu, Tukad Yeh Kutuh, Tukad Cucukan III, Tukad Mambang, Tukad Cucukan IV, Tukad Udang-Udang, pada paket EBL-01 ruas jalan Tohpati-Kusamba.



Gambar 4.1 Skema Lokasi Kegiatan Survei



Gambar 4.2 Kondisi sungai pada jembatan Tukad Cekatung

Jembatan Tukad Cekatung

Jembatan ini memiliki bentang sekitar 17 m. Pekerjaan bangunan atas pada jembatan ini telah selesai, hanya tinggal finishing di beberapa bagian.

Pada jembatan ini masih terdapat tumpuan yaitu *rubber bearing*, sehingga belum dapat diklasifikasikan sebagai jembatan *full integral*, melainkan jembatan semi integral.

Kondisi tebing sungai masih baik, dan aliran sungai pada jembatan ini tidak terlalu deras.

Pipa drainase pada jembatan Tukad Cekatung ini cukup lebar, dengan diameter lebih kurang 20 cm. Dengan adanya diameter yang cukup lebar ini diharapkan



Gambar 4.3 Jembatan Tukad Cekatung



Gambar 4.4 Abutment pada jembatan Tukad Cekatung



Gambar 4.5 Tumpuan pada jembatan Tukad Cekatung

aliran air yang melalui drainase tidak mengalami penyumbatan.

Jembatan Tukad Panti

Jembatan Tukad Panti memiliki bentang sekitar 22 m. Pada jembatan ini sedang berlangsung kegiatan pengecoran deck slab.



Gambar 4.6 Kondisi saluran drainase

Proses pengecoran deck slab pada jembatan ini dimulai dari bagian tepi jembatan, dan diakhiri pada bagian tengah jembatan.

Dalam pelaksanaannya, sambungan antara deck slab dan pierhead diberi *polystyrene foam* yang berfungsi untuk mengantisipasi terjadinya muai susut pada sambungan tersebut.



Gambar 4.7 Jembatan Tukad Panti



Gambar 4.8 Persiapan pengecoran pada bagian tengah jembatan



Gambar 4.9 Polystyrene foam yang terdapat antara deck slab dan pierhead.



Gambar 4.10 Pelat Injak pada jembatan Tukad Panti



Gambar 4.11 Kondisi sungai

Pada jembatan Tukad Panti ini terdapat pelat injak yang cukup besar.

Ketebalan pelat injak pada jembatan Tukad Panti ini lebih kurang 20 cm.

Polystyrene foam juga diberikan pada sambungan di tumpuan jembatan untuk mengantisipasi muai susut yang terjadi pada tumpuan jembatan ini.

Kondisi tebing sungai masih baik, dan aliran air sungai pada jembatan ini tidak terlalu deras.

Drainase pada jembatan Tukad Panti ini cukup lebar, dengan diameter lebih kurang 20 cm. Dengan adanya diameter yang cukup lebar ini diharapkan aliran air yang melalui drainase tidak mengalami penyumbatan.



Gambar 4.12 Tebal pelat injak pada jembatan Tukad Panti



Gambar 4.13 Polystyrene foam pada tumpuan jembatan



Gambar 4.14 Kondisi saluran drainase



Gambar 4.15 Pembangunan Jembatan Tukad Loloan



Gambar 4.16 Pembangunan abutment jembatan



Gambar 4.17 Tahapan pelaksanaan pengecoran deck slab

Jembatan Tukad Loloan

Jembatan ini memiliki bentang sekitar 40 m. Pada jembatan ini masih menyelesaikan pengecoran deck slab.

Jembatan ini juga masih melaksanakan pengerjaan abutment.



Gambar 4.18 Pembangunan Jembatan
Tukad Cucukan III

Jembatan Tukad Cucukan III

Jembatan ini memiliki bentang sekitar 45 m.

Pada jembatan ini masih melakukan pengecoran deck slab. Pengecoran dimulai dari bagian tepi jembatan dan diakhiri pada bagian tengah jembatan.

Pada sambungan antara deck slab dengan pierhead juga diberi *Polystyrene foam* untuk mengantisipasi terjadinya muai susut.



Gambar 4.21 Polystyrene Foam
yang digunakan pada jembatan



Gambar 4.19 Pengecoran deck slab



Gambar 4.20 Kondisi aliran sungai

Pipa drainase pada jembatan ini cukup lebar, dengan diameter lebih kurang 20 cm. Dengan adanya diameter yang cukup lebar ini diharapkan aliran air yang melalui drainase tidak mengalami penyumbatan.

Kondisi tebing sungai masih baik, dan aliran air sungai pada jembatan ini tidak terlalu deras.



Gambar 4.22 Kondisi pipa drainase



Gambar 4.23 Pemasangan Borepile pada Jembatan Tukad Udang-Udang



Gambar 4.24 Penulangan pada pile cap jembatan



Gambar 4.25 Proses Dewatering

Jembatan Tukad Udang-Udang

Jembatan ini memiliki bentang sebesar 82 m.

Pada jembatan Tukad Udang-udang ini masih berlangsung pengerjaan pile cap jembatan.

Dalam pengerjaan Pile Cap pada jembatan Tukad Udang-udang ini, terlebih dahulu air sungai di pompa keluar (dewatering) sebelum dilakukan pengecoran.

Selain pengerjaan Pile Cap, pada jembatan Tukad Udang-udang ini juga masih menyelesaikan pengerjaan Bored Pile.



Gambar 4.26 Alat untuk instalasi Bored Pile



Gambar 4.27 Girder yang digunakan pada jembatan



Gambar 4.28 Casing yang digunakan dalam pengerjaan Bored Pile

Dalam penginstalasian Bored Pile, terlebih dahulu dilakukan pemasangan casing. Setelah itu baru diisi dengan beton. Setelah beberapa lama, barulah casing dapat dicabut.

Jembatan Tukad Mambang

Jembatan ini memiliki bentang sekitar 45 m.

Jembatan ini masih melakukan pengecoran deck slab dan penyelesaian pelat injak. (Gambar 4.30)

Jembatan Tukad Petanu

Jembatan ini merupakan jembatan terpanjang dari jembatan-jembatan yang ada pada Paket EBL-01 Tohpati-Kusamba, dengan bentang 98 m.



Gambar 4.29 Tahap Pelaksanaan Pembangunan Jembatan Tukad Mambang

Pada jembatan ini masih berlangsung kegiatan pengecoran abutment.

Saat akan melakukan pemasangan girder pada jembatan, harus terlebih dahulu diperiksa apakah tinggi antara pier yang satu dengan yang lainnya sudah sejajar. Di lapangan, hal ini dilakukan dengan pemasangan tali antara pier yang satu dengan pier yang lainnya seperti terlihat pada gambar.



Gambar 4.32 Launching Girder



Gambar 4.33
Pengecoran abutment



Gambar 4.30 Tahap pembuatan pelat injak



Gambar 4.31 Jembatan Tukad Petanu



Gambar 4.34 Pengecekan sebelum pemasangan girder



Gambar 4.35 Pemasangan Girder pada jembatan



Gambar 4.36 Penggunaan fibre-cement sebagai tumpuan

Jembatan Tukad Wos

Jembatan ini memiliki bentang sekitar 85 m.

Pada jembatan ini masih dilakukan pemasangan girder.

Saat akan melakukan pemasangan girder, terlebih dahulu dilakukan installasi rel yang akan digunakan untuk membantu pemasangan girder.

Selain bantuan rel, pemasangan girder pada jembatan ini juga memerlukan bantuan alat Crane untuk memindahkan girder ke tempat yang diinginkan.

Jembatan Tukad Wos ini menggunakan fibre-cement sebagai tumpuannya.



Kondisi tebing sungai pada jembatan Tukad Wos masih cukup baik. Sedangkan aliran air sungai pada jembatan ini cukup deras.

Gambar 4.37 Kondisi sungai



Gambar 4.38 Rel yang digunakan untuk membantu pemasangan girder



Gambar 4.39 Kabel Prestress yang digunakan pada jembatan



Gambar 4.40 Crane yang digunakan

Kesimpulan Hasil Survei (2010) :

- ❖ Jembatan Tukad Cekatung dengan panjang bentang 17 meter menggunakan balok prestress. Penggunaan balok prestress diaplikasikan untuk pembangunan 6 jembatan integral agar lebih cepat dan mudah dalam pelaksanaannya. Pengaruh perbedaan suhu terhadap balok prestress telah diantisipasi dalam desain perencanaan ;
- ❖ Sistem perletakan pada abutment menggunakan bahan fiber semen, sedangkan pada pilar untuk multispun menggunakan bantalan karet. Penggunaan sistem perletakan ini menunjukkan bahwa jenis integral yang dibangun adalah jenis semi integral ;
- ❖ *Polystyrene foam* dipasang pada sepertiga bagian di tengah pierhead dan diletakkan antara slab dengan girder. *Polystyrene foam* juga dipasang pada perletakan antara girder dengan abutment dan di sisinya di cor secara monolit;
- ❖ Proses pengecoran slab dilakukan secara bertahap. Pengecoran diberhentikan antara (3-4) hari pada saat pengecoran mendekati daerah link slab, hal ini dilakukan untuk mengantisipasi terjadinya retak susut beton pada daerah link slab.
- ❖ Sebaiknya perlu dipertimbangkan metode perawatan dan pemeliharaan jembatan semi integral yang menggunakan sistem perletakan, terutama pada kondisi dimana *rubber bearing* mengalami kerusakan. Bagaimana mekanisme perbaikan *rubber bearing* yang telah terpasang pada jembatan, sedangkan struktur slab dan girdernya telah dicor menjadi satu kesatuan ;
- ❖ Pelaksanaan pekerjaan pondasi dengan menggunakan sumuran tidak dapat diamati karena sudah selesai 100 %. Dalam pelaksanaan pekerjaan pondasi, pada pangkal sumuran diberi pipa PVC setinggi (2 – 3) meter untuk mengantisipasi terjadinya pergerakan horisontal dan rotasi sehingga jembatan dapat bergerak secara fleksibel.

Survei Lapangan Pada Proyek Pembangunan Jembatan Integral di Bali (2011)

Tujuan dari kegiatan survei ini adalah untuk menentukan koordinat lokasi jembatan yang baru selesai dibangun melalui GPS (*Global Positioning System*), melakukan pengujian suhu dan menghitung displacement jembatan semi integral. Titik koordinat jembatan tersebut dapat dilihat pada *Tabel 4.1*. berikut :

Tabel 4.1 Koordinat Lokasi Jembatan Integral Ruas Tohpati – Kusamba, Propinsi Bali

No	Nama Jembatan	KM	STA Awal		STA Akhir	
			S	E	S	E
EBL 02						
1	Tukad Unda	28 + 380	08° 33' 37.7"	115° 25' 22.1"	08° 33' 33.6"	115° 25' 34.4"
2	Tukad Jinah	18 + 868	08° 34' 03.9"	115° 23' 39.7"	08° 34' 04.0"	115° 23' 41.8"
3	Tukad Lamba	18 + 223	08° 34' 04.1"	115° 23' 17.8"	08° 34' 03.9"	115° 23' 18.9"
4	Tukad Bubuh	17 + 250	08° 34' 05.9"	115° 22' 46.8"	08° 34' 05.9"	115° 22' 48.0"
5	Tukad Melangit	16 + 225	08° 34' 08.7"	115° 22' 13.5"	08° 34' 08.4"	115° 22' 15.6"
6	Tukad Sang - Sang	14 + 700	08° 34' 36.7"	115° 21' 33.5"	08° 34' 35.0"	115° 21' 34.8"
EBL 01						
1	Tukad Udang - Udang	20 + 062	08° 35' 00.0"	115° 20' 59.4"	08° 34' 59.5"	115° 21' 06.9"
2	Tukad Cucukan IV	17 + 313	08° 35' 53.3"	115° 19' 47.8"	08° 35' 52.4"	115° 19' 49.3"
3	Tukad Mambang	16 + 900	08° 36' 02.6"	115° 19' 37.2"	08° 36' 01.6"	115° 19' 38.8"
4	Tukad Cucukan III	16 + 546	08° 36' 20.8"	115° 19' 28.8"	08° 36' 08.9"	115° 19' 29.3"
5	Tukad Kutuh	15 + 912	08° 36' 20.8"	115° 19' 12.0"	08° 36' 19.9"	115° 19' 13.6"
6	Tukad Petanu	14 + 900	08° 36' 38.1"	115° 18' 42.1"	08° 36' 36.3"	115° 18' 45.1"
7	Tukad Woss	13 + 375	08° 37' 10.3"	115° 18' 04.8"	08° 37' 07.8"	115° 18' 06.7"
8	Tukad Loloan	12 + 745	08° 37' 25.3"	115° 17' 53.1"	08° 37' 23.8"	115° 17' 54.1"
9	Tukad Panti	11 + 574	08° 37' 53.6"	115° 17' 30.9"	08° 37' 52.6"	115° 17' 31.7"
10	Tukad Cekatung	11 + 274	08° 38' 00.0"	115° 17' 25.0"	08° 37' 59.4"	115° 17' 26.3"



Gambar 4.41 Tampak memanjang jembatan Tukad Cucukan IV



Gambar 4.42 Tampak melintang jembatan semi integral Tukad Cucukan IV

Data Teknis Jembatan

Nama Jembatan : Jembatan Cucukan IV
 No. Jembatan : 40.021.00.14B
 Tahun Pembangunan : Tahun 2010
 Lokasi Jembatan : KM 17+313, Ruas Jalan
 Tohpati –Kusamba, Bali
 Koordinat GPS :
 Awal : S = $08^{\circ} 35' 53.3''$,
 E = $115^{\circ} 19' 47.8''$
 Akhir : S = $08^{\circ} 35' 52.4''$,
 E = $115^{\circ} 19' 49.3''$
 Panjang Jembatan : 60,60 m
 Panjang Bentang : 3 x 20 m
 Lebar Lantai Jembatan : 9,30 m
 Tebal Lantai Jembatan : 0,20 m
 Lebar Trotoar : 1,05 m
 Tebal Trotoar : 0,30 m
 Type Gelagar : Plank
 Jumlah Gelagar : 10 Gelagar
 Pondasi Bawah : Bore Pile Dia. 1 m
 Jumlah Pilar : 2 Pilar

Pada pengukuran suhu dan displacement jembatan diambil salah satu jembatan semi integral yaitu jembatan Tukad Cucukan IV.

Pada jembatan jembatan Tukad Cucukan IV dilakukan pengukuran suhu jembatan dan suhu ruang di lokasi jembatan dengan menggunakan termometer. Selain pengukuran suhu juga dilakukan pengukuran pergerakan horizontal dan vertikal dengan menggunakan alat dial dan demec. Pengukuran dilakukan pada abutment untuk arah kota Denpasar dan Gianyar.



Gambar 4.43 Papan nama jembatan semi integral Tukad Cucukan IV

Tabel 4.2 Data Pengukuran Suhu

Jam (WITA)	Arah Denpasar		Arah Gianyar	
	Suhu Ruang	Suhu Jembatan	Suhu Ruang	Suhu Jembatan
11.00	32,6 oC	42,1°C	33,0°C	41,7°C
13.00	33,7 oC	42,8°C	34,3°C	43,5°C
15.00	35,8 oC	43,1°C	36,1°C	44,0°C
03.00	24,2 oC	25,2°C	23,7°C	25,1°C

Tabel 4.3 Hasil Pengukuran Displacement menggunakan Dial

Lokasi	Pengukuran Displacement (mm) Arah Denpasar		Pengukuran Displacement (mm) Arah Gianyar	
	Horizontal	Vertikal	Horizontal	Vertikal
Balok 1	0,000 – 0,003	0,000 – 0,002	0,001 – 0,003	0,000 – 0,002
Balok 2	0,002 – 0,004	0,002 – 0,005	0,002 – 0,005	0,002 – 0,004
Balok 3	0,003 – 0,008	0,003 – 0,006	0,004 – 0,009	0,002 – 0,006
Balok 4	0,005 – 0,010	0,004 – 0,013	0,004 – 0,012	0,005 – 0,012
Balok 5	0,004 – 0,012	0,003 – 0,012	0,004 – 0,012	0,005 – 0,012
Balok 6	0,004 – 0,009	0,007 – 0,010	0,004 – 0,011	0,005 – 0,010
Balok 7	0,004 – 0,008	0,006 – 0,010	0,003 – 0,009	0,005 – 0,011
Balok 8	0,004 – 0,007	0,006 – 0,010	0,003 – 0,007	0,006 – 0,010
Balok 9	0,002 – 0,003	0,005 – 0,010	0,002 – 0,004	0,004 – 0,010
Balok 10	0,000 – 0,002	0,003 – 0,005	0,000 – 0,003	0,002 – 0,004

**Gambar 4.44** Pengukuran Suhu Jembatan**Gambar 4.45** Pengukuran Displacement menggunakan Dial

Tabel 4.4 Hasil Pengukuran Displacement menggunakan Demec

No	Beban (Ton)	Dummy Awal	Analisa Pembacaan Demec												Dummy Akhir
			Abutmen Arah Denpasar						Abutmen Arah Gianyar						
			Balok 3		Balok 5		Balok 7		Balok 3		Balok 5		Balok 7		
1	0	2893	3454,000	0,000	4475,333	0,000	6255,333	0,000	3454,333	0,000	4462,000	0,000	6260,000	0,000	2893,000
2	10	2893	3452,667	0,000	4472,667	0,000	6249,667	0,000	3448,333	0,000	4456,000	0,000	6252,333	0,000	2893,000
3	10	2893	3460,000	0,000	4475,667	0,000	6257,000	0,000	3453,000	0,000	4455,667	0,000	6255,333	0,000	2893,000

Gambar 4.46 Pengukuran Displacement menggunakan Demec



Gambar 4.47 Tampak Melintang Hubungan antara gelagar dengan abutment pada jembatan integral Tukad Cucukan IV



Gambar 4.48 Tampak Samping Hubungan antara gelagar dengan abutment pada jembatan integral Tukad Cucukan IV



Kesimpulan Hasil Survei (2011):

- ❖ Hasil pengukuran suhu jembatan dimana terjadi perbedaan suhu sebesar $18,9^{\circ}\text{C}$, dimana perbedaan tersebut dari hasil pembacaan pada pukul 15.00 WITA dan pukul 03.00 WITA.
- ❖ Hasil pengukuran pergerakan horizontal maupun vertikal jembatan dengan menggunakan Dial untuk pergerakan horizontal paling ekstrem sebesar 0,12 mm lokasi pada balok 5 (posisi tengah lebar jembatan), dan untuk pergerakan vertikal paling ekstrem sebesar 0,07 mm lokasi pada balok 6 (posisi tengah lebar jembatan).
- ❖ Hasil pengukuran regangan dengan menggunakan Demec paling ekstrem sebesar -0,000151 di balok 7. ■

Bab 5

Kriteria Desain Jembatan Integral Prategang untuk Bentang Tunggal dan Menerus

Kriteria Desain Yang Mengacu Pada BA 42/96 (*The Design of Integral Bridges*)

BA 42/96 (*The Design of Integral Bridges*) menyebutkan bahwa jembatan dengan bentang sampai dengan 60 meter hendaknya dibuat sebagai jembatan integral.

Temperatur Efektif Jembatan

❑ *Perubahan Temperatur Efektif Jembatan*

Sebagai akibat dari pengaruh lingkungan yaitu cuaca, iklim dan pemanasan oleh sinar matahari, jembatan akan mengalami perubahan temperatur. Respon jembatan terhadap pengaruh lingkungan berbeda-beda tergantung pada materialnya. Misalnya, untuk kondisi yang sama, temperatur pada jembatan beton akan berbeda dengan jembatan baja. Perubahan temperatur itu ada yang bersifat musiman ada pula yang bersifat harian. Perubahan temperatur yang bersifat musiman lebih besar dari pada yang bersifat harian. Selain itu temperatur dalam jembatan juga tidak

seragam dalam satu jembatan. Adalah sulit untuk menentukan secara akurat pemuaian dan penyusutan jembatan akibat pengaruh cuaca. Oleh karena itu digunakan suatu konsep yang disebut Temperatur Jembatan Efektif atau *Effective Bridge Temperature*, untuk selanjutnya digunakan singkatan EBT.

EBT adalah temperatur yang mewakili temperatur jembatan dan digunakan untuk analisis dan disain jembatan tersebut. EBT adalah parameter yang besarnya dipengaruhi oleh lokasi geografis jembatan dan material jembatan serta sifat perubahan temperaturnya yaitu apakah harian ataupun musiman.

❑ *Effective Bridge Temperature (EBT)*

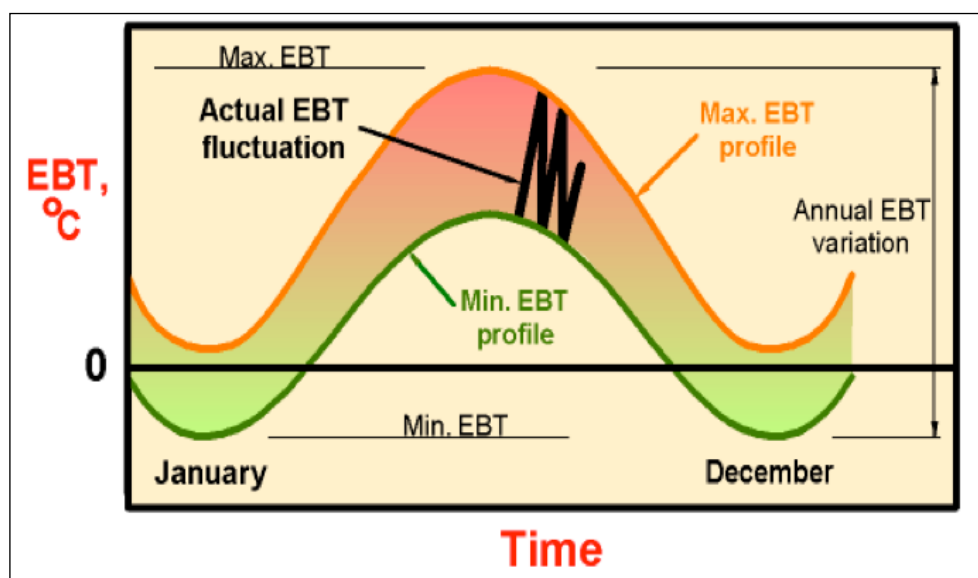
Untuk memperoleh pengertian yang tepat baiklah dipelajari EBT yang telah dibuat oleh negara lain. Disini akan digunakan contoh negara Inggris. Negara Inggris telah melakukan penelitian untuk menetapkan besarnya EBT untuk berbagai wilayah di Inggris untuk berbagai material jembatan. Tentu saja EBT tersebut hanya berlaku untuk wilayah kerajaan Inggris yang pada dasarnya merupakan daerah dengan empat musim dan dekat dengan kutub utara dimana perubahan temperaturnya besar sekali. EBT adalah parameter yang besarnya berubah-ubah dari waktu ke waktu disepanjang tahun. Pada *Gambar 5.1* memperlihatkan contoh variasi

EBT disepanjang tahun. *Tabel 5.1* memperlihatkan variasi EBT untuk berbagai jembatan dan lokasi geografis. *Gambar 5.1* dan *Tabel 5.1* dikutip dari England et al [2000]. Perubahan temperatur harian berbeda pada tiap musim. Perubahan temperatur harian pada musim dingin (winter) besarnya kurang lebih sepertiga sampai seperlima perubahan temperatur di musim panas (summer). Untuk suatu lokasi geografis tertentu nilai EBT jembatan berbeda untuk jembatan dengan material yang berbeda. Hal ini disebabkan karena masing masing material menyerap dan melepas energi secara berbeda. Dengan adanya tabel EBT ini maka perubahan panjang jembatan disepanjang tahun dapat dihitung dengan data panjang jembatan dan koefisien muai panjang material jembatan.

Indonesia adalah negara tropis dengan hanya dua musim. Perubahan temperatur di Indonesia berbeda jauh dari perubahan temperatur di Eropa dan negara-negara empat musim. Perubahan temperatur tersebut dibedakan menjadi perubahan temperatur harian dan musiman. Di negara empat musim perbedaan temperatur antara musim dingin (winter) dan musim panas cukup besar. Di musim dingin temperatur udara berada dibawah nol derajat Celcius. Perubahan temperatur di Indonesia tidak begitu besar dibanding di negara empat musim. Temperatur udara minimum di

Tabel 5.1 Variasi EBT disepanjang tahun di beberapa lokasi di Inggris [England et al, 2000]

Tipe gelagar	EBT/°C	Letak Geografis			
		London	Birmingham	Newcastle	Scottish Highlands
Beton	EBT _{maks}	43	32	29	29
	Variasi EBT musim panas harian maks.	6	6	6	6
	Puncak EBT min. di musim panas	28	26	23	23
	Variasi EBT tahunan	38	42	35	42
	Variai EBT musim dingin harian maks.	1	1	1	1
	EBT _{min}	-4	-10	-6	-13
Komposit (baja-beton)	EBT _{maks}	39	35	34	34
	Variasi EBT musim panas harian maks.	12	12	12	12
	Puncak EBT min. di musim panas	27	24	22	22
	Variasi EBT tahunan	46	51	44	52
	Variai EBT musim dingin harian maks.	3	3	3	3
	EBT _{min}	-7	-15	-10	-18
Boks baja	EBT _{maks}	45	44	42	42
	Variasi EBT musim panas harian maks.	26	26	26	26
	Puncak EBT min. di musim panas	19	18	16	16
	Variasi EBT tahunan	55	64	56	68
	Variai EBT musim dingin harian maks.	10	10	10	10
	EBT _{min}	-10	-20	-14	-26

**Gambar 5.1** Contoh EBT sepanjang tahun.

Tabel 5.2 Perbandingan gerakan jembatan secara harian dan musiman
[England et al, 2000]

Tipe Gelagar	Panjang		Musiman		Musiman panas harian maksimum	%
	m	%	mm	%	mm	
Beton	60	-	13.7	100	2.2	100
Komposit	60	-	16.6	121	4.3	195
Baja	60	-	19.8	145	9.4	427
Beton	60	100	13.7	-	2.2	100
Komposit	50	83	13.7	-	3.6	164
Baja	42	70	13.7	-	6.5	295

Indonesia secara rata-rata mungkin berki-sar pada 15 derajat Celcius dan temperatur maksimum mungkin sekitar 35 derajat Celcius. Mungkin pada lokasi tertentu dapat berada dibawah itu. Akan tetapi temperatur jembatan sama sekali tidak diketahui. Oleh karena itu Indonesia perlu menetapkan EBT untuk berbagai wilayah Indonesia bilamana hendak menerapkan jembatan integral.

Tabel 5.2 memperlihatkan perbandi-ngan antara gerakan harian dan musiman tiga tipe jembatan. Pada tabel tersebut terli-hat bahwa jembatan beton dengan panjang 60 meter untuk perubahan musiman, pergerakan salah satu ujung adalah sebesar 13 mm. Untuk jembatan dengan 20 meter, pergerakan ujung akan sepertiga dari nilai tersebut yaitu 3,3 mm. Untuk bandingan dengan Indonesia dapat dihitung dengan perkiraan dibawah ini.

Perubahan panjang akibat peruba-han temperatur dapat dihitung dengan persamaan yang biasa digunakan dalam ilmu fisika untuk menghitung muai susut akibat perubahan temperatur, yaitu sebagai berikut,

$$\Delta = \alpha L \Delta T \quad (5.1)$$

Dengan pengertian :

Δ adalah perpanjangan atau perpendekan jembatan.

α adalah koefisien muai panjang

L adalah panjang jembatan.

Bilamana EBT musiman maksimum dianggap 35°C dan minimum 15°C dan jembatan terbuat dari beton yang dibangun pada temperatur 25°C maka perubahan panjang adalah dihitung dari selisih tempe-ratur sebesar 10°C (yaitu dari temperatur maksimum).

$$\Delta = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 20000 \cdot 10 = 2,4 \text{ mm} \quad (5.2)$$

Pergerakan satu ujung jembatan adalah separuh dari nilai tersebut yaitu 1,2 mm.

Dari *Tabel 5.2* juga terlihat bahwa jembatan baja mempunyai pergerakan musiman hampir satu setengah kali jembatan beton. Untuk perubahan temperatur harian di musim panas (summer), jembatan baja pergerakan ujungnya adalah 4,27 kali jembatan beton. Dari contoh contoh ini menjadi nyata pentingnya membuat penelitian untuk mendapatkan data EBT di Indonesia.

Tekanan Tanah Lateral

❑ Koefisien tekanan tanah lateral menurut BA 42/96

Dari hasil penelitian diketahui bahwa tekanan tanah lateral meningkat secara signifikan sebagai akibat gerakan siklik abutment menuju (pada waktu jembatan memuai) dan menjauhi (pada waktu jembatan menyusut) tanah backfill. Untuk itu BA 42/96 menetapkan koefisien tekanan tanah lateral K^* untuk memperhitungkan pengaruh pergerakan abutmen. Dibedakan untuk tiga jenis abutmen.

1. *Shallow Bank Pad dan End Screen Abutment*

Untuk ini koefisien tekanan tanah lateral dihitung dengan persamaan :

$$K^* = K_o + \left(\frac{d}{0,25H} \right)^{0,4} \div K_p \quad (5.3)$$

2. *Full height frame abutment*

Distribusi tekanan tanah lateral adalah sebagai berikut :

Dari permukaan tanah sampai dengan setengah tinggi abutment nilai K^* konstan sebesar,

$$K^* = \left(\frac{d}{0,25H} \right)^{0,4} \div K_p \quad (5.4)$$

Selewat setengah tinggi dari atas tekanan tanah adalah konstan dengan nilai K^* menurun menuju level dimana koefisien tekanan tanah sama dengan K_o . Sesudah itu tekanan tanah adalah berdasarkan K_o .

Persamaan (5.3) dan (5.4) menggunakan notasi sebagai berikut :

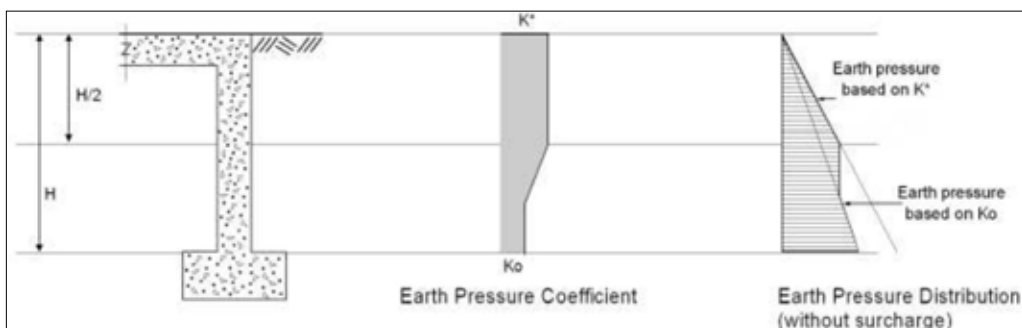
d adalah pergerakan ujung atas abutment akibat pemuaian jembatan;

H adalah tinggi tanah yang ditahan oleh abutmen ;

K_p adalah koefisien tekanan tanah lateral pasif.

K^* adalah koefisien tekanan tanah lateral akibat muai susut jembatan.

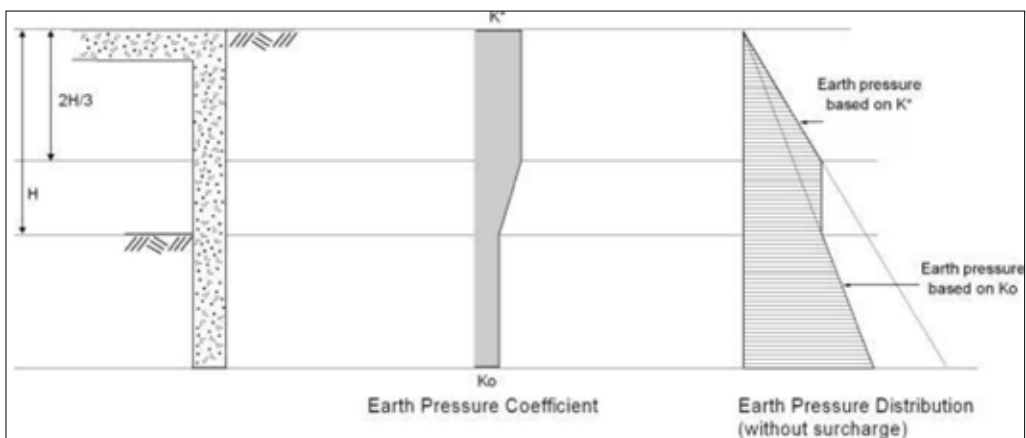
Bilamana hendak digambarkan secara diagram, tekanan tanah lateral tersebut digambarkan pada *Gambar 5.2* di halaman berikut.



Gambar 5.2 Diagram tekanan tanah lateral untuk full height frame abutment

1. Full height embedded wall abutmen

Tekanan tanah lateral untuk full height embedded abutmen, tekanan tanah lateral dihitung sebagai berikut. Dari permukaan tanah sampai dengan dua pertiga tinggi tanah tertahan, nilai K^* konstan (Gambar 5.3).



Gambar 5.3 Diagram tekanan tanah untuk full height embedded abutmen

Menurut BA 42/96 tekanan tanah aktif yang timbul pada waktu jembatan menyusut adalah sangat kecil dibanding tekanan tanah pasif sehingga dapat diabaikan dalam perhitungan.

❑ Hasil penelitian

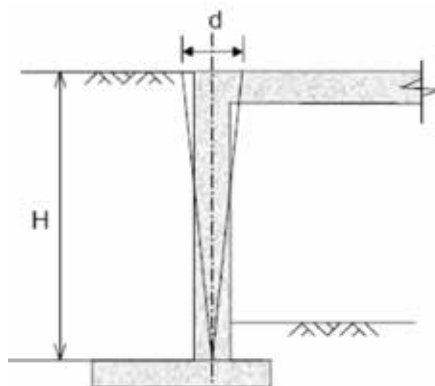
Dari penelitian yang telah dilakukan oleh para peneliti [England et al,2000; Tsang et al,2002; Lock, 2002 dll], diketahui bahwa tekanan tanah lateral meningkat secara signifikan bilamana dinding abutment mengalami pergerakan siklik menuju dan menjauhi tanah backfill. Besarnya peningkatan tersebut dipengaruhi oleh dua hal yaitu :

- ❖ Pergerakan lateral abutment relative terhadap kedalaman tanah sebagai akibat muai susut jembatan. Hal ini dinyatakan dalam besaran rotasi abutment.
- ❖ Kedua adalah banyaknya siklus pergerakan abutmen.

Adapun rotasi abutment didefinisikan sebagai berikut (lihat *Gambar 5.4*)

$$\theta = \frac{d/2}{H} \quad (5.5)$$

Dimana d adalah perpanjangan atau perpendekan akibat perbedaan temperatur maksimum dan minimum. Amplitudo pergerakan abutment adalah $d/2$. BA 42/96 didasarkan pada penelitian oleh England et al. Untuk memahami perilaku tekanan tanah lateral pada jembatan integral, dibawah ini dibahas penelitian oleh England et al [2000] dan beberapa peneliti sesudahnya. Dengan mempelajari penelitian tersebut, akan didapat pemahaman yang komprehensif tentang tekanan tanah lateral pada jembatan integral.



Gambar 5.4 Skema abutment dan deformasinya akibat muai dan susut jembatan

Penelitian England

England dan kawan kawan [2000] membuat penelitian untuk mempelajari meningkatnya tekanan tanah lateral pada permukaan dinding abutment. Penelitian tersebut mensimulasi jembatan integral dengan panjang 60 meter, yaitu batas digunakannya jembatan integral di negara Inggris. Penelitian eksperimental tersebut dilakukan dengan membuat model abutment dengan tanah backfill. Abutment tersebut disambung sendi pada tumpuan bawah. Pengujian dilakukan dengan memberi gerakan rotasi pada abutment. Percobaan dilakukan sebagai berikut :

Pertama, dinding abutment diberi gerakan rotasi siklik dengan empat macam amplitud yang mewakili perubahan temperatur musiman.

Kedua, dinding abutmen diberi rotasi siklik dengan amplitud campuran yaitu

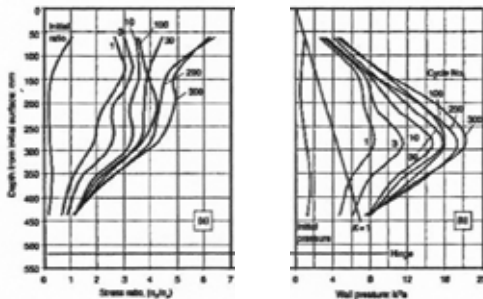
mensimulasi perubahan temperatur musiman digabung dengan perubahan temperatur harian. Kemudian diukur tekanan tanah lateral dan hasilnya dibandingkan dengan tekanan tanah bila dianggap sebagai tekanan hidrostatik.

Hasil percobaan untuk simulasi jembatan dengan panjang 60 meter (amplitudo rotasi 0,125%) ditampilkan pada **Gambar 5.5**. [England, 2002]. Kesimpulan yang diambil dari gambar tersebut :

- ❖ Tekanan tanah meningkat dengan drastis pada beberapa siklus awal (sepuluh siklus pertama ;

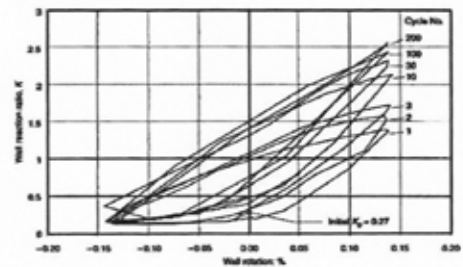
- ❖ Pada siklus selanjutnya sampai dengan siklus 300, peningkatan tekanan tanah lateral hanya 30% ;
- ❖ Tekanan tanah lateral maksimum terjadi pada kedalaman sekitar (0,5 – 0,6) H.

Pada **Gambar 5.6** ditampilkan rasio reaksi dinding K selama pemberian rotasi. **Gambar 5.7** ditampilkan rasio reaksi dinding K terhadap banyaknya siklus. Rasio reaksi dinding K mencapai limitnya pada nilai $K = 2,6$.

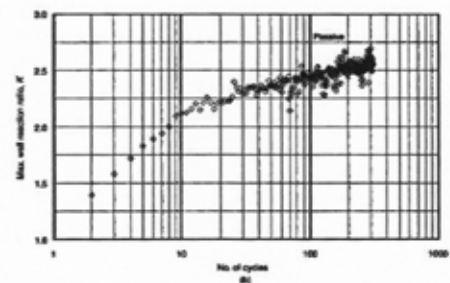
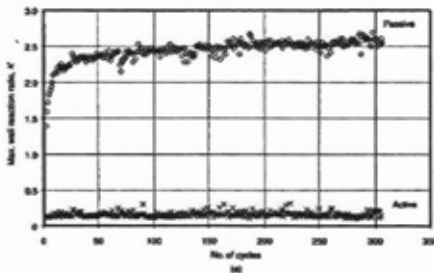


Gambar 5.5 Variasi (a) Rasio tekanan tanah

$R = \sigma_h / \sigma_v$ dan (b) Tekanan tanah lateral terhadap banyaknya siklus gerakan



Gambar 5.6 Variasi rasio reaksi dinding K selama siklus rotasi



Gambar 5.7 Variasi Rasio reaksi dinding K terhadap banyaknya siklus
(a) Untuk skala linier dan (b) untuk skala logaritmis.

Penurunan tanah

Pengamatan terhadap penurunan (settlement) tanah ditampilkan pada **Gambar 5.8**. Dari gambar tersebut disimpulkan bahwa settlement tidak mencapai limit setelah 300 siklus gerakan. Hal ini berbeda dengan reaksi dinding. Hal ini diduga karena adanya mekanisme aliran disamping adanya proses densifikasi (pemadatan).

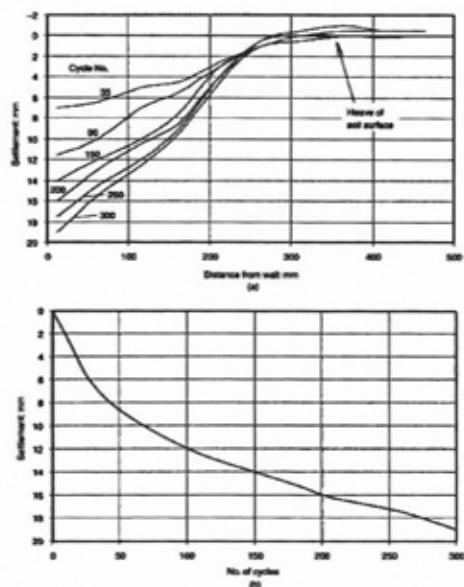
Pengaruh panjang jembatan terhadap tekanan tanah lateral.

Bila jembatan lebih panjang, maka pertambahan panjang akan lebih besar. Untuk ketinggian abutmen yang sama, rotasi akan lebih besar. Maka pengaruh panjang jembatan ditampilkan dalam grafik tekanan tanah lateral terhadap rotasi sebagaimana ditampilkan pada **Gambar 5.9**. Dari gambar tersebut disimpulkan bahwa rasio reaksi dinding akan lebih besar bila rotasi lebih besar. Tetapi England et al menyatakan bahwa sebenarnya hubungannya adalah lebih rumit karena adanya berbagai mekanisme yang berbeda.

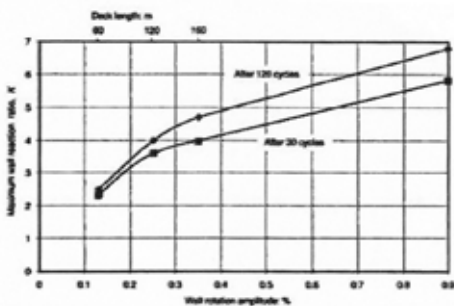
Pengaruh amplitude rotasi juga ditampilkan dalam **Gambar 5.10**. Dalam gambar tersebut ditampilkan pengaruh siklus harian setelah tiap siklus musiman.

Penelitian Tsang et al [2002]

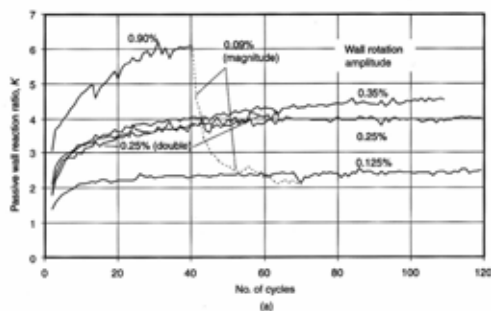
Tsang et al melakukan penelitian untuk mengetahui besarnya tekanan tanah lateral. Penelitian oleh Tsang et al berbeda dengan



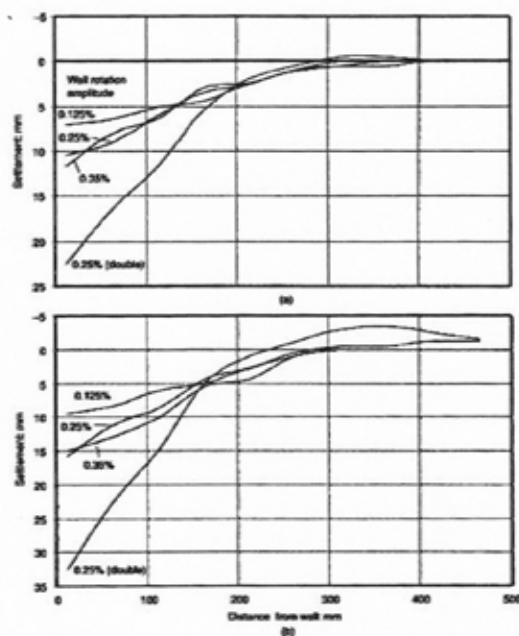
Gambar 5.8 Settlement tanah untuk jembatan 60 meter sebagai fungsi banyaknya siklus



Gambar 5.9 Variasi rasio reaksi dinding terhadap amplitude rotasi



Gambar 5.10 Pengaruh amplitude rotasi dinding terhadap rasio rotasi dinding dalam skala linier [England, 2000]



Gambar 5.11 Pengaruh amplitude rotasi dinding terhadap settlement setelah (a) 35 siklus dan (b) 65 siklus [England, 2000]

England et al dalam hal bahwa England meneliti mekanisme yang disebut **granular flow** dan Tsang meneliti mekanisme yang disebut **granular arch**. Tsang melakukan eksperimen berupa model retaining wall dengan lebar 300 mm dan tinggi 585 mm. Model retaining wall tersebut terletak diantara dua dinding kaca sehingga mekanisme yang terjadi dalam tanah dapat diamati. Dinding penahan tanah tersebut dapat digerakkan secara siklik. Dilakukan dua macam pengujian yaitu pengujian dengan rotasi kecil dan pengujian dengan rotasi besar.

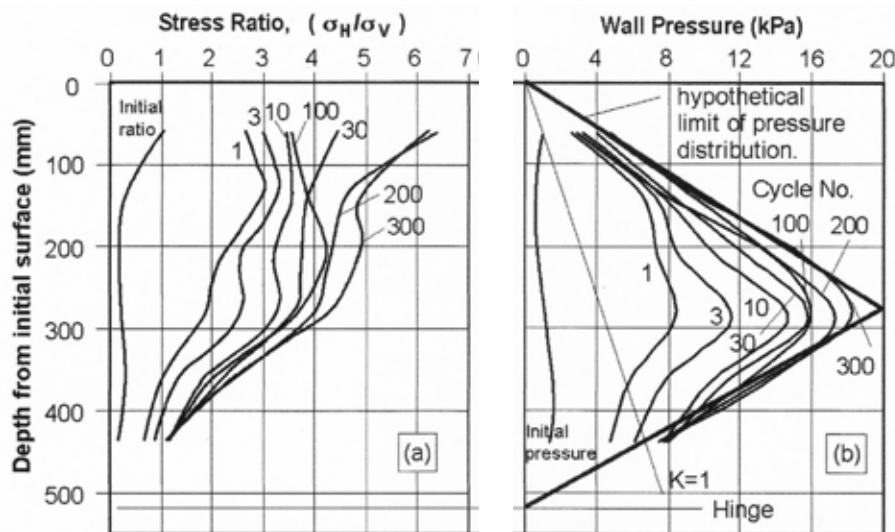
Hasil penelitian tersebut dikutip pada **Gambar 5.12**. Pada gambar tersebut, ditampilkan tekanan tanah pada awal, setelah satu cycle, 3, 10, 30, 100, 200 dan 300 cycle.

Dalam penelitian yang dilakukan oleh Tsang et al [2002] dapat disimpulkan sebagai berikut :

- Tekanan tanah meningkat dengan banyaknya cycle, akan tetapi ada limitnya. Yaitu tekanan tanah lateral tersebut menuju (asimptotis) suatu nilai. Besarnya koefisien tekanan tanah lateral (K) adalah konstan dari permukaan tanah sampai dengan setengah kedalaman tanah dan kemudian menurun sampai dengan pangkal (dasar) dinding ;
- Terjadi proses densifikasi (pemadatan) ;

Untuk siklus sampai dengan 300. Rotasi dinding adalah 0,13 % [Tsang,2002]. Pada gambar tersebut, ditampilkan tekanan tanah pada awal, setelah satu cycle, 3, 10, 30, 100, 200 dan 300 cycle. Kesimpulan yang dapat ditarik dari penelitian Tsang adalah sebagai berikut :

- Koefisien tekanan tanah lateral K meningkat dengan tajam pada tahun tahun awal. Nilai K meningkat dari $K = K_0$ sampai $K = 1$;
- Setelah melebihi satu, nilai K meningkat dengan lebih lambat ;
- Nilai K menjadi konstan setelah berta-



Gambar 5.12 Rasio tegangan dan tekanan pada dinding

hun tahun (untuk kasus yang diriset England lebih dari 120 tahun) ;

- Nilai K tergantung pada rotasi dinding.

Kesimpulan penelitian oleh Tsang mendukung penelitian oleh England.

Diskusi

Penelitian yang dilakukan menunjukkan bahwa tekanan tanah lateral akibat muai susut merupakan fungsi dari amplitude rotasi. Hal itu mendasari *persamaan 5.3* dan *5.4* yang mengandung besaran d/H .

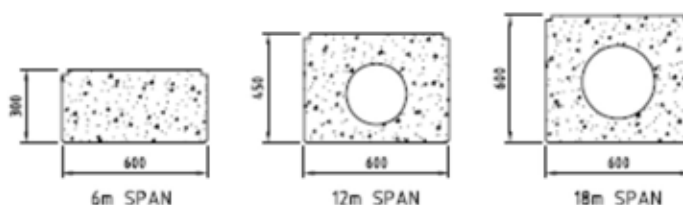
Sebagaimana telah dikatakan oleh England et al [2000] bahwa pengaruh rotasi bersifat kompleks. Maka kepastian validitas persamaan untuk abutment dengan rotasi kecil belum bisa dipastikan.

Kriteria Desain Jembatan Integral Prategang PCP (Prestress Concrete Plank)

Di Australia dan di banyak negara lain, jembatan bentang pendek dirancang dengan pracetak balok beton dan cor-insitu dek slab sedangkan praktek selama ini di Indonesia telah menggunakan cast-insitu, balok beton bertulang dan konstruksi pelat untuk bentang sampai 20 m dengan pracetak (I-balok). Mengingat kesulitan dalam mencapai keberhasilan kualitas kontrol yang bagus, khususnya untuk konstruksi cast-insitu, ada kasus yang baik dibuat untuk pengenalan tipe baru balok pracetak ke Indonesia untuk jembatan bentang jangka

pendek sampai menengah yang dapat dicetak di pabrik dengan kontrol kualitas yang tepat dan mudah diangkut ke lokasi jembatan dan didirikan dengan crane mobile kecil.

Praktek saat ini di Australia adalah dengan menggunakan bentang pracetak dengan cor-insitu dek slab untuk semua jembatan yang kurang dari 20 m. Bentang dapat diletakkan salah satu sisi atau spasi dengan (400 - 500) mm celah antara bentang, pengaturan terakhir sering menjadi lebih hemat biaya. Jarak bentang pada 240 mm sampai 700 mm dan cocok untuk bentang dari 5 m sampai 20 m. Diameter jarak bentang besar menggabungkan 250 atau 300 mm untuk mengurangi berat beban bentang. Khas rincian bentang-bentang adalah sebagai berikut:

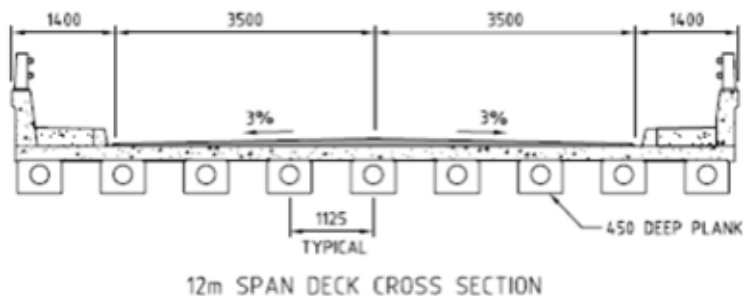


Gambar 5.13 Bentuk Gelagar PCP

Bentang-bentang biasanya pretensioned tetapi juga mencakup penguatan pasif untuk melengkapi pratekan beban kapasitas batas tambahan. Karena campuran prategang dan penguatan pasif, bentang-bentang yang terbaik dan dirancang sebagai urutan pratekan parsial untuk menjelaskan kontribusi tulangan pasif pada beban layan.

Jembatan Integral Dengan Balok Prestress Concrete Plank (PCP)

Untuk contoh kasus, ada lebih dari 140 jembatan dengan bentang antara 6 m dan 20 m yang perlu akan diganti. Oleh karena itu, kesempatan yang sangat baik untuk menggabungkan desain standar pretensioned (serupa dengan yang saat ini digunakan di Australia) untuk menggantikan beton bertulang yang ada desain girder. Detil potongan melintang untuk rentang bentang 12 m, jembatan 7 m dengan lebar 1 m trotoar menggabungkan bentang pratekan ditampilkan di bawah. Detail lengkap bentang diberikan pada *Lampiran A.5*.



Gambar 5.14 Potongan Melintang Jembatan Integral dengan Balok PCP

Desain awal telah dilakukan selama rentang berkisar antara (6 – 20) m berdasarkan draft Standar Nasional Indonesia untuk Jembatan Loading yang menyediakan untuk 50 t truk. Tabel bawah ini merangkum hasil dari kisaran standar dari bentang yang biasa digunakan di Australia menggunakan loading T Indonesia.

Tabel 5.3 Ukuran Balok PCP [EINRIP, 2006]

Bentang Jarak (m)	Tinggi Girder (mm)	Jumlah Standar Max. 12,7φ	Tulangan	Lendutan Batas
6 - 9	300	13	2/22φ	L/3700 - L/1260
9 - 12	375	17	2/22φ	L/1950 - L/990
12 - 15	450	23	2/22φ	L/1000 - L/780
15 - 18	525	25	4/22φ	L/1180 - L/800
18 - 21	600	30	4/25φ	L/1080 - L/780

Untuk bentang lebih panjang lagi, defleksi BMS batas L/800 mempersyaratkan suatu desain. Misalnya, 450 dalam 15 m mencakup bentang memenuhi persyaratan struktural tetapi L/780 defleksi pada pembebanan truk penuh ditambah dampak hanya di luar batas Kode L/800. Dalam hal ini dalam bentang 525 akan dipilih untuk mengurangi lendutan maksimum yang lebih diterima nilai L/1180. Untuk memenuhi kriteria lendutan kode batas atas untuk rentang bentang akan menjadi sekitar 20 m. ■

Bab 6

Analisis Model

Analisis Model Perhitungan Jembatan Integral Dengan Balok Prestress Concrete Plank (PCP)

Desain jembatan integral membutuhkan model struktural yang lebih detil dibandingkan jembatan konvensional dengan bantalan dan sendi dek karena beban di dek sebagian ditentang oleh substruktur karena aksi pemasangan sambungan yang tidak terpisahkan dari dek dengan abutment. beban hidup di geladak menginduksi momen lentur dalam tumpukan yang harus diperhitungkan dalam desain.

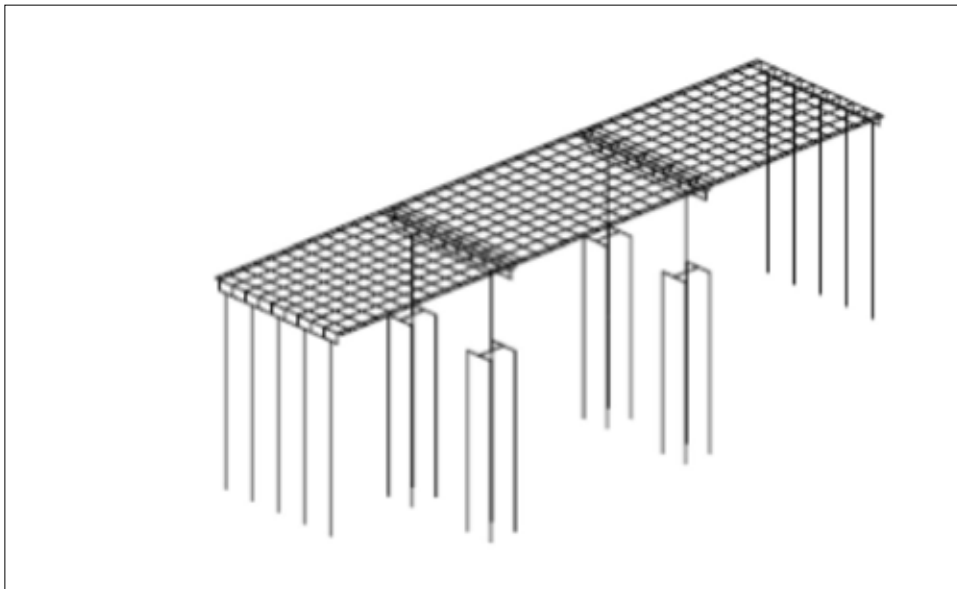
Interaksi tanah harus benar dimodelkan sebagai dampak dari beban penyusutan hidup, dan creep dari geladak, pengereman dan kekuatan gempa hasil semua momen lentur yang mungkin mempengaruhi atau penguatan desain prategang dari tumpukan efek pemendekan dari beberapa creep dan penyusutan menghasilkan momen lentur dalam tumpukan yang meringankan beberapa menit dari beban hidup. Gempa menggabungkan kekuatan dengan penyusutan dan rangkai menghasilkan momen lentur pada tumpukan dan pengaruh beban hidup, setidaknya

untuk jembatan ini, umumnya tidak mengatur desain akan ditampilkan dalam hasil ditabulasi kemudian dalam laporan.

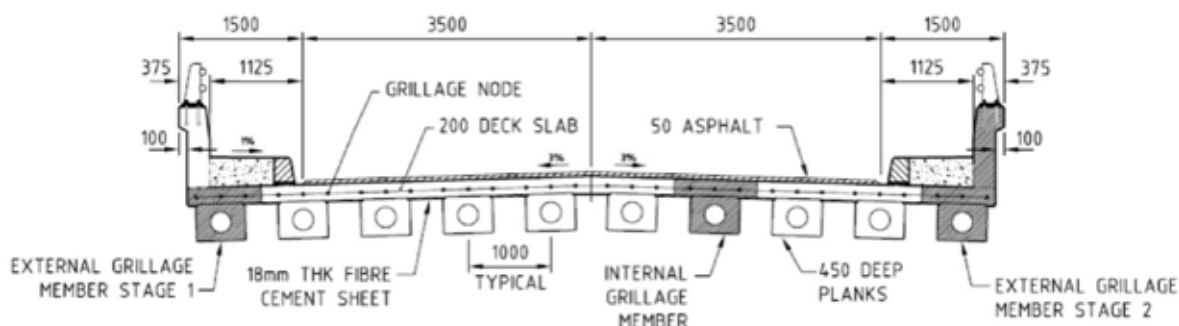
Model rangka ruang mencakup penyangga dan substruktur pier. Tumpuan dimodelkan dalam 1 m segmen dengan tanah air pada node. Kekakuan dari mata air tanah didasarkan pada modulus tanah dasar efektif yang bervariasi tergantung pada arah pembebanan dan apakah beban adalah jangka panjang atau efek transien. Faktor-faktor yang mempengaruhi pemilihan modulus tanah dasar dan kekakuan pegas akan dibahas dalam sub bagian selanjutnya.

Sementara hubungan antara dek dan abutment adalah integral, koneksi pin adalah disediakan di headstock pier. gaya

longitudinal ditransfer dari span rentang melalui pin sehubungan dengan headstock pier. Dalam struktur nyata, link slab menyediakan hubungan antara rentang berdampingan dan pier dihubungkan ke geladak dengan cara 20 mm bantalan karet bantalan tebal. Rotasi balok akibat beban lalu lintas terjadi tentang centroid dari link slab yang menghasilkan defleksi geser kecil dari bantalan karet. Link karet bantalan bantalan dan slab telah dihilangkan dari model struktural dalam hal ini sebagai kekuatan di unsur-unsur dapat dengan mudah dihitung secara terpisah. Model space frame yang diambil dari layar grafis ACES ditunjukkan *Gambar 6.1*.



Gambar 6.1 ACES Space Model Frame



Gambar 6.2 Detail of Grillage Node

Model rangka ruang terdiri dek melintang dan longitudinal serta anggota untuk mewakili substruktur. Anggota longitudinal diberikan bagian properti asumsi setiap tindakan plank komposit dengan lebar 1m slab. Slab ini adalah berubah menjadi sebuah lebar setara 840 mm untuk memperhitungkan selisih nilai E untuk 35 MPa dek slab dibandingkan dengan plank MPa 50. Dua sifat bagian dihitung bagi anggota eksternal. Diasumsikan bahwa ketika penghalang tepi dilemparkan, plank luar bertindak komposit dengan lebar 900 mm pelat. Untuk semua beban berikutnya, luar plank bertindak komposit dengan slab dek dan penghalang. Tepi plank kaku memiliki signifikan berpengaruh terhadap perilaku dek bawah hasil beban hidup di melintang meningkat lentur efek di dek slab.

Anggota slab dek rentang antara balok longitudinal dan dianggap baik 200 slab anggota untuk kesenjangan 400 mm antara plank atau 650 dalam slab (dengan kekosongan 250) untuk bagian lebar 600 mm atas plank. Tumpukan adalah diameter berputar 400 tiang pancang beton dan diasumsikan uncracked kecuali inti beton bertulang yang menghubungkan tiang ke pile cap. Untuk keperluan analisis, maka diasumsikan bahwa 0,5 m atas tumpukan memiliki sifat bagian meruncing bervariasi dari uncracked bagian anulus (75 mm tebal dinding) ke bagian retak mewakili inti beton bertulang bertindak komposit dengan bagian berputar. Di bawah beban hidup, susut dan gempa dan efek creep, tumpukan tikungan lengkungan ganda dan hanya paling atas tumpukan dikenakan retak.

Frame Properties

Tabel 6.1. berikut menyajikan properti grillage yang telah digunakan dalam desain. Bagian sifat grillage melintang sebanding dengan lebar dan hanya lebar 1 m diberikan dalam *Tabel 6.1.*

Tabel 6.1 Ukuran Profil Grillage

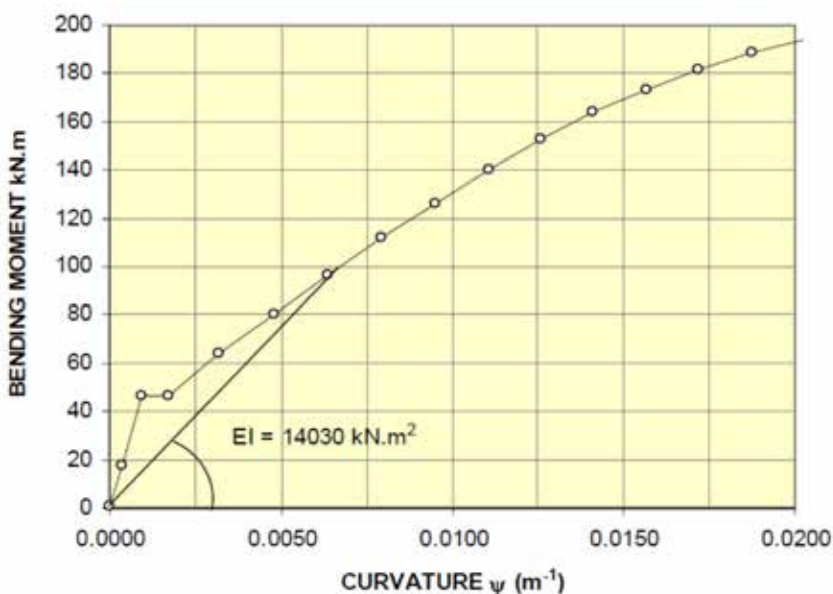
Grillage	Luas	y-bar	I _x (Torsi)	I _y	I _z	Bentuk
Inner balok	0.4328	0.395	0.0266	0.0221	0.0258	
Luar balok (St.1)	0.4160	0.386	0.0256	0.0211	0.0213	
Luar balok (St. 2)	0.6704	0.693	0.0358	0.1622	0.0248	
1000 x 200 lempeng	0.2000	0.625	0.0025	0.0007	0.0167	
1000 x 200 + balok pelat	0.4330	0.393	0.0164	0.0258	0.0328	
Spun pile	0.0753	0.200	0.0024	0.0011	0.0011	
Tumpukan kepala (RC)	0.1178	0.200	0.0015	0.0004	0.0004	
Pier headstock	0,8992	0,500	0,1087	0.0748	0.0606	
Pier Kolom	0.4418	0.375	0.0311	0.0155	0.0155	
Batasan headstock	1.7580	0.810	0.0689	0.4488	0.1624	

Tumpukan adalah terhubung ke pile cap oleh pengisi beton bertulang dari hollow core atas 1 m atas tumpukan. Diasumsikan bahwa pratekan sepenuhnya efektif pada akhir panjang transmisi yang telah diambil sebagai 500 mm. Bagian atas tumpukan karena itu bertindak sebagai bagian beton bertulang dan harus diberikan properti yang berhubungan dengan RC retak bagian. Sifat-sifat retak telah dihitung dengan menggunakan standar balok lentur persamaan:

$$EI = M / \psi \quad (6.1)$$

ψ adalah lengkungan dan M adalah momen lentur yang sesuai (*Gambar 5.17*)

Kekakuan Oleh karena itu sama dengan kemiringan diagram momen kelengkungan yang ditampilkan pada grafik berikut (*Gambar 6.3*) untuk inti tiang dengan beban aksial tetap 375 kN.



Gambar 6.3 Momen Lengkung untuk Core Spun Pile RC

Momen lentur dalam tumpukan bawah beban jangka panjang seperti creep dan susut dikurangi dengan creep. Untuk rekening untuk menghilangkan efek rangkai di tumpukan, yang efektif beton modulus $E / (1 + \phi)$ telah digunakan untuk tumpukan mana ϕ adalah faktor creep diambil sebagai 1,5 untuk jangka panjang dan efek creep penyusutan. Jangka pendek modulus beton normal memiliki telah digunakan untuk semua kasus beban yang lain.

Pile - Interaksi Tanah

Sebuah aspek penting dari desain jembatan yang tidak terpisahkan adalah pemodelan interaksi tanah-tiang. Untuk penyangga konvensional dengan tumpukan menyapu, gerakan longitudinal tumpukan abutment cap relatif kecil dan oleh karena itu interaksi antara tiang dan tanah tidak memiliki pengaruh signifikan pada desain tumpukan. Untuk penyangga dengan tumpukan vertikal dan terutama mereka yang hanya satu baris, pemendekan supra-struktur karena creep dan susut dan gerakan yang timbul dari dan traksi kekuatan gempa, menyebabkan lentur saat-saat yang langsung berhubungan dengan kekakuan gabungan tumpukan dan sekitarnya tanah. Untuk menghitung momen lentur dalam tumpukan, kekakuan tanah harus termasuk dalam pemodelan struktur.

Dari sudut pandang teoretis, tanah yang terbaik diwakili sebagai kontinum elastis tetapi ini umumnya bukan merupakan pendekatan yang sangat praktis untuk desain jembatan yang paling dan, untuk alasan itu, sederhana “balok di mata air” model, berdasarkan teori-reaksi tanah dasar biasanya diadopsi untuk account untuk interaksi tanah-tiang. Model reaksi tanah dasar perilaku tanah ciri tanah sebagai rangkaian yang tidak terkait secara linear-elastis sehingga mata air tanah tekanan p dan defleksi δ pada suatu titik berhubungan

melalui modulus reaksi tanah dasar yang untuk pembebanan horisontal, dinotasikan sebagai kh . Dengan demikian,

$$p = kh \cdot \delta \quad (6.2)$$

dimana kh memiliki satuan gaya/panjang³. Analisis perilaku tiang menggunakan tanah dasar Pendekatan reaksi membutuhkan pengetahuan tentang variasi kh sepanjang tumpukan. Hal ini biasanya diasumsikan bahwa untuk tanah liat modulus konstan dengan kedalaman dan untuk tanah butiran, modulus meningkat secara linear dengan kedalaman. Tanah dari permukaan tanah hingga kedalaman (7-10) diameter tiang pertama yaitu (3-4) m (untuk 400 tumpukan diameter) exerts paling berpengaruh terhadap perilaku tiang. Sifat-sifat tanah di bawah kedalaman ini umumnya kurang kritis.

Modulus Reaksi Subgrade

Tanah dasar modulus nilai yang dapat digunakan untuk menghitung kekakuan tanah air didasarkan pada empiris korelasi dengan sifat tanah lainnya seperti kekuatan geser undrained c_u , SPT ‘N’ nilai dan modulus sekan tanah E_s . Poulos dan Davis memberikan beberapa panduan yang berguna untuk menghitung kh nilai-nilai dan ini adalah sebagai berikut:

1. Tanah kohesif (kh konstan dengan berbagai kedalaman)
Broms telah terkait kh ke E modulus

Tabel 6.2 Nilai n_h (KPa/m) untuk pasir

Relative Density kepadatan Relatif	Loose	Medium	Padat
nhh, dry or moist sand, kering atau lembab pasir	2,425	7,275	19,400
nhh, submerged sand, terendam pasir	2,385	4,850	11,780

garis potong 50 sebesar 50% dari kekuatan utama dalam undrained tes sebagai

$$kh = 1,67 \cdot E_{50} / D \quad (6.2)$$

Menggunakan nilai E_{50} sebesar 50 hingga 200 kali kuat geser undrained c_u , (Skempton)

$$kh = (80-320) \cdot c_u / D \quad (6.3)$$

- Non-kohefif Tanah (kh meningkat secara linear dengan kedalaman)

Untuk tumpukan di pasir modulus tergantung hanya pada kerapatan pasir dan lapisan tanah penutup tekanan.

$$kh = N_h \cdot Z / d \quad (6.4)$$

Khas nilai-nilai n_h dilaporkan oleh Terzaghi (dikonversi dari ton/ft³ untuk kPa/m) dapat dilihat pada **Tabel 6.2**.

Untuk desain jembatan Kaloling, dengan tidak adanya hasil laboratorium untuk tanah, telah diasumsikan bahwa tumpukan yang tertanam dalam tanah lempung sedang dengan kuat geser undrained dari 50 kPa. Dengan asumsi $kh = 200 \cdot c_u / D$ modulus tanah dasar untuk tiang/mata air tanah telah diambil sebagai 25.000 kPa.

Kekuatan gempa longitudinal yang menolak sebagian oleh tiang dalam lentur dan sebagian oleh bumi tekanan pada din-

ding belakang abutment. Sebagai gerakan selama pembebanan gempa tidak mungkin untuk memobilisasi tekanan tanah pasif penuh mata air telah diterapkan ke node yang digunakan untuk model dinding penyangga dan pile cap didasarkan pada asumsi bahwa pengurukan akan setara dengan pasir padat menengah dengan sebuah n_h / Nilai sebesar 7275 kPa m.

Meskipun biasanya diasumsikan bahwa kh konstan dengan kedalaman, direkomendasikan bahwa tiang Nilai pegas ditentukan dari E_{50} nilai dari tes geser undrained yang harus tersedia pada 1,5 interval di sepanjang tumpukan. Seperti dijelaskan sebelumnya, tanah di tumpukan diameter (7-10) atas tumpukan memiliki pengaruh yang paling dan penyelidikan untuk menentukan kh harus paling menyeluruh di daerah ini.

Tekanan Tanah

Hubungan antara p tekanan tanah dan defleksi δ , adalah non-linear. Tekanan di dekat bagian atas tiang di mana kebutuhan terbesar defleksi diperiksa terhadap resistansi tanah utama yang diberikan oleh yang lebih rendah dari nilai berikut :

$$P_u = (3 + \gamma z / c_u + 0.5z / d) \cdot c_u \quad (6.5)$$

$$\text{atau} \\ Pu = 9c_u \quad (6.6)$$

keterangan :

γz = overburden tekanan pada kedalaman yang diperlukan z

c_u = kekuatan geser undrained di kedalaman z

Dalam kasus di mana tekanan melebihi nilai membatasi, musim semi tanah digantikan oleh sebuah gaya sama dengan resistansi tanah utama.

Efek Pile Group

Nilai kekakuan pegas Pile berdasarkan kelas sub modulus tanah harus diperbaiki untuk account untuk interaksi antara tumpukan berdekatan. Jarak dari tiang dalam arah pembebanan adalah kepentingan utama dan pusat-ke-pusat jarak minimal $8d$ diperlukan jika kelas modulus nilai sub penuh yang akan digunakan. Bagi sebagian besar jarak tiang praktis, faktor reduksi harus diterapkan. Untuk beban diterapkan normal garis tiang tidak ada pengurangan Faktor perlu disediakan tumpukan berjarak lebih dari $3d$ terpisah. Pengurangan berikut faktor-faktor yang direkomendasikan oleh Poulos & Davis untuk “ jarak normal “

- 2 tumpukan : $keff / Kh = 0,50 \quad (6.7)$
- (3 – 4) tumpukan : $keff / Kh = 0,33(6.8)$
- 5 atau lebih tumpukan :
 $keff / Kh = 0,25 \quad (6.9)$

Untuk jembatan Kaloling, kelompok

tiang penyangga terdiri dari deretan 5 tumpukan spasi di $5d$ dan pier kelompok tiang memiliki 2 tiang dalam baris spasi di $4d$. Faktor reduksi 0,25 telah diterapkan pada tanah penyangga mata air di arah lateral dan untuk sebuah mata air tanah pier faktor 0,5 telah digunakan.

Loading siklik dan Efek Creep

Kekakuan tanah untuk lempung berkurang sebagai akibat dari creep dan beban siklik. Untuk memperhitungkan creep tanah, faktor penurunan 0,3 disarankan oleh Poulos dan Davis. Pengaruh siklik loading juga mengakibatkan penurunan modulus tanah efektif sehingga dapat diharapkan bahwa untuk jangka panjang creep dan penyusutan, dikombinasikan dengan gerakan termal siklik, yang efektif kekakuan pegas akan berkurang hingga kurang dari 30 % dari nilai yang dipakai untuk memuat transien seperti gempa bumi dan beban hidup pengereman.

Faktor reduksi 0,3 telah digunakan untuk jangka panjang beban. Hal ini dianggap konservatif sebagai efek tanah creep kemungkinan akan lebih besar bila digabungkan dengan siklik gerakan termal.

Ada juga beberapa bukti yang menunjukkan bahwa kekakuan efektif tanah kohesif di bawah beban gempa dapat secara signifikan lebih besar daripada nilai-nilai laboratorium normal Namun, di kasus

ini, data tidak memadai untuk menjamin mengadopsi nilai kekakuan yang lebih tinggi untuk gempa loading.

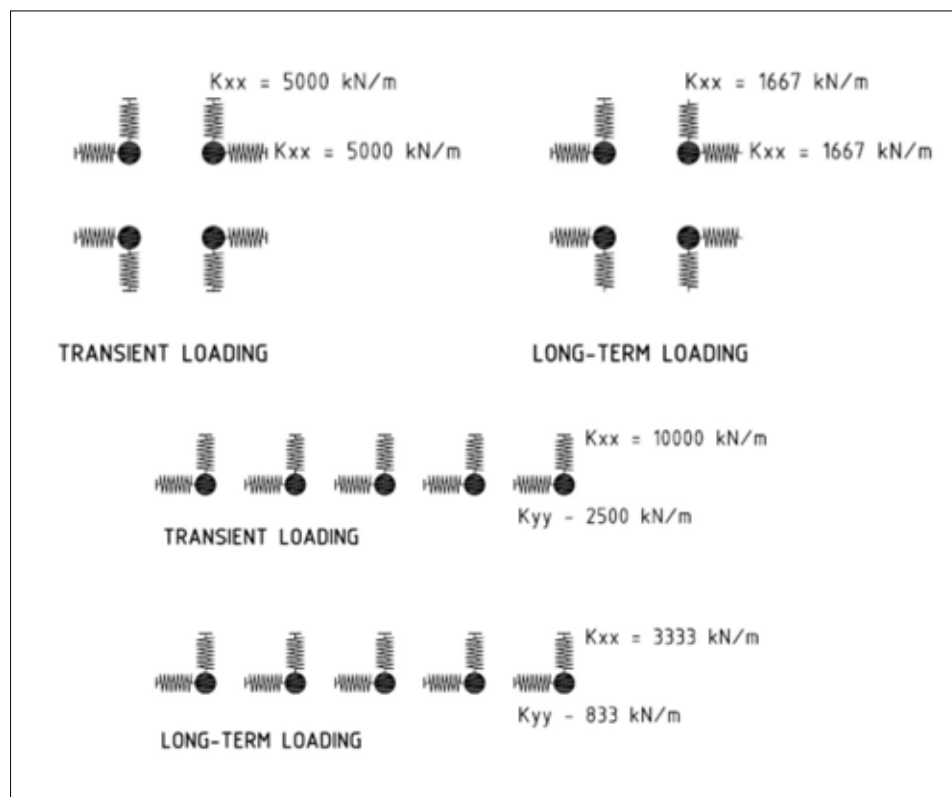
Sketsa pada **Gambar 6.4** menyajikan nilai-nilai yang digunakan dalam analisis perilaku tanah pada pile abutment.:

Pemodelan Tahapan Konstruksi

Dalam rangka untuk sampai pada akhir distribusi momen lentur dalam berbagai komponen yaitu plank jembatan pracetak, pelat dek, pier dan headstocks pangkal dan tumpukan itu diperlukan

untuk membuat model untuk mensimulasikan setiap tahap konstruksi. Misalnya, plank diangkut ke situs dan didirikan ke bantalan di pier dan tiang headstocks abutment topi dan dek slab kemudian cor. Plank bersikap sederhana dan didukung anggota sebagai momen lentur dan gaya geser dapat dihitung dengan teori balok sederhana.

Selama tahap pertama pembangunan, beban dari plank, termasuk eksentrisitas apapun, diterapkan pada headstocks penyangga dan kekuatan yang ditransfer langsung ke dalam tumpukan. Untuk tahap



Gambar 6.4 Hubungan Sifat Tanah Terhadap Abutment

ini, model komputer terdiri dari yayasan dan substruktur tanpa dek. Muatan dari plank bersama-sama dengan beban mati dari selesai abutment sebagian diterapkan untuk struktur bersama-sama dengan eksentrisitas. Beban aksial yang dihasilkan dan momen lentur yang ditabulasikan sehingga mereka dapat dikombinasikan dengan hasil dari tahap kemudian konstruksi.

Dek slab awalnya cor dengan sambungan konstruksi dekat setiap ujung bentang. Final beton tuangkan di abutment memberikan kontinuitas untuk abutment terpisahkan. Dek ini diselesaikan oleh casting lembaran masing-masing link di atas pier. Pada tahap ini tindakan plank komposit dengan dek slab. Beban beton basah dari tepi hambatan diterapkan ke ruang model bingkai yang merupakan tahap kedua konstruksi.

Model komputer dan akhir tahap ketiga pembangunan identik dengan yang kedua panggung kecuali bahwa plank terluar ditugaskan properti bagian untuk bertindak plank komposit dengan slab dek dan penghalang tepi. Perbedaan besar dalam kekakuan plank luar memiliki dampak yang signifikan terhadap distribusi beban lalu lintas antara plank dan meningkatkan melintang lentur pada pelat dek. Sisanya dilapiskan mati beban termasuk dari pendekatan dan sayap dinding slab diterapkan ke ruang akhir bingkai model jembatan serta tindakan sementara dari beban hidup,

gempa bumi, temperatur perubahan, aliran sungai dan log berdampak pada pier.

Efek jangka panjang creep dan penyusutan memerlukan analisis yang terpisah untuk memungkinkan untuk jangka tanah musim semi sifat-panjang dan modulus elastisitas untuk mengurangi tumpukan ke account untuk rangkai beton. Sebagai momen lentur diinduksi dalam tumpukan karena pemendekan dek secara langsung proporsional terhadap kekakuan lentur dan kekakuan dari sekitarnya tanah, penting bahwa tiang dan musim semi tanah mencerminkan sifat-sifat jangka panjang dari loading.

Momen lentur, geser dan gaya aksial dari masing-masing model tahap konstruksi ditabulasi dan dikombinasikan untuk servis dan beban batas untuk menghasilkan desain akhir kekuatan untuk setiap komponen jembatan.

Pembebanan Jembatan

Beban Mati

Beban mati di antaranya terdiri dari :

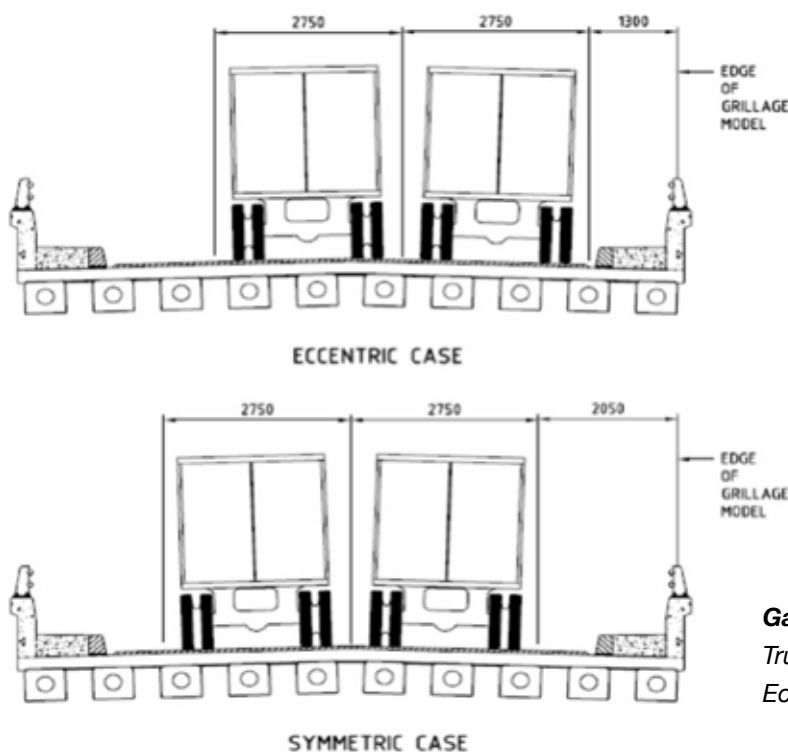
Beton = $25,0 \text{ kN} / \text{m}^3$

Serat-semen = $17,2 \text{ kN} / \text{m}^3$

Aspal beton = $22,0 \text{ kN} / \text{m}^3$

Tanggul Isi = $20,0 \text{ kN} / \text{m}^3$

Aspal beton (AC) telah diambil sebagai 50 mm tebal dengan penyisihan overlay dari 50 mm tambahan dan faktor oleh 2 dalam kombinasi beban ULS.



Gambar 6.5 Posisi Truck Symmetric & Eccentric

Beban Lalu Lintas

Beban Hidup telah diterapkan sesuai dengan rancangan Standar Indonesia Jembatan Loading Kode RSNI T-02-2005. Sebagai bentang relatif singkat, hanya T-bean telah dipertimbangkan dalam desain. The (50 t) truk diposisikan baik eksentris dan simetris di jalur lalu lintas untuk menghasilkan efek desain maksimum di luar dan batin balok seperti ditunjukkan pada sketsa di atas.

Beban Hidup

Beban Hidup telah diterapkan sesuai dengan rancangan Standar Indonesia Pembebanan Jembatan RSNI T-02-2005.

Beban Rem

Kekuatan pengereman telah direvisi dalam Rancangan Loading Code. Menurut BMS, yang gaya pengereman minimum untuk jembatan sampai 80m panjangnya adalah 250 kN terlepas dari jembatan lebar, namun Rancangan Kode menentukan 5% dari D “loading” per lajur. Dalam hal ini, pengereman berlaku untuk jembatan panjang 40m adalah sekitar 100 kN / jalur yaitu kekuatan total desain 200 kN. Seperti dengan beban lalu lintas, load factor ULS diambil sebagai 1,8

Temperatur

Sesuai dengan Kode, jembatan telah dirancang untuk rentang temperatur dari 15°C sampai 40°C asumsi nilai rata-rata 27,5° C. Untuk perubahan suhu yang tidak terpisahkan jembatan menimbulkan double curvature di tiang penyangga yang harus dikombinasikan dengan pengaruh creep dan susut dan momen lentur akibat beban hidup. Umumnya, efek ekspansi jembatan menambah momen yang disebabkan oleh beban lalu lintas sedangkan penurunan suhu menambah dan merayap efek penyusutan.

Karena creep strain dan penyusutan adalah (2 – 3) kali alunan termal, tidak masuk akal untuk mengasumsikan bahwa efek pemendekan creep dan creep dan meniadakan penyusutan pengaruh kenaikan suhu dalam beberapa bulan jembatan yang sedang diselesaikan dan itu adalah Oleh karena itu tidak perlu untuk mempertimbangkan kombinasi beban hidup dan ekspansi termal di desain tumpukan. Namun demikian, dalam hal ini, beban hidup + kasus ekspansi temperatur dimasukkan tetapi ditemukan tidak kritis.

Susut Rangkak

Rangkak dan penyusutan strain di plank pracetak harus diperhitungkan dalam perhitungan kerugian prategang dan juga untuk efek pemendekan dalam struktur jembatan. Untuk tujuan perhitungan memperpendek dek, telah konser-

vatif telah diasumsikan bahwa plank akan minimal 3 bulan sebelum lembaran link dilemparkan untuk membuat geladak terus menerus untuk susut dan gerakan merayap. Penyusutan sisa dan creep yang terjadi setelah pengecoran yang lembaran link akan menimbulkan momen lentur dalam tumpukan yang harus dimasukkan dalam desain.

Muai Susut

Penyusutan setiap saat setelah dimulainya pengeringan diberikan sebagai berikut persamaan:

$$\epsilon_{cs} = K_1 \epsilon_{CSB} \quad (6.10)$$

keterangan :

K_1 = Koefisien regangan susut

ϵ_{CSB} = Regangan susut pokok secara 700 x 10⁻⁶

Faktor Penyusutan K_1 adalah ketebalan yang berdiri sendiri di atas hipotesis t_h yang mana deck diberikan oleh persamaan

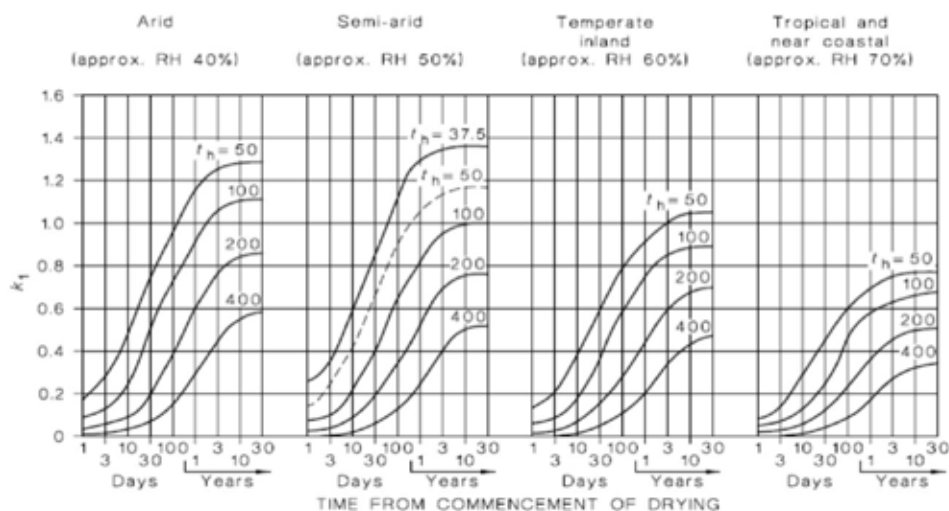
$$t_h = 2A_g / u_e \quad (6.11)$$

keterangan

A_g = beban daerah setempat

u_e = lingkaran luar + 50% beberapa kekosongan parameter = 200 mm

Menunjuk grafik pada *Gambar 6.6* untuk kondisi tropis, nilai k_1 sesudah 3 bulan dan 30 tahun berturut – turut dengan 0.25 dan 0.50. Oleh karena itu hasil penyusutan (0.5-0.25) = 0.25 memberikan nilai dari $\epsilon_{cc} = 175 \times 10^{-6}$.



Gambar 6.6 Koefisien Penyusutan Tegangan k_t

Rangrak (Creep)

Tegangan rangrak (creep) pada setiap waktu t setelah diberikan beban awal mengikuti persamaan :

$$\epsilon_{cc} = k_2 k_3 \varphi_{ccb} f_{ci} / E_c \quad (6.12)$$

keterangan :

k_2 = Koefisien creep

k_3 = Koefisien maturity

φ_{ccb} = Koefisien dasar creep 2.0 untuk beton 50 MPa

f_{ci} = Menunjukkan tegangan beton pada pusat luasan plank dengan kata lain P/A

E_c = Modulus elastisitas beton = 35,750 MPa

Untuk menghitung kehilangan pra-tegang, f_{ci} adalah tegangan awal compressive pada level pusat luasan tegangan strand; bagaimanapun untuk semua efek penyusutan deck, f_{ci} mewakili pusat luasan tegangan pada bagian plank cross.

Koefisien creep k_2 pada 3 bulan dan setelah 30 tahun dapat di baca dari grafik (pada halaman ini) ntuk kondisi tropis berturut – turut 0.25 dan 0.58 memberikan nilai sisa 0.35.

Koefisien maturity adalah tergantung pada kekuatan beton pada saat pergantian prategang. Untuk memperbaiki tenaga beton itu di asumsikan bahwa tegangan tekan pada pergantian adalah 40 MPa. Untuk perbandingan kekuatan $f_{cm}/f_c = 0.8$, koefisien maturity $k_3 = 1.25$

Nilai Pengganti untuk k_2 , k_3 , f_{ccb} dan E_c kedalam persamaan 4.2 memberikan sisa tegangan creep adalah $24.5 f_{ci} \times 10^{-6}$.

Nilai dari f_{ci} adalah 5.5 MPa untuk rentang 1 dan 3 dan 9.0 MPa untuk massa 2. Untuk menghitung keseluruhan penyusutan jembatan, nilai bobot rata – rata dari f_{ci} =

7.0 MPa telah di disetujui, memberikan sisa tegangan creep 175×10^{-6}

Jumlah keseluruhan sisa creep dan penyusutan tegangan pada planks setelah melempar link slabs oleh karena itu 350×10^{-6} .

Secara normal itu berbeda penyusu tegangan antara deck slab di tempat semula dan beton plank. Bagaimanapun pada kasus ini, menghitung penyusutan pada deck slab juga 350×10^{-6} artinya yang mana kedua planks dan deck slab bersamaan akan menyingkat waktu tanpa mempengaruhi menahan kekuatan.

Efek penyusutan untuk sisa creep and penyusutan tegangan telah diperagakan pada ACES dekat menugaskan koefisien suhu 10×10^{-6} membujur ke anggota deck dan menerapkan perubahan suhu pada -35°C .

Sebagai catatan sebelumnya, menekankan pembengkokan timbul dalam tiang dari efek jangka panjang creep dan penyusutan secara parsial mengurangi dekat creep. Modulus effective $E_{\text{eff}} = E_c / (1 + \phi)$ telah digunakan untuk tiang dimana ϕ akibat 1.5.

Beban Gempa

Beban gempa telah dihitung sesuai dengan mendasarkan Kode pada quasi-static kekuatan dasar shear

$$T_{EQ} = C.S.I.W_T \quad (6.13)$$

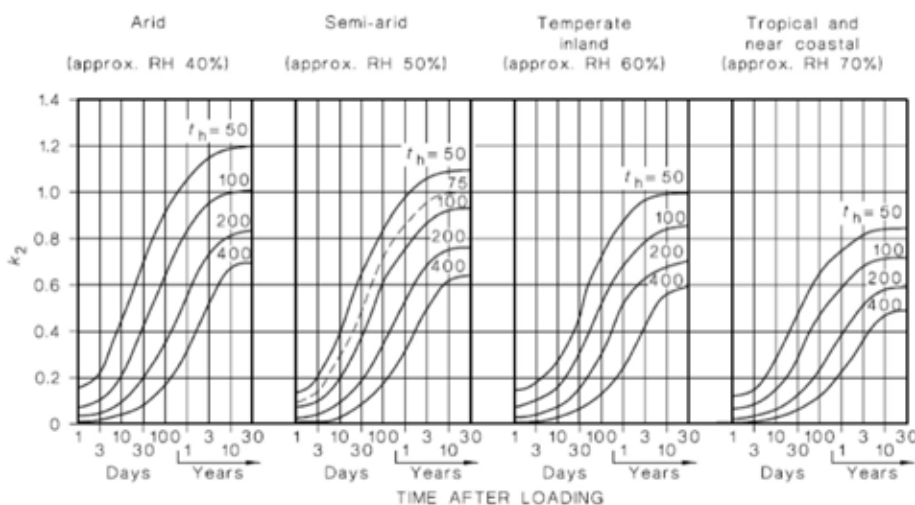
dimana:

C = Koefisien Dasar Shear untuk daerah 4, masa dan kondisi tempat

I = Faktor Penting (diambil 1.0)

S = Faktor Tipe Struktur

W_T = Beban Mati (berat sendiri ditambah melapiskan beban mati)



Gambar 6.7 Koefisien rangkak k_2

Koefisien Dasar Shear

Koefisien dasar shear diperoleh dari berdasarkan kondisi tanah untuk menghitung waktu getaran dalam bentang membujur dan arah garis melintang.

Frekwensi dasar pada jembatan dalam bentang membujur dan arah garis melintang dihitung menggunakan ACES, yang berdasarkan contoh kemudahan pada struktur. Untuk frekwensi bentang membujur, contoh dinamis terdiri atas bagian garis melintang pada struktur yang berisi satu tiang penyokong oleh tanah liat pada setiap kepala jembatan dan 2 planks dengan massa sama hingga 20% dari total berat. Pier menggantikan dengan yang liat. Frekwensi dasar pada jembatan dalam garis melintang telah ditemukan hingga 6.6 Hz member waktu getaran hingga 0.15 detik.

Dalam arah kesamping, contoh dinamik terdiri atas satu baris tiang kepala jembatan, tanah liat dan kepala lepas didukung oleh garis mendarat liat dengan kekakuan yang sama dengan pier. 50% dari massa bangunan atas mempergunakan hingga kepala lepas. Frekwensi dasar dari getaran telah ditemukan hingga 4.2 Hz atau waktu getaran adalah 0.24 detik. Koefisien dasar shear adalah 0.15 untuk kedua batang membujur dan arah melintang.

Faktor Kepentingan

Untuk jembatan faktor kepentingan adalah 1.0

Faktor Tipe Struktur

Struktur ini terdiri dari sebuah struktur dengan zona potensi engsel terletak di hubungan antara tiang dan pile cap abutment. Struktur Oleh karena itu telah diambil sebagai Tipe "A" - sepenuhnya ulet dan monolitik. Faktor F framing diberikan dalam rumus sebagai berikut :

$$F = 1.25 - 0.025 n \quad (6.14)$$

Keterangan :

n = jumlah sendi plastis melawan deformasi lateral = 10 (tiang/sendir headstock)

Dengan asumsi bahwa ada 10 sendi plastis potensial (sesuai dengan jumlah tiang), F faktor framing sama dengan 1,0 dan faktor jenis struktur juga sama dengan 1,0 untuk Jembatan Tipe A.

Mensubstitusikan nilai untuk C, S dan I di dalam *Persamaan 4.3*, gaya geser dasar, T_{EQ} dihitung untuk menjadi 15% . Pembebanan gempa diterapkan di ACES sebagai 15% dari total massa struktur dalam setiap arah.

Tekanan Tanah

Kekuatan tekanan normal bumi pada dinding belakang abutment meningkat selama gempa bumi dan untuk penyangga kantilever perlu untuk memasukkan tambahan bumi tekanan kekuatan dalam desain. Dalam kasus jembatan integral, gempa bumi mengemudi aktif tekanan pada salah satu penyangga ditolak oleh tekanan pasif pada abutment lainnya. Untuk desain

tujuan, telah diasumsikan bahwa tekanan pasif penuh mungkin tidak dimobilisasi di menolak abutment dan karena itu, tekanan tanah perlawanan di dinding abutment telah dimodelkan sebagai pegas sesuai teori

$$P_a = 0.5 \cdot \gamma H^2 (1 - k_v) \cdot K_{AE} \quad (6.15)$$

$$KE = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \theta) \left[\frac{1 + \sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\varphi + \delta) \cos(\varphi - \theta)} \right]} \quad (6.16)$$

Keterangan :

α = Kemiringan dinding belakang (nol dalam kasus ini)

β = Kemiringan dinding belakang (nol dalam kasus ini)

δ = Sudut gesek dinding (diambil sebagai nol untuk pembebanan dinamis)

k_v = Koefisien percepatan vertikal (diasumsikan nol)

k_h = Horizontal percepatan koefisien (diambil sebagai 0,15)

θ = $\text{Arctan}(k_h / (1 - k_v))$ (8.53°)

φ = Sudut gesekan tanah urukan (diambil sebagai 30°)

Mensubstitusi nilai-nilai di atas dalam persamaan Mononobe-Okabe, gempa bumi aktif koefisien, K_{AE} ditemukan menjadi 0,43 atau sekitar 30% kenaikan tekanan aktif normal.

Tekanan kekuatan bumi total dari beban gempa harus dihitung 140 kN membandingkan dengan kekuatan gempa

subgrade-reaksi. Kekuatan tekanan tanah selama gempa bumi telah dihitung menggunakan persamaan Mononobe-Okabe sebagai berikut :

dari dek 866 kN. Ini adalah beban longitudinal diterapkan pada model spaceframe ACES. Untuk gempa lateral, tekanan tanah kekuatan diterapkan pada wajah bagian dalam wingwalls abutment ditemukan untuk menjadi 30 kN yang termasuk dalam dengan gaya inersia dari dek.

Analisis dan Evaluasi

Pile Abutment

Tiang lentur lengkungan ganda dan momen maksimum terjadi di atas tiang di sambungan beton bertulang ke kepala abutment. Contoh distribusi momen lentur terlihat pada **Gambar 6.8**. Hal ini dapat dilihat bahwa tinggi momen lentur di atas 2 m tiang sangat curam dan oleh karena itu hanya di dibutuhkan untuk mengecek kapasitas struktur pada momen puncak di tempat lain jauh lebih kecil. Juga, perhatikan bahwa tumpukan pier menarik momen lentur sangat sedikit.



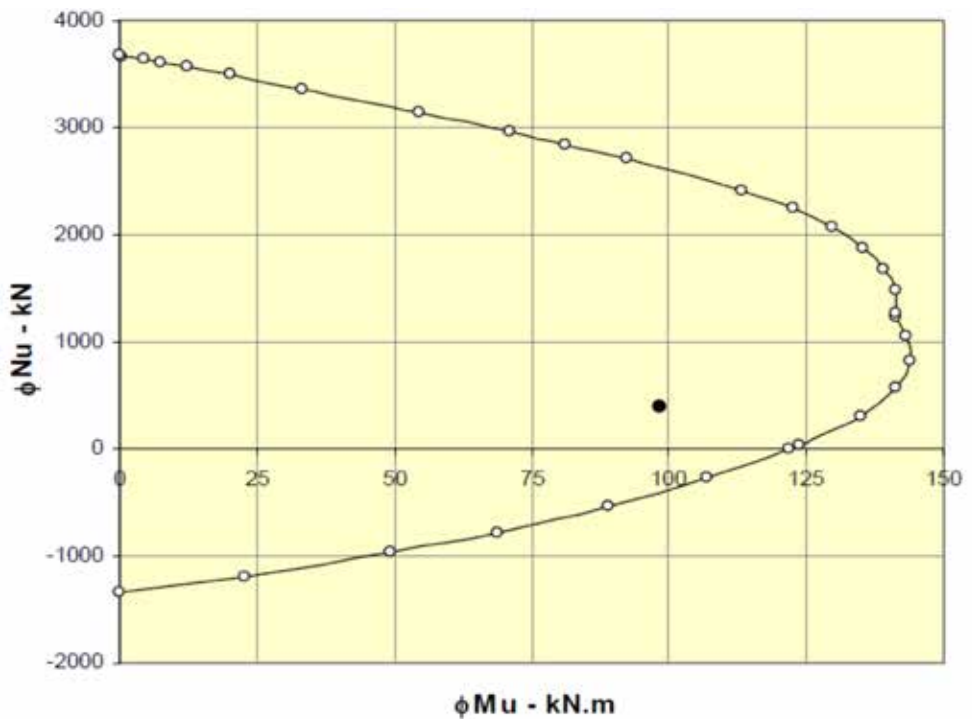
Gambar 6.8 Pile Bending Moments dalam pembebanan Gempa

Hasil analisis untuk bagian atas tumpukan 1, 2 dan 3 (tumpukan 4 & 5 sama dengan 1 & 2) adalah disajikan pada *Table 6.3*. Dalam hal ini, karena akhir span relatif pendek, momen lentur akibat beban hidup yang kecil dibandingkan dengan saat-saat yang disebabkan oleh rangkai dan penyusutan. Kombinasi ULS 1 meliputi beban lalu lintas dikombinasikan dengan kenaikan suhu dengan mengurangi efek susut dan rangkai faktor sebesar 0,7. Kombinasi 1a tidak termasuk creep dan susut dan mengasumsikan peningkatan suhu maksimum segera setelah jembatan telah yang telah diselesaikan, mungkin asumsi terlalu konservatif karena tidak mungkin bahwa ULS penuh beban lalu lintas akan diterapkan pada tahap itu. Kombinasi ULS 5 dan 5a adalah untuk gempa longitudinal dan transversal loading masing-masing.

Table 6.3 Desain Beban Pile Abutment

Loading		Pile 1			Pile 2			Pile 3		
		Px	My	Mz	Px	My	Mz	Px	My	Mz
Abutment pile cap + deck		214	5	0	204	4	0	201	4	0
Wing walls & approach slab		124	6	0	123	6	0	123	7	0
Barrier Loads		22	-5	0	15	-5	0	12	-4	0
Kerbs & Footway		24	-4	0	18	-3	0	16	-3	0
AC + re-surfacing allowance		16	-3	0	19	-3	0	20	-3	0
LL + 10% DLA		133	-15	0	126	-18	0	112	-19	0
Braking		0	-8	0	0	-8	0	0	-8	0
Temperature Fall		0	31	0	0	30	0	0	30	0
Longitudinal Earthquake		-18	61	0	-16	59	0	-16	59	0
Lateral Earthquake		-59	0	55	-28	0	55	0	0	55
Creep & Shrinkage		-9	35	4	-8	34	2	-8	34	0
SLS Combinations	1	526	32	4	497	29	2	475	28	0
	3	392	65	4	371	64	2	363	64	0
ULS Combinations	1	767	-52	3	727	-56	1	693	-57	0
	1a	773	-76	0	733	-80	0	699	-81	0
	5	506	93	4	481	91	2	472	90	0
	5a	465	32	59	469	32	57	488	31	55

Interaksi Diagram momen untuk tiang beton berputar dengan inti beton bertulang terdiri bar 6/D22 ditampilkan di bawah dengan beban aksial diterapkan dan ditampilkan saat demikian.



Gambar 6.9 Momen Kapasitas Sambungan RC di Atas Pile

Hal ini dapat dilihat bahwa, bahkan untuk beban gempa, ada cadangan kekuatan yang signifikan dalam tumpukan. tumpukan. Akibat beban lalu lintas normal, momen lentur tiang relatif kecil dan akan jumlah yang tidak lebih dari 40% dari kapasitas mereka. Tumpukan beban aksial diberikan dalam Tabel 5.1 adalah beban bertepatan dengan maksimal membungkuk saat. maksimum SLS aksial (kerja) beban di tumpukan penyangga adalah 598 kN dan sesuai ULS beban 890 kN.

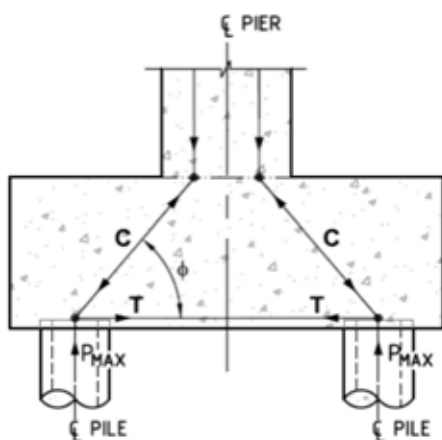
Pilar

Berdasarkan gambar 6.8. momen lentur dalam tumpukan pier cukup kecil. Untuk kesederhanaan, kepala tiang detail penguat yang sama akan digunakan untuk tumpukan semua. maksimum SLS beban aksial dalam tumpukan pier itu ditemukan 495 KNS dan sesuai ULS beban aksial ditemukan untuk menjadi 806 KNS.

Pile Cap

Berdasarkan *Gambar 6.8* momen lentur dalam tumpukan pier cukup kecil. Untuk kesederhanaan, kepala tiang detail penguat yang sama akan digunakan untuk tumpukan. Topi pier tumpukan telah dirancang dengan menggunakan metode strut-tie. Model strut-tie yang sederhana digunakan untuk mendesain tulangan tarik utama dalam pile cap ditunjukkan pada *Gambar 6.10*.

Struts kompresi ini dan kekuatan tarik dasi yang selaras diagonal tetapi tulangan di setiap arah ortogonal dihitung dengan mempertimbangkan hanya komponen yang diproyeksikan. Atau, gaya dasi diagonal dapat dihitung dan diselesaikan pada 45° di setiap orthogonal arah untuk mendapatkan gaya tarik untuk arah itu.



Gambar 6.10 Model Strut-Tie untuk Pier Pile Caps

Untuk keperluan perencanaan, telah diasumsikan bahwa tumpukan beban maksimum terjadi di tumpukan semua menghasilkan pengaturan simetris. 50% dari total beban kolom diasumsikan diterapkan pada centroid masing-masing setengah lingkaran dan dipindahkan ke tumpukan di setiap sisi tumpukan tutup dengan cara struts kompresi. Tingkat T gaya tarik dasi bertepatan dengan centroid dari tulangan tarik utama. The strut kompresi (diproyeksikan) ditemukan cenderung 50° terhadap horizontal, sehingga T kekuatan dasi = $2.P_{max} / \tan(\phi)$ atau 1350 KNS.

Ketika desain didasarkan pada metode strut-tie, faktor ϕ diambil sebagai 0,7 (menurut Australia Code) dan karena itu diperlukan penguatan $A_s = T/0.7f_{sy}$. Dihitung daerah penguatan bisa diatur dalam sebuah band atas setiap tumpukan atau, untuk kemudahan rincian, yang penguat dapat didistribusikan secara seragam atas lebar pile cap, menyediakan beberapa bar tambahan untuk mendistribusikan antara tumpukan. Metode Strut-tie mengasumsikan bahwa kekuatan ikatan antara tumpukan konstan dan karenanya stres di bar harus sepenuhnya dikembangkan pada sumbu tiang.

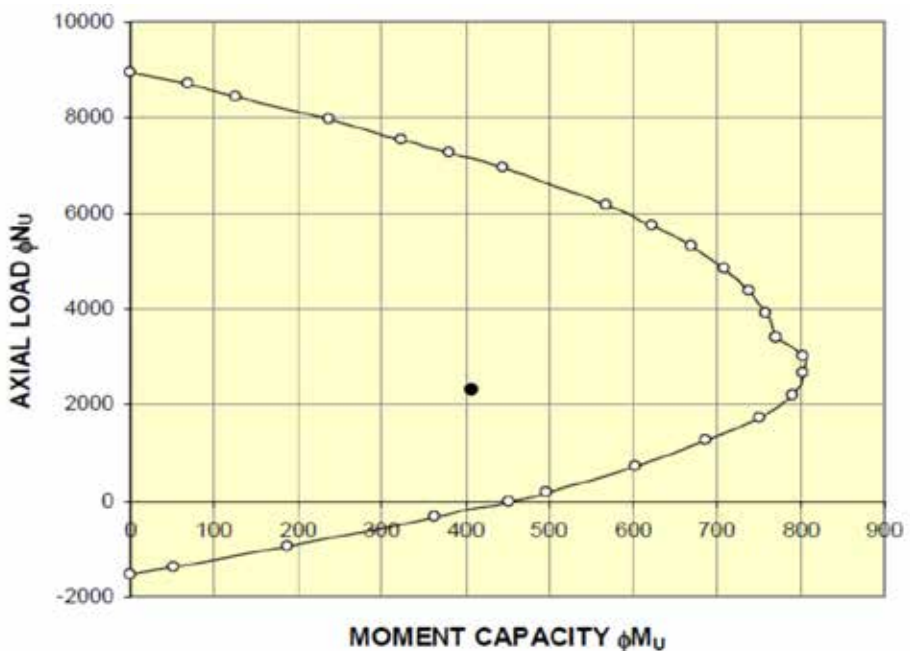
Pier (Kolom)

Tabel berikut menyajikan hasil analisis untuk gaya aksial dan momen akhir saat di bagian atas dan bawah dari kolom pier.

Tabel 6.4 Desain Beban Pile Abutment

LOADING	TOP of COLUMN			BOTTOM of COLUMN		
	P _{AXIAL}	M _{ZZ}	M _{YY}	P _{AXIAL}	M _{ZZ}	M _{YY}
Deck DL	1196	64	42	1247	2	42
Barrier	127	-39	4	127	-1	0
Kerbs & Footway	155	-34	4	155	-1	-1
AC	211	24	6	211	0	0
LL + Impact	1219	176	16	1219	16	5
Stream flow + Log Impact	59	160	0	59	-122	0
Shrinkage & Creep	0	-40	14	0	17	70
Earthquake - Longitudinal	-43	0	-21	-43	0	-140
Earthquake - Lateral	-175	334	0	-175	-229	0
ULS - Combination 1	2908	151	86	2959	33	115
ULS - Combination 3	1749	135	70	1800	-105	111
ULS - Combination 5	2192	407	79	2243	-203	113

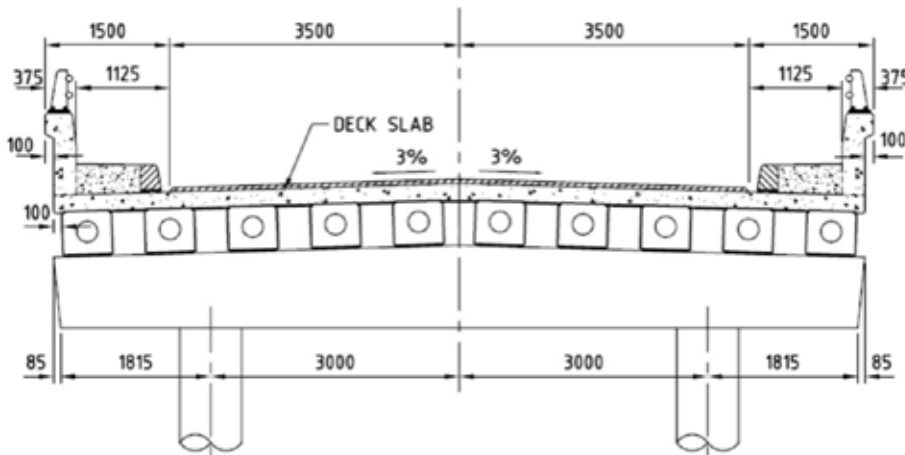
Kolom diameter 750 mm dengan mudah dapat menampung kombinasi terburuk akhir desain beban aksial dan momen lentur dan hanya membutuhkan nominal (1%) penguatan. Diagram momen interaksi untuk kolom ditampilkan pada *Gambar 6.11*.



Gambar 6.11 Momen Kapasitas Kolom Pier

Pier Headstock

Pier headstocks mendukung 6 m dek dan rentang antara kolom. Penampang penampang diletakkan di tengah bentang adalah 900 x 1000 mm mendalam dan bervariasi secara mendalam untuk memberikan crossfall 3 % diperlukan.



Gambar 6.12 Pier Headstock

Momen Lentur

Tabel 6.5. berikut menyajikan momen lentur maksimum yang diletakkan di tengah bentang.

Tabel 6.5 Momen Lentur

Loading	Hogging Moment		Sagging Moment	
	SLS	ULS	SLS	ULS
Planks + Slab Dead Load	-418	-543	414	538
Barrier	-124	-161	-77	-58
Kerbs	-111	-144	-64	-48
AC	-36	-72	67	134
Live Load	-225	-405	502	904
Lateral Earthquake	-	-305	-	-
Combination 1	-914	-1326	842	1470
Combination 5	-	-1451	-	-

Kapasitas lentur headstock telah diperiksa untuk batang 6/D32 untuk memonopoli baik dan kendur. Kapasitas momen untuk kendur ditemukan menjadi 1745 kN.m dibandingkan dengan diterapkan saat kN.m. 1470 Nilai yang sesuai untuk saat memonopoli adalah 1630 kN.m dan 1451 masing-masing kN.m. Dalam saat serviceability, maksimum penguatan tegangan yang ditemukan 178 MPa dan 205 MPa untuk SLS melorot dan memonopoli saat masing-masing.

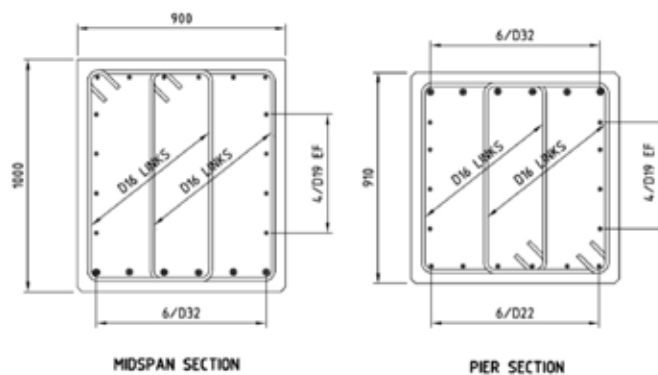
Tulangan geser

Tabel berikut menyajikan gaya geser di lokasi bantalan plank. Nilai Nilai ditampilkan dalam huruf tebal termasuk reaksi bantalan dari plank kedua sisi kolom pier Namun nilai-nilai ini telah diabaikan dalam merancang penguat sebagai muatan dipindahkan ke kolom dengan kompresi strut miring daripada melalui geser.

Tabel 6.6 Ringkasan Perhitungan Shear Headstock

Distance	Deck	Barrier	Kerbs	AC	LL	Total ULS	Vuc	s	Vus	ϕV_u
0.0	171	84	57	4	38	480	373	250	991	955
1.0	191	84	57	4	38	505	482	250	1028	1057
1.0	354	81	108	37	212	1162	482	200	1286	1237
1.5	365	81	108	37	212	1175	488	200	1309	1258
1.5	556	16	11	69	470	1743	488	200	1309	1258
2.0	546	16	11	69	470	1729	495	200	1336	1281
2.0	382	2	10	46	303	1149	495	200	1336	1281
3.0	361	2	10	46	303	1121	401	200	1380	1247
3.0	197	3	3	22	177	626	401	250	1104	1053
4.0	175	3	3	22	177	598	484	250	1141	1138
4.0	11	0	0	0	57	117	484	250	1141	1138
5.0	11	0	0	0	57	117	484	250	1141	1138
5.0	175	3	2	23	177	598	484	250	1141	1138
6.0	197	3	2	23	177	626	401	250	1104	1053
6.0	361	3	10	46	303	1121	401	200	1380	1247
7.0	382	3	10	46	303	1149	495	200	1336	1281
7.0	546	16	11	69	470	1728	495	200	1336	1281
7.5	556	16	11	69	470	1741	488	200	1309	1258
7.5	365	83	108	37	212	1176	488	200	1309	1258
8.0	354	83	108	37	212	1163	482	200	1286	1237
8.0	191	83	57	4	38	505	482	250	1028	1057
9.0	171	83	57	4	38	479	373	250	991	955

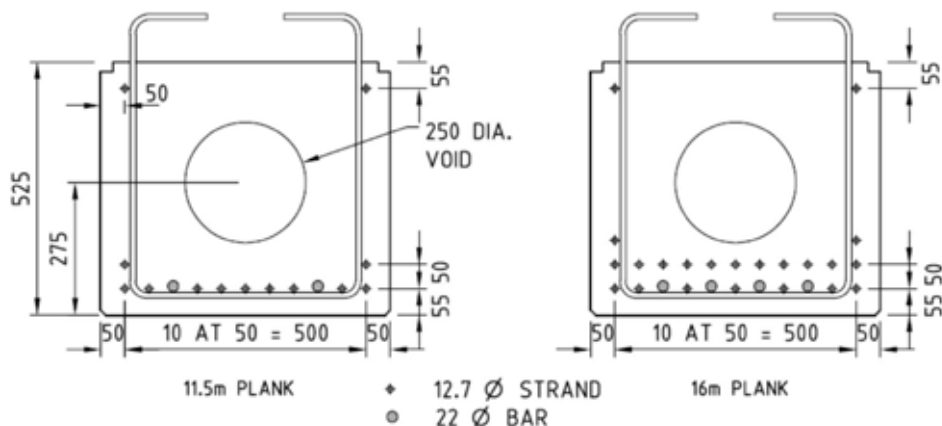
Tulangan geser terdiri dari kedalaman headstock variabel tertutup behel seperti yang ditunjukkan pada *Gambar 6.13*. Perlu dicatat bahwa pengasah U-bar tidak diizinkan untuk tulangan geser oleh AS5100.5.



Gambar 6.13 Tulangan Pier Headstock

Beton Prestress Concrete Plank (PCP)

Pracetak tersebut, plank pancang 525 mm bagian dalam mencakup 11,5 juta (spans 1 & 3) dan 16 m untuk span 2. Rincian plank ditunjukkan di bawah ini pada **Gambar 6.14**.



Gambar 6.14 Detail Prestress Concrete Plank (PCP)

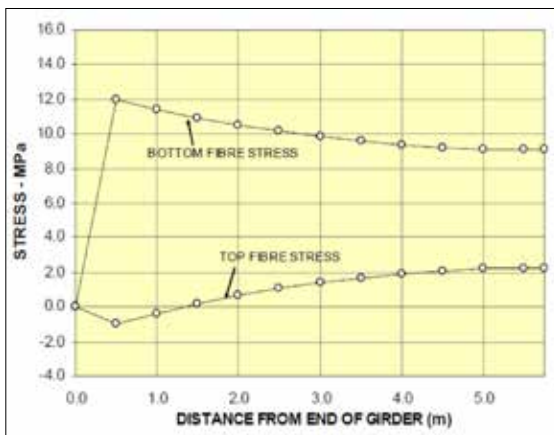
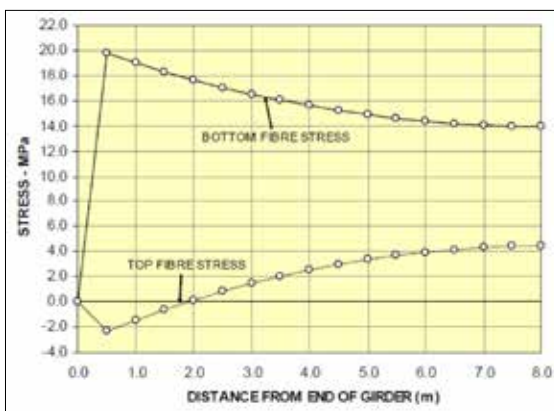
Desain didasarkan pada sifat bagian berubah termasuk penguat dan pratekan untai. Sifat Bagian mengubah plank dan komposit properti untuk sebuah plank batin khas dan plank luar dirangkum dalam **Tabel 6.7**.

Tabel 6.7 Ringkasan Properties Bagian Plank

Section		Concrete + Rebar	Concrete + Rebar + Strands	Composite Properties		
				1000 x 200 slab	900 x 200 slab	Outer Barrier
11.5m Plank	AREA	0.2683	0.2756	0.4436	0.4293	0.6704
	y-bar	0.2567	0.2539	0.3860	0.3860	0.6933
	Ixx	0.0071	0.0073	0.0212	0.0212	0.1622
	Ztop	0.0265	0.0270	0.1529	0.1529	0.9642
	Zbot	0.0277	0.0288	0.0550	0.0550	0.2340
16m Plank	AREA	0.2719	0.2842	0.4489	0.4346	0.6757
	y-bar	0.2542	0.2487	0.3903	0.3819	0.6882
	Ixx	0.0072	0.0075	0.0229	0.0218	0.1644
	Ztop	0.0266	0.0273	0.1700	0.1524	1.0077
	Zbot	0.0283	0.0304	0.0587	0.0571	0.2389

Tabel 6.8 Kehilangan Prestress per Strand

Loss	Plank Length	
	11.5m	16.0m
P _{JACK}	140.0	140.0
Elastic	4.9	7.1
Relaxation	10.0	10.0
Shrinkage	6.9	6.9
Creep	8.8	11.8
P _{WORKING}	109.5	104.3

**Gambar 6.15a** Transfer Menekankan untuk 11,5 juta Plank**Gambar 6.15 b** Transfer Menekankan untuk 16 m Plank

Kerugian Prestress

Kerugian prestress umumnya dihitung sesuai dengan Kode BMS. Ini telah diasumsikan bahwa plank adalah aliran sembuh dan bahwa akhir relaksasi rugi pada untai terjadi pada akhir siklus tekanan uap. AS5100.5 menyarankan bahwa untuk anggota uap disembuhkan hilangnya relaksasi adalah dalam kisaran 7% - 10% dari awal menekan kekerasan jika alur yang mendongkrak hingga 80%. Memungkinkan untuk menekan menjadi 76%, relaksasi rugi per untai berada dalam kisaran 8,5 kN menjadi 12,2 kN. Untuk kenyamanan, kehilangan 10 kN telah diadopsi.

Susut dan kerugian creep telah dibahas dalam bagian sebelumnya. Strain utama penyusutan adalah 350×10^{-6} yang setara dengan rugi per untai 6,9 kN. Creep kerugian didasarkan pada tegangan pada pusat massa dari untai di transfer. Ketika dek slab dilemparkan stres di centroid untai berkurang dan akibatnya, kerugian creep juga berkurang. Efek ini dicatat dengan mengurangi creep disebabkan oleh perubahan tegangan tekan pada untai centroid ketika dek slab adalah cor. Ringkasan kerugian prategang per untai adalah diberikan dalam *Tabel 6.8*.

Distribusi Tegangan

Serat atas dan bawah menekan pada transfer telah dihitung pada interval

di sepanjang plank untuk memastikan bahwa menekankan memenuhi kode persyaratan. Grafik stress distribusi untuk kedua plank ditampilkan untuk 11,5 juta dan 16 m plank dalam *Gambar 6.15a* dan *Gambar 6.15b*.

Untuk 16 m plank, tegangan maksimum bawah serat 19,7 MPa dan tegangan minimum serat bawah adalah -2,3 MPa. Berdasarkan tegangan tekan diijinkan dari $0.6.f'_c$ Yang ini kuat tekan minimum yang diperlukan untuk plank-plank di transfer 32,8 MPa.

Desain Momen Plank

Momen lentur plank telah dihitung untuk setiap tahap pembebanan dan telah diringkaskan dalam *Tabel 6.9*.

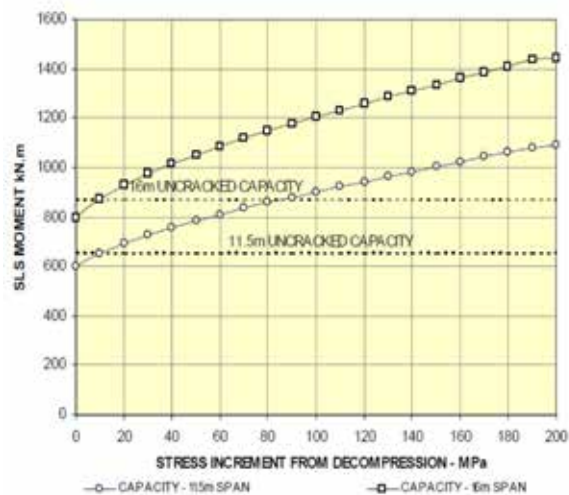
Tabel 6.9 Ikhtisar Bending Moments Plank

Loading		Inner Plank		Outer Plank	
		11.5m	16.0m	11.5m	16.0m
Prestress Force - kN		1423	2244	1423	2244
Prestress Moment		-176	-282	-176	-282
Self Weight		103	200	103	200
Deck Slab		80	151	80	151
Barrier		14	36	29	51
Kerbs & Footway		9	20	89	176
AC Surfacing		18	30	56	126
Traffic Load		221	288	598	1118
Total Design Moment	SLS	445	725	955	1822
	ULS	702	1108	1580	3016

Momen Kapasitas Plank

Kode BMS serta kode banyak desain jembatan lain memungkinkan saat servis kapasitas untuk dihitung dengan baik menggunakan pendekatan bagian uncracked dengan batas pada tarik stres dalam beton $0.5 \sqrt{f'_c}$ atau dengan asumsi bahwa beton akan retak di bawah SLS desain beban (mirip dengan perilaku beton bertulang) dengan batas ditempatkan pada Inner Plank. Peningkatan stres dalam untai pratekan dari 200 MPa dari dekompresi dari dasar serat. Pendekatan pratekan parsial adalah metode desain yang lebih rasional dan memungkinkan kontribusi tulangan non-pratekan dengan kapasitas bagian. SLS kapasitas dihitung dengan terlebih dahulu menerapkan sejenak untuk bagian untuk mengurangi ketegangan dalam bawah mengarah ke nol (saat dekompresi) dan kemudian menghitung tambahansaat (asumsi analisis bagian retak) untuk menghasilkan kenaikan tegangan yang

diperlukan. ketegangan perhitungan kenaikan lebih rumit dari analisis bagian sederhana uncracked dan karena alasan itu banyak desainer menerapkan batas stres yang lebih konservatif beton tarik pendekatan. Grafik di bawah ini menunjukkan peningkatan yang signifikan dalam kapasitas servis saat dengan mengadopsi pendekatan desain pratekan parsial. Garis putus-putus menunjukkan kapasitas berdasarkan pada tegangan tarik dari 0,5 f_c . Sedangkan garis-garis penuh menunjukkan kapasitas untuk bagian retak termasuk kontribusi dari tulangan non-prategang.



Gambar 6.16 Kemudahan Servis Moment Penilaian Kapasitas vs Stress

Kapasitas Momen Ultimate Plank

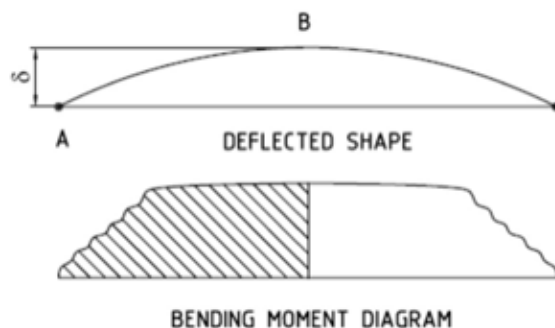
Kapasitas utama dari plank telah dihitung sesuai dengan Kode BMS. *Tabel 6.10*. memberikan ringkasan dari ULS faktor diterapkan momen lentur dan saat akhir kapasitas plank dalam dan luar.

Tabel 6.10 Ikhtisar Bending Moments Plank

Location	Inner Plank		Outer Plank	
Span	11.5m	16m	11.5m	16m
ULS Moment	702	1108	1580	3016
ϕMu	1150	1810	2976	4553

Lendutan

Lendutan plank di transfer dan setelah 28 hari telah dihitung dengan Moment - Luas prinsip menggunakan integrasi numerik. The δ lendutan tengah bentang adalah sama dengan v saat daerah M / EI antara A dan B.



Gambar 6.17 Diagram Momen Kapasitas vs Lendutan

Integrasi numerik didasarkan pada aturan Simpson sebagai berikut :

$$\delta = h/3*(f_0 + 4f_1 + 2f_2 + 4f_3 + \dots + f_n) \quad (6.17)$$

keterangan :

$f_n(x)$ M/EI nilai-nilai pada interval yang sama ' h ' panjang sepanjang balok.

Tabel 6.11 Momen-Area Integrasi numerik untuk 16 m Plank

Distance to End	Self Wt. Moment	P_{e}	EI	Simpson's Coefficient	DL Defl'n	Pe Defl'n
0.0	0	0	224	1	0.0000	0.0000
0.5	14	-322	224	4	0.0000	-0.0003
1.0	38	-323	224	2	0.0000	-0.0004
1.5	60	-323	224	4	0.0002	-0.0012
2.0	81	-324	224	2	0.0002	-0.0009
2.5	100	-324	224	4	0.0007	-0.0022
3.0	117	-325	224	2	0.0005	-0.0013
3.5	133	-325	224	4	0.0013	-0.0032
4.0	147	-326	224	2	0.0008	-0.0018
4.5	159	-326	224	4	0.0020	-0.0041
5.0	170	-326	224	2	0.0012	-0.0023
5.5	179	-326	224	4	0.0028	-0.0051
6.0	187	-327	224	2	0.0016	-0.0028
6.5	192	-327	224	4	0.0036	-0.0061
7.0	197	-327	224	2	0.0020	-0.0033
7.5	199	-327	224	4	0.0043	-0.0071
8.0	200	-327	224	1	0.0012	-0.0019
TOTALS					0.022	-0.044

Desain Link Slab

Link slab diperlihatkan pada *Gambar 6.18*. Dek slab adalah tulangan dengan konstruksi 1.25 m sendi setiap sisi dermaga sehingga sebagian besar beban defleksi slab mati akan diakui sebelum link slab adalah cor. Link slab adalah 1.5 m panjang dan ini diperkuat dengan bar D12 di 100 pusat.

Rotasi pada setiap akhir link slab diasumsikan mengikuti kemiringan balok dalam sebelah spans. Ada kasus beban dua untuk dipertimbangkan:

$$M_A = 4 \theta_A EI_{cr} / L - 2 \theta_B EI_{cr} / L \quad (6.18)$$

$$M_B = -2 \theta_A EI_{cr} / L + 4 \theta_B EI_{cr} / L \quad (6.19)$$

keterangan :

EI_{cr} = Retak kekakuan link slab

θ_A = Karena SIDL pada ujung kiri = 0,00019 radian rotasi

θ_B = Karena SIDL di ujung kanan = 0,00057 radian rotasi

Substitusi ke *Persamaan (6.18)* dan *(6.19)*

$$M_A = -0.25 \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m}$$

$$M_B = 1.27 \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m}$$

Besarnya rotasi akibat beban hidup (*Gambar 6.19*) :

Untuk beban hidup pada bentang 2, rotasi maksimum pada dukungan, $\theta_{LL} = 0.0017$ radians.

Substitusi ke *Persamaan (6.18)* dan *(6.19)*

$$M_A = -2.27 \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m}$$

$$M_B = 4.53 \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m}$$

Jumlah maksimum momen lentur di link slab :

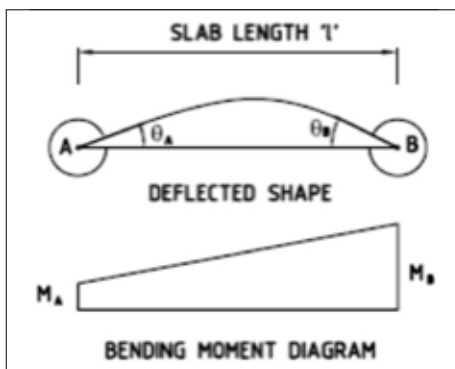
$$M_{TOT} = (1.27 + 4.53) \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m} = 5.8 \times 10^{-3} EI_{cr} \text{ kN.m}$$

Nilai kekakuan EI_{cr} dapat dengan mudah diperoleh dari kemiringan diagram momen kelengkungan menggunakan standar persamaan balok lentur :

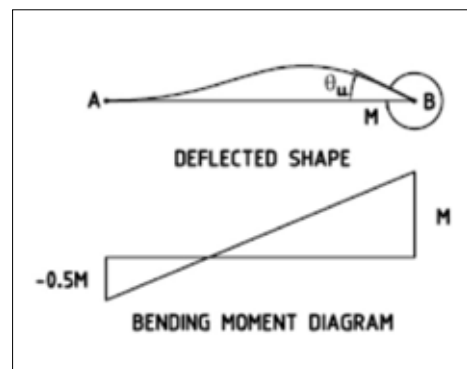
$$\text{Kelengkungan } (1/R) = M / EI_{cr} \quad (6.20)$$

$$EI_{cr} = M / (1/R) \quad (6.21)$$

= Kemiringan grafik momen kurvatur



Gambar 6.18 Skema Analisis Link Slab



Gambar 6.19 Diagram Momen dan Defleksi Akibat Rotasi

Hubungan momen kelengkungan untuk panjang 1 m link slab dengan diameter 13 bar sebesar 100 pusat ditunjukkan pada *Gambar 6.20* di bawah.

❖ **Perkuatan Tegangan Baja, Subsitusi**

$EI_{cr} = 3997 \text{ kN.m}^2$ ke dalam persamaan untuk M_{TOT}

$$M_{TOT} = 5.8 \times 3.997 \times 10^{-3} \text{ kN.m} \\ = 23,2 \text{ kN.m}$$

❖ **Tegangan Baja (SLS) = $M / (As \cdot jd)$**

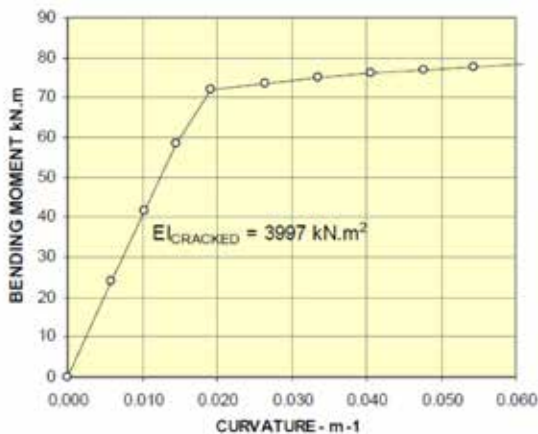
$$= 23,2 \times 10^6 / (1.327 \times 0,87 \times 158) \\ = 126 \text{ MPa}$$

Tegangan baja SLS 126 MPa di link slab memenuhi kode BMS untuk ketentuan retak. Perlu dicatat bahwa untuk menggunakan nilai kekakuan retak link slab dari pada nilai uncracked sebagai momen

diinduksi di link berkaitan langsung dengan nilai EI digunakan dalam persamaan. Kekakuan retak biasanya kurang dari sekitar 25% dari nilai uncracked (tergantung pada penguat) sehingga oleh karena itu penting untuk mengadopsi retak kekakuan dalam perhitungan.

Momen Lentur pada Deck Slab

Karena tindakan komposit hambatan tepi, proporsi yang signifikan dari beban lalu lintas didistribusikan kepada anggota kaku plank luar melalui melintang lentur pada pelat dek. *Tabel 6.12* di bawah menyajikan momen lentur melintang di dek 200 tebal slab yang mencakup antara papan untuk akhir dan span pusat.



Gambar 6.20 Grafik Momen Lengkung untuk Link Slab

Tabel 6.12 Momen Lentur pada Deck Slab (kN.m / m)

Loading	End Spans	Span 2
Barrier	-2	-6
Kerbs & footway	-1	-3
AC	2	4
Traffic Loading	24	43
Total ULS Moment	43	74

Tabel 6.13 Moments Tumpuan pada Deck di Abutment

Loading	Outer Plank	Inner Plank
Barrier	-46	14
Kerbs	-29	8
AC	26	-19
Traffic Loads	360	-196
Earthquake	-271	-56
Shrinkage & Creep	124	31
Total ULS Moment	-264	-350

Momen lentur melintang yang lebih besar pada bentang 2 berlaku selama setengah tengah rentang. Biasanya, tulangan transversal terdiri 13 ϕ bar di bar atas dan 16 ϕ di lapisan bawah di 150 pusat Namun, jarak berkurang selama setengah tengah rentang untuk 125 pusat untuk menyediakan kapasitas yang diperlukan. Untuk 16 ϕ bar di 125 pusat, yang factor kapasitas momen ϕM_u pelat adalah 80 kN.m / m.

Link Slab untuk Abutment Integral

Sambungan terpisahkan dari dek dengan hasil penyangga pile cap pada momen negative di dek di penyangga. Creep dan penyusutan diperhitungkan sebesar 0,7 dalam perhitungan momen lentur ULS total. Momen desain diringkas dalam **Tabel 6.13** di atas.

Tulangan longitudinal normal (13 ϕ di 200 pusat) adalah tersusunnya dengan 19 ϕ bar di penyangga untuk menyediakan kapasitas momen diperlukan. Para pelenturan dihitung kapasitas momen dari dek dengan 19 ϕ bar ditemukan menjadi 525 kN.m yang lebih dari cukup untuk ULS maksimum diterapkan. ■

Bab 7

Kesimpulan dan Saran

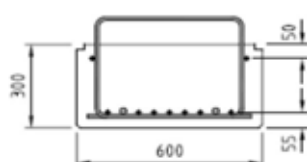
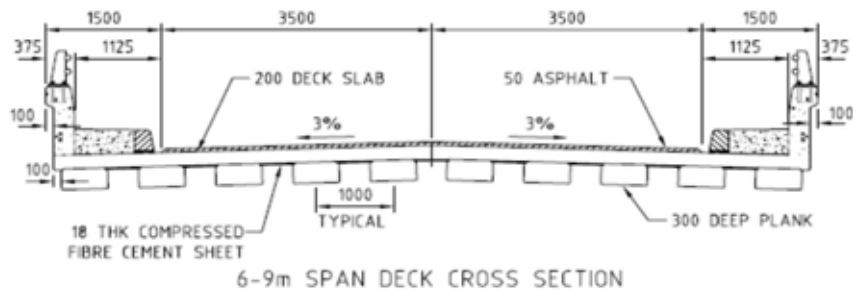
Kesimpulan

- ❖ Jembatan integral dapat memikul lendutan yang lebih besar dibandingkan jembatan dengan perletakan sederhana ;
- ❖ Jembatan integral dapat memperkecil momen lapangan, sehingga dapat mengurangi penulangan lentur balok di tengah bentang (*Lihat lampiran pada halaman berikut*);
- ❖ Analisis detail perlu dilakukan dengan memodelkan sebagai elemen solid (bukan elemen frame), sedangkan untuk pemodelan dengan elemen frame hanya dapat menurunkan gaya-gaya yang dilakukan untuk keperluan desain ;

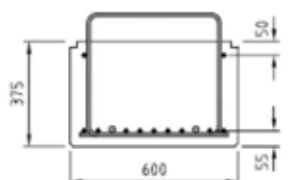
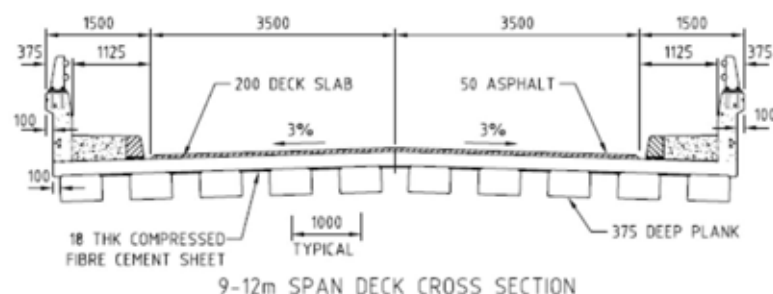
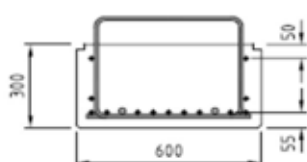
Saran

- ❖ Penggunaan solid element perlu dilakukan untuk mengetahui bagian-bagian yang mengalami konsentrasi tegangan ;
- ❖ Untuk engineering praktis, pemakaian frame element dan shell element merupakan metode yang paling cepat dan efektif untuk mengetahui gaya-gaya dalam ; ■

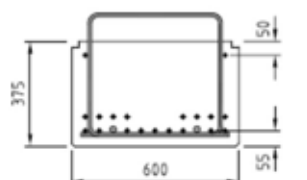
LAMPIRAN A.5. Detil Jembatan Integral dengan Balok Plank

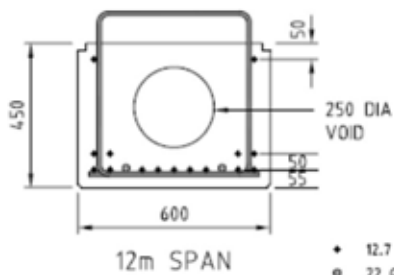
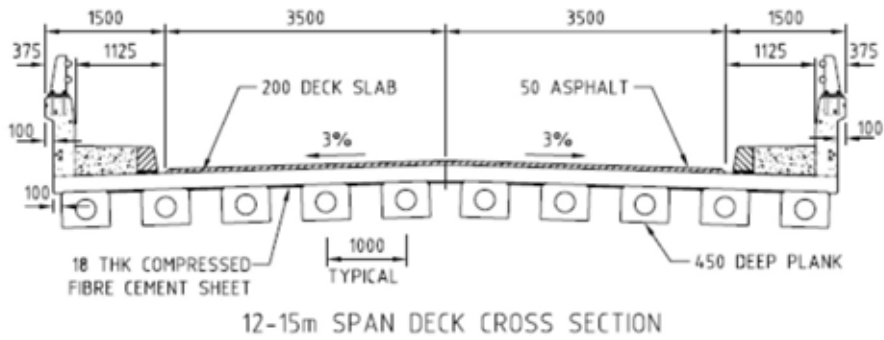


- 12.7 Ø STRAND
- 22 Ø BAR

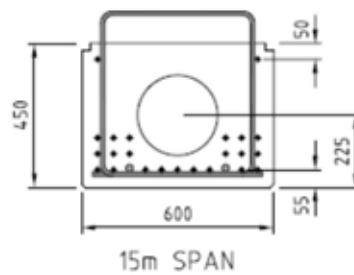


- 12.7 Ø STRAND
- 22 Ø BAR





- 12.7 ϕ STRAND
- 22 ϕ BAR



Daftar Pustaka

- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1998. *LRFD Bridge Design Specifications*, second edition, American ;
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1996. *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th edition, American ;
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1989. *Guide Specifications for thermal effects in concrete superstructure* ;
- American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 1989. *Guide Specifications for thermal effects in concrete superstructure*, Washington DC ;
- Alizadeh, M.; and Davisson, M.T. (1970). *Lateral Load Tests on Piles-Arkansas River* ;
- Arsoy, S.; Barker, R. M.; and Duncan, J. M. (1999). The behavior of integral abutment bridges, Virginia Transportation Research Council, Report No. VTRC 00-CR3, November 1999, 33p ;
- Analysis of integral abutment bridges*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, October, pp. 2263-2280 ;
- Braja M. Das (1990). *Principles of Foundation Engineering*, Second Edition, Southern Illinois University at Carbondale, PWS – KENT Publishing Company ;
- Bridges Amendment (BA 42/96) Amendment No. 1 Volume 1 Highway Structures Approval Procedures and General Design Section 3 General Design Part 12, “The Design of Integral Bridges” ;
- Bob Taylor, “ *PC Plank Calculations* “,The Eastern Indonesia National Road Improvement Project (EINRIP) Project Preparation Consultancy, Desember 2006 ;
- Departemen Pekerjaan Umum, 2005. *Pembebanan untuk jembatan* RSNI T-02-2005, Jakarta : Departemen PU ;
- Departemen Pekerjaan Umum, 2004. *Perencanaan struktur beton untuk jembatan*. RSNI T – 12 – 2004, Jakarta : Departemen PU ;
- Davids,W.G. Sandford,T., Ashley,S.,DeLano,J.,Lyons,C., “Field Measured Response of an Integral Abutment Bridge with Short Steel H-Piles,” Journal of Bridge Engineering, 2010 ;

-
- England G.L, Tsang,N.C.M, Bush,D.I, “Integral Bridge, a fundamental approach to the time temperature loading problem”, Imperial College, 2000 ;
- George L. England, Neil C.M. Tsang and David I Bush, Integral Bridges : “ *A Fundamental approach to the time-temperature loading problem* ” , 2002
- Geotechnical Enginnering, ASCE, Vol. 111, No. 3, March, pp. 407-412 ;
- Hasiotis, S, “Data Gathering and Design Details of An Integral Abutment Bridge”, 18th Engineering Mechanics Division Conference, 2007 ;
- Iraj Noorany, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM 5, Proc. Paper 7510, September, 1970, pp. 1583 -1603
- Jayaraman,R., Merz,P.B., McLellan, “Integral Bridge Concept Applied To Rehabilitate An Existing Bridge and Construct a Dual Use Bridge” 26th Conference On Our World in Concrete and Structures”, Singapore, 2001;
- Lock R.J.(2002), “Integral Bridge Abutments”, M.Eng Report Project., 2002 ;
- LFRD to Design of an Integral Abutment*, Proceedings, Third International Conference on Short and Medium Span Bridges, Toronto, Canada, August 7-11, 1990 ;
- Lowell F Greimann, Pe-Shen Yang, Made M Wolde – Tinsae, *Analysis of integral abutment bridges*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 112, No. 10, October 1986, pp. 2263-2280 ;
- Loveall, C. (1996). *Integral abutment bridges*, Workshop on Integral abutment bridges, November 13-15, 1996, Pittsburgh, PA, pp. 8 ;
- Laporan Perencanaan Teknik Tipikal Konstruksi Lantai Menerus pada Sistem Jembatan Balok di Atas Dua Tumpuan dan Integral Bridge (Paket B-7) Tahun Anggaran 2007, Direktorat Jenderal Bina Marga, Departemen Pekerjaan Umum ;
- Pile design for jointless bridges*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 115, No. 11, November, pp. 2914-2929 ;
- Project*, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, No. SM 5, Proc. Paper 7510, September, 1970, pp. 1583 -1603 ;

- Philip, S.K., Lin., X., Hamada, S., "Numerical Study of an Integral Abutment Bridge Supported on Drilled Shaft", Journal Of Bridge Engineering, 2010 ;
- Philip, S.K., Lin., X., Hamada, S., "Field Behavior of an Integral Abutment Bridge Supported on Drilled Shaft", Journal of Bridge Engineering, 2010 ;
- The Eastern Indonesia National Road Improvement Project (EINRIP), "*Durability Issues for EINRIP Bridge Designs*", Project Preparation Consultancy, Desember 2006 ;
- The Eastern Indonesia National Road Improvement Project (EINRIP), "*Designs Memorandum for Integral Bridges*", Project Preparation Consultancy, Maret 2007 ;
- Tsang, N.C.M., England, G.L., Dunstan, T. [2002], "Soil/Structure Interaction of Integral Bridge With Full Height Abutments" Proc. 15th ASCE Engineering Mechanics Conference.



PUSAT PENELITIAN DAN PENGEMBANGAN JALAN DAN JEMBATAN
Badan Penelitian dan Pengembangan
Kementerian Pekerjaan Umum
www.pusjatan.pu.go.id