

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

STRUKTUR JEMBATAN MODERN



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :
YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-63-8 (PDF)



9

786347

227638

STRUKTUR JEMBATAN MODERN

Penulis :

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

ISBN : 978-634-7227-63-8 (PDF)

Editor :

Dr. Joseph Teguh Santoso, S.Kom., M.Kom.

Penyunting :

Dr. Mars Caroline Wibowo. S.T., M.Mm.Tech

Desain Sampul dan Tata Letak :

Irdha Yuniato, S.Ds., M.Kom

Penebit :

Yayasan Prima Agus Teknik Bekerja sama dengan
Universitas Sains & Teknologi Komputer (Universitas STEKOM)

Anggota IKAPI No: 279 / ALB / JTE / 2023

Redaksi :

Jl. Majapahit no 605 Semarang

Telp. 08122925000

Fax. 024-6710144

Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

Distributor Tunggal :

Universitas STEKOM

Jl. Majapahit no 605 Semarang

Telp. 08122925000

Fax. 024-6710144

Email : info@stekom.ac.id

Hak cipta dilindungi undang-undang

Dilarang memperbanyak karya tulis ini dalam bentuk dan dengan cara
apapun tanpa ijin dari penulis

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan ke hadirat Tuhan Yang Maha Esa atas limpahan rahmat dan karunia-Nya sehingga buku "*Struktur Jembatan Modern*" ini dapat terselesaikan dengan baik. Buku ini disusun sebagai karya yang menyajikan pembahasan menyeluruh mengenai teori dan praktik perancangan serta konstruksi jembatan modern yang menjadi tulang punggung perkembangan infrastruktur transportasi masa kini.

Dalam era pembangunan yang terus maju, kebutuhan akan jembatan berkualitas tinggi yang efisien, aman, dan ekonomis menjadi sangat penting. Melalui buku ini, pembaca diajak memahami konsep dasar hingga aplikasi teknik dalam berbagai tipe jembatan, mulai dari jembatan beton pracetak dan pra-tegang, jembatan beton pasca-tegang, jembatan beton segmental, hingga struktur baja komposit serta jembatan dengan konfigurasi melengkung dan rangka batang.

Buku ini terbagi ke dalam tujuh bab utama, yang masing-masing membahas topik strategis dan teknis secara detail sebagai berikut: Pada Bab 1, pembahasan dimulai dengan jembatan girder beton pracetak-pra-tegang, membahas fitur-fitur penting gelagar beton pracetak yang menjadi solusi populer dalam konstruksi jembatan. Bab ini menguraikan jenis gelagar pracetak, pertimbangan desain, serta menyajikan diagram alir perancangan yang sistematis. Termasuk pula contoh desain nyata untuk jembatan I-Girder pracetak pratarik dengan bentang pendek, sebagai ilustrasi penerapan teori ke dalam praktek.

Bab 2 mengkaji girder beton prategang yang dicor di tempat (pasca-tegang), dimulai dari pengenalan dan tipe penampang balok kotak yang umum digunakan. Bab ini juga menyoroti aspek kehilangan tegangan prategang yang kritis dalam perancangan, termasuk prosedur dan batasan desain yang harus diperhatikan. Contoh desain jembatan gelagar kotak kontinu dua bentang melengkapi pembahasan sebagai studi kasus aplikatif.

Selanjutnya, Bab 3 mendalami jembatan beton segmental yang semakin banyak diaplikasikan berkat fleksibilitas metode konstruksi dan efisiensi materialnya. Buku mengupas material struktural, teknik konstruksi, dan desain konseptual, hingga desain deck dan elemen longitudinal. Analisis tahap konstruksi dan detailing struktur juga dibahas secara komprehensif, termasuk aspek daya tahan yang sangat penting untuk umur panjang jembatan.

Pada Bab 4, fokus beralih ke jembatan I-Girder baja komposit yang menonjolkan kombinasi material baja dan beton untuk memperoleh keunggulan struktural dan ekonomis. Pembahasan mencakup komponen utama dan material, proporsi penampang, serta pemodelan dan analisis struktural. Disajikan pula contoh jembatan girder pelat komposit kontinu dengan tiga bentang, yang memberikan gambaran lengkap implementasi konsep.

Bab 5 melengkapi pembahasan baja komposit dengan fokus pada girder kotak baja komposit. Bab ini merinci kekakuan, kekuatan, desain proporsi struktur atas box girder, serta simulasi pemodelan dan analisis lanjutan. Diskusi mendalam pada aspek redundansi, kapasitas

cadangan, serta proses konstruksi dan pertimbangan desain lain turut memperkuat pemahaman aplikatif pembaca.

Selanjutnya, pada Bab 6, pembahasan diarahkan pada jembatan girder yang melengkung horizontal. Analisis struktural jembatan lengkung dikupas untuk memperlihatkan dinamika desain yang unik. Tipe jembatan I-Girder baja lengkung, girder kotak baja, dan box girder beton lengkung juga disajikan sebagai pilihan solusi struktural khusus.

Terakhir, Bab 7 membahas jembatan rangka jalan raya yang mengandalkan konfigurasi rangka batang. Dalam bab ini, pembaca akan mengenal komponen struktural khas, tata nama elemen, material yang digunakan, serta metode analisis yang relevan untuk desain rangka jembatan.

Buku ini dirancang agar dapat digunakan baik oleh mahasiswa sebagai bahan ajar maupun oleh para insinyur dan praktisi yang berkecimpung dalam bidang perancangan struktur jembatan. Diharapkan buku ini dapat menjadi jalan bagi peningkatan kualitas dan inovasi teknik jembatan di Indonesia serta mendukung pembangunan infrastruktur yang berkelanjutan dan maju.

Kami mengucapkan terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan dukungan, masukan, dan kontribusi dalam proses penyusunan buku ini. Segala kritik dan saran sangat kami harapkan demi penyempurnaan karya ini di masa yang akan datang.

Selamat & Semangat Membaca...!!!

Semarang, November 2025

Penulis

Dr. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

DAFTAR ISI

| | |
|---|------------|
| KATA PENGANTAR..... | ii |
| DAFTAR ISI..... | iv |
| BAB 1 JEMBATAN GIRDER BETON PRACETAK–PRA-TEGANG | 6 |
| 1.1 Pendahuluan..... | 6 |
| 1.2 Fitur-Fitur Gelagar Beton Pracetak | 7 |
| 1.3 Jenis Jembatan Gelagar Pracetak | 13 |
| 1.4 Pertimbangan Desain | 18 |
| 1.5 Diagram Alir Desain | 25 |
| 1.6 Desain Jembatan I-Girder Pracetak Pratarik Bentang Pendek | 28 |
| BAB 2 GIRDER BETON PRATEGANG PASCA-TEGANG COR TEMPAT | 63 |
| 2.1 Pendahuluan..... | 63 |
| 2.2 Penampang Tipikal Balok Kotak..... | 69 |
| 2.3 Kehilangan Prategang | 69 |
| 2.4 Pertimbangan Desain | 73 |
| 2.5 Kondisi Batas Desain Dan Prosedur..... | 82 |
| 2.6 Contoh Desain: Jembatan Gelagar Kotak Kontinu Dua Bentang..... | 84 |
| 2.7 Ringkasan..... | 106 |
| BAB 3 JEMBATAN BETON SEGMENTAL..... | 107 |
| 3.1 Pendahuluan..... | 107 |
| 3.2 Material Struktural | 108 |
| 3.3 Metode Konstruksi | 113 |
| 3.4 Desain Konseptual | 125 |
| 3.5 Desain Dek..... | 131 |
| 3.6 Desain Longitudinal | 140 |
| 3.7 Analisis Tahap Konstruksi | 166 |
| 3.8 Detailing..... | 176 |
| 3.9 Daya Tahan | 181 |
| BAB 4 JEMBATAN I-GIRDER BAJA KOMPOSIT | 188 |
| 4.1 Pendahuluan..... | 188 |
| 4.2 Komponen Dan Material Struktural | 189 |
| 4.3 Proporsi Penampang | 190 |
| 4.4 Bentang Dan Susunan Rangka | 196 |
| 4.5 Pemodelan Dan Analisis Struktural | 200 |
| 4.6 Kondisi Batas Desain Dan Prosedur..... | 200 |
| 4.7 Jembatan Girder Pelat Komposit Kontinu Tiga Bentang | 202 |
| 4.8 Ringkasan..... | 235 |

| | | |
|-----------------------|---|------------|
| BAB 5 | JEMBATAN GIRDER KOTAK BAJA KOMPOSIT | 236 |
| 5.1 | Pendahuluan..... | 236 |
| 5.2 | Kekakuan Dan Kekuatan Girder Kotak Baja Komposit..... | 238 |
| 5.3 | Desain: Proporsi Struktur Atas Box Girder | 250 |
| 5.4 | Pemodelan Dan Analisis | 260 |
| 5.5 | Redundansi Dan Kapasitas Cadangan..... | 265 |
| 5.6 | Konstruksi | 273 |
| 5.7 | Pertimbangan Lainnya | 282 |
| 5.8 | Ringkasan..... | 282 |
| BAB 6 | JEMBATAN GIRDER MELENGKUNG HORIZONTAL | 284 |
| 6.1 | Pendahuluan..... | 284 |
| 6.2 | Analisis Struktur Jembatan Lengkung | 287 |
| 6.3 | Jembatan I-Girder Baja Lengkung..... | 299 |
| 6.4 | Jembatan Girder Kotak Baja Lengkung..... | 303 |
| 6.5 | Jembatan Box Girder Beton Lengkung | 304 |
| BAB 7 | JEMBATAN RANGKA JALAN RAYA | 307 |
| 7.1 | Konfigurasi Rangka Batang | 307 |
| 7.2 | Komponen, Tata Nama, Dan Material Khas..... | 308 |
| 7.3 | Metode Analisis | 311 |
| DAFTAR PUSTAKA | | 314 |

BAB 1

JEMBATAN GIRDER BETON PRACETAK–PRA-TEGANG

1.1 PENDAHULUAN

Girder beton pracetak-pratarik, biasanya disebut sebagai girder pracetak, difabrikasi di luar lokasi proyek (Gambar 1.1), kemudian diangkut, didirikan, atau diluncurkan ke lokasi proyek. Selama periode pengembangan sistem jalan raya antarnegara bagian Amerika Serikat pada akhir 1950an dan awal 1960an, beton prategang menjadi solusi praktis dalam desain dan konstruksi jembatan jalan raya. Sebagian besar negara bagian di Amerika Serikat mengadopsi jembatan girder beton pracetak-pratarik sebagai jenis struktur yang disukai karena memfasilitasi fabrikasi di luar lokasi, menghasilkan teknik konstruksi yang cepat, dan mengurangi waktu konstruksi di lokasi. Jembatan-jembatan ini telah melayani banyak departemen transportasi negara bagian dengan baik selama hampir 50 tahun di Amerika Serikat.

Dalam beberapa tahun terakhir, infrastruktur jembatan jalan raya yang menua di Amerika Serikat mengalami peningkatan volume lalu lintas dan harus terus direhabilitasi sambil mengakomodasi arus lalu lintas. Masyarakat yang bepergian menuntut agar rehabilitasi dan penggantian ini dilakukan lebih cepat untuk mengurangi kemacetan dan meningkatkan keselamatan. Rekonstruksi jembatan biasanya berada di jalur kritis karena proses yang berurutan dan padat karya untuk menyelesaikan fondasi, substruktur, komponen superstruktur, pagar, dan aksesoris lainnya. Tuntutan publik untuk meminimalkan gangguan lalu lintas dan penutupan jalan jangka pendek menjadi dorongan utama bagi semua departemen transportasi negara bagian dan mitra regional mereka untuk mempercepat penyelesaian proyek. Karena girder pracetak membutuhkan sedikit atau tidak ada pekerjaan palsu, mereka adalah solusi yang lebih disukai untuk pekerjaan, di mana kecepatan konstruksi, gangguan lalu lintas minimal, dan/atau dampak lingkungan minimal diperlukan dan izin konstruksi sementara perlu dipertahankan. Diharapkan tren ini akan terus berlanjut di masa mendatang, terutama karena material beton baru seperti beton konsolidasi mandiri (SCC) dan beton kinerja ultra tinggi (UHPC) menjadi umum, sehingga semakin meningkatkan fleksibilitas struktur beton pracetak.



Gambar 1.1 Girder bak mandi pracetak (dengan saluran pasca-tegang) pada pondasi pra-tegang.

Biasanya, jenis jembatan girder beton pracetak merupakan solusi yang sangat ekonomis untuk situasi apa pun yang membutuhkan girder dalam jumlah besar dan detailnya dapat diulang. Jembatan girder beton pracetak menjadi solusi optimal ketika proyek jembatan menghadapi kendala seperti, namun tidak terbatas pada, hal-hal berikut:

- Keterbatasan rangka beton (fastresswork)
- Waktu konstruksi terbatas
- Jarak bebas vertikal terbatas
- Gangguan lalu lintas minimal
- Persyaratan dampak lingkungan
- Tahapan konstruksi yang kompleks
- Relokasi utilitas
- Pemeliharaan alinyemen jalan yang ada
- Mempertahankan lalu lintas yang ada
- Penggantian dek di masa mendatang

Bab ini membahas jembatan girder beton pracetak pra-tegang dan jembatan girder pracetak sambung pasca-tegang. Jembatan girder beton pasca-tegang cor di tempat dan jembatan beton segmental masing-masing disajikan pada Bab 2 dan 3. Teori desain beton dibahas dalam Bab 13 Buku Pegangan Teknik Jembatan, Edisi Kedua: Dasar-Dasar. Untuk pembahasan lebih rinci tentang beton prategang dan jembatan gelagar pracetak-pratarik, dapat merujuk pada buku teks karya Lin dan Burns, Nawy, Collins dan Mitchell, dan PCI Bridge Design Manual.

1.2 FITUR-FITUR GELAGAR BETON PRACETAK

Girder pracetak diberi prategang untuk menghasilkan distribusi tegangan yang disesuaikan di sepanjang komponen struktur pada tingkat layanan guna membantu mencegah retak lentur. Untuk efisiensi komponen struktur, girder memiliki zona tarik prategang daerah seperti permukaan bawah girder di tengah bentang tempat kompresi diinduksi untuk mengimbangi tegangan akibat beban gravitasi yang diperkirakan (misalnya, berat sendiri, beban mati yang ditumpangkan seperti berat dek, berat penghalang, pelapis, dan beban hidup).

Untuk mencapai hal ini, girder pracetak menggunakan untaian prategang yang diberi tegangan sebelum beton mengeras. Prategang memerlukan penggunaan alas tegangan, seringkali sepanjang beberapa ratus kaki untuk pengecoran yang efisien dari serangkaian komponen struktur dalam jalur panjang menggunakan abutmen, dukungan tegangan, dongkrak, dan penahan/penahan untuk menghasilkan profil prategang yang diinginkan.

Transfer gaya untai ke komponen struktur prategang melalui ikatan antara beton dan baja prategang biasanya terlihat dari defleksi ke atas (camber) komponen struktur ketika untai didetensi (dipotong atau dibakar) di ujung-ujung komponen struktur. Proses curing uap pada komponen struktur memungkinkan pergantian bekisting yang cepat (biasanya siklus satu hari



atau kurang) dan efisiensi biaya. Kontrol dalam fabrikasi girder pracetak juga memungkinkan penggunaan material berkualitas dan banyak manfaat seperti material dengan kekuatan lebih tinggi dan modulus elastisitas yang tinggi, serta mengurangi creep, penyusutan, dan permeabilitas.

Penampang Tipikal

Di Amerika Serikat, girder pracetak yang paling umum digunakan adalah penampang standar AASHTO, seperti yang ditunjukkan pada Lampiran B dari PCI Bridge Design Manual. Sejumlah negara bagian memiliki produk girder standar mereka sendiri. Produsen pracetak lokal harus dikonsultasikan mengenai ketersediaan bekisting girder sebelum desain dimulai. Penampang melintang tipikal girder pracetak yang digunakan untuk jembatan umum ditunjukkan di bawah ini:

- Girder-I Pracetak
- Girder Bulb-Tee Pracetak
- Girder Berflensa Lebar Pracetak
- Girder Bak Mandi atau U Pracetak
- Pelat Padat dan Berongga Pracetak
- Girder Kotak Pracetak
- Girder Trapesium Pracetak
- Girder Tee Ganda Pracetak
- Girder Bulb-Tee Dek Pracetak

Di antara girder-girder ini, girder-I telah paling umum digunakan di Amerika Serikat selama hampir 60 tahun. Dengan panjang bentang jembatan yang biasanya berkisar antara 50 hingga 125 kaki, girder-I biasanya menggunakan rasio kedalaman terhadap bentang sekitar 0.045–0.050 untuk bentang sederhana. Rasio kedalaman terhadap bentang sekitar 0.005 lebih rendah (yaitu, 0.040–0.045) untuk struktur multibentang yang dibuat menerus untuk beban hidup. Jenis struktur ini telah terbukti menjadi pilihan yang sangat baik untuk konstruksi cepat dan pelebaran struktur yang sudah ada. Tanpa memerlukan perancah yang ditopang oleh tanah, konstruksi girder pracetak biasanya membutuhkan waktu yang jauh lebih singkat daripada konstruksi cor di tempat. Setelah dek dituang, bagian struktural menjadi komposit, meminimalkan lendutan.

Girder bulb-tee dan bak-bak (atau bentuk-U) ditargetkan untuk bentang jembatan hingga panjang 150 kaki. Rasio kedalaman terhadap bentang juga berada dalam kisaran 0,045–0,050 untuk bentang sederhana dan 0,040–0,045 untuk struktur menerus. Namun, karena batasan berat pengangkutan ekonomis, panjang girder bak mandi dibatasi hingga 120 kaki. Girder berflensa lebar (Gambar 1.2) baru-baru ini dikembangkan di beberapa negara bagian bekerja sama dengan pra-kaset untuk menghasilkan area flensa bawah dan atas yang lebih efisien sehingga memungkinkan desain untuk bentang hingga 200 kaki, dengan rasio kedalaman-bentang 0,045 (sederhana) dan 0,004 (kontinu). Bulb bawah yang lebih besar menampung hampir 40% lebih banyak untaian daripada bulb-tee standar dan, karena bentuknya, memberikan penanganan dan stabilitas pemasangan yang lebih baik bahkan pada bentang yang lebih panjang.



Penghematan yang lebih besar juga diantisipasi karena jarak girder yang lebih besar dan pengurangan garis girder. Beberapa bagian telah dikembangkan untuk pra-tegang saja maupun bagian pra-tegang dan pasca-tegang gabungan di beberapa negara bagian. Untuk bentang yang lebih panjang, persyaratan izin khusus harus diverifikasi untuk pengangkutan dan pertimbangan rute dan pemasangan truk. Girder lain yang jarang digunakan antara lain girder dengan penampang trapesium, tee ganda, dan persegi panjang, serta girder kotak. Girder ini terkadang digunakan untuk efisiensi biaya dan estetika, terutama untuk jembatan off-system. Girder kotak pracetak sering digunakan untuk sistem perkeretaapian dan bentang yang relatif pendek, berkisar antara 40 hingga 100 kaki.



Gambar 1.2 Girder sayap lebar California.

Tabel 1.1 Jenis Girder dan Panjang Bentang yang Berlaku

| Tipe Gelagar | Kemungkinan Panjang Rentang | Panjang Rentang Pilihan |
|-------------------------|-----------------------------|-------------------------|
| I-girder | 50' hingga 125' | 50' hingga 95' |
| Balok tee bohlam | 80' hingga 150' | 95' hingga 150' |
| Gelagar bak mandi | 80' hingga 150' | 80' hingga 100' |
| Girder sayap lebar | 100' hingga 200' | 100' hingga 180' |
| Lempengan kosong | 20' hingga 70' | 20' hingga 50' |
| Box girder pracetak | 40' hingga 120' | 40' hingga 100' |
| Gelagar delta pracetak | 60' hingga 120' | 60' hingga 100' |
| Girder T ganda pracetak | 30' hingga 100' | 30' hingga 60' |

Perlu dicatat bahwa penggunaan rasio kedalaman-bentang jembatan untuk menentukan kedalaman girder hanyalah perkiraan, tetapi merupakan titik awal yang wajar untuk desain awal dan estimasi biaya. Biasanya, jarak antar girder kira-kira 1,5–2,0 kali kedalaman superstruktur jembatan. Ketika kedalaman girder yang dangkal diperlukan, jarak antar girder mungkin harus dikurangi untuk memenuhi semua kriteria desain; namun, hal ini dapat mengakibatkan peningkatan biaya.

Rentang Bentang Girder yang Khas

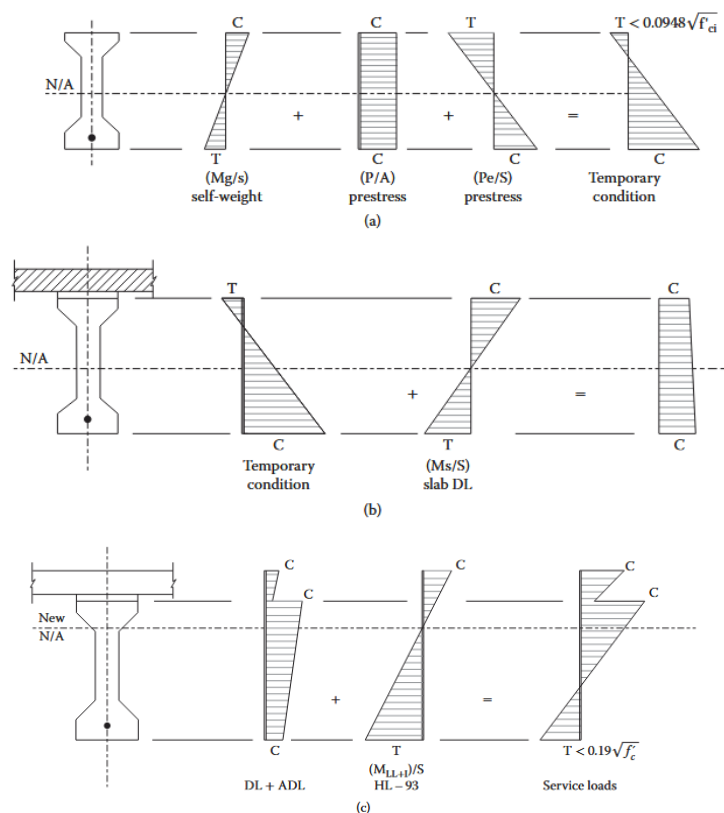
Setiap jenis girder memiliki rentang panjang bentang dan batas panjang bentang yang ekonomis dan praktis. Tabel 1.1 mencantumkan rentang panjang bentang setiap jenis girder.



Perusahaan fabrikasi lokal harus dikonsultasikan dan dikoordinasikan untuk ketersediaan bentuk dari semua bentuk girder yang berbeda.

Karakteristik Utama Girder Pracetak

Untuk girder pracetak, tiga tahap dasar kinerja berikut dibahas dalam desain: transfer, servis, dan kekuatan. Tahap transfer mengacu pada waktu di mana gaya prategang pada untaian ditransfer ke girder pracetak di pabrik, biasanya dengan memotong atau melepaskan untaian setelah kekuatan beton minimum diverifikasi. Karena hanya berat sendiri girder yang bekerja pada tahap ini, tegangan paling kritis sering kali berada di ujung girder, tengah bentang, atau titik harping (juga dikenal sebagai titik drape).



Gambar 1.3 Distribusi tegangan lentur beton pada penampang dekat bentang tengah saat pemindahan, pengecoran dek, dan servis. (a) Saat pemindahan (penampang nonkomposit). (b) Saat pengecoran dek (penampang nonkomposit). (c) Saat servis dengan beban mati dan beban hidup (penampang komposit).

Tegangan tarik dan tekan diperiksa. Layanan mengacu pada tahap di mana berat sendiri girder dan pelat bekerja pada girder nonkomposit, dan beban mati tambahan (misalnya, penghalang dan permukaan aus) bersama dengan beban hidup bekerja pada girder komposit. Tahap ini diperiksa menggunakan kombinasi beban Layanan I dan III AASHTO LRFD. Kekuatan lentur disediakan untuk memenuhi semua beban terfaktor. Gambar 1.3 mengilustrasikan

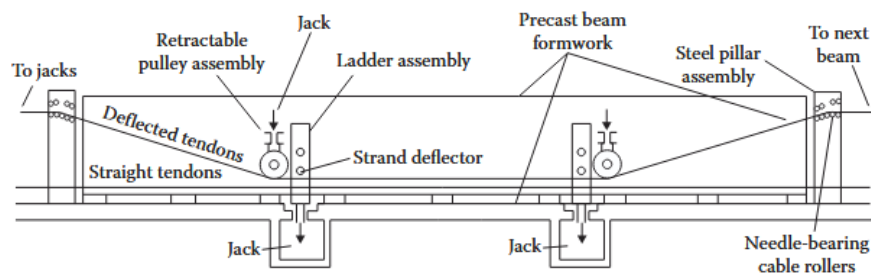


distribusi tegangan lentur beton yang berbeda pada transfer, tuang dek, dan pembebanan layanan penuh.

Profil Untai Prategang

Inti dari filosofi desain beton prategang adalah penempatan untai prategang di dalam gelagar pracetak: titik berat untai (cgs) sengaja diimbangi dari titik berat penampang beton (cgc) untuk memaksimalkan eksentrisitas, yang didefinisikan sebagai jarak antara cgs dan cgc pada suatu penampang. Eksentrisitas ini menghasilkan distribusi tegangan lentur yang disesuaikan dan menguntungkan di sepanjang komponen struktur untuk mengimbangi tegangan lentur yang diperkirakan dari beban gravitasi. Eksentrisitas terbesar diberikan pada lokasi di mana tegangan diperkirakan paling besar.

Desain gelagar pracetak yang efisien biasanya memerlukan variasi eksentrisitas untai di sepanjang komponen struktur dan/atau pembatasan gaya untai saat transfer. Baik girder pracetak digunakan sebagai bentang tunggal, dibuat menerus dengan dek cor di tempat untuk beban hidup, atau disambung, girder tersebut difabrikasi, diangkut, dan awalnya dipasang sebagai segmen-segmen dengan penopang sederhana. Untuk girder dengan penopang sederhana dengan untai lurus, eksentrisitas yang besar antara penampang cgs dan cgc membantu mengurangi tegangan dan kemungkinan retak di tengah bentang pada tingkat layanan.



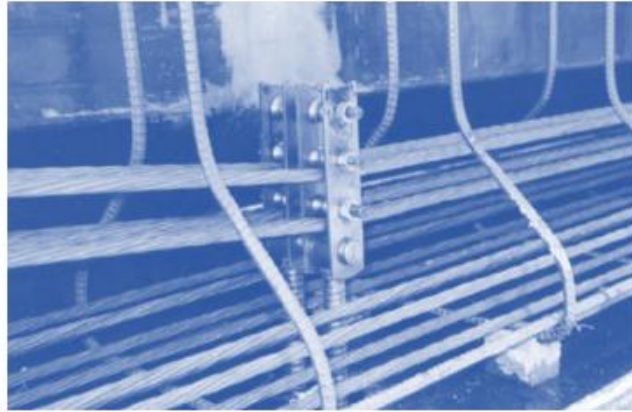
Gambar 1.4 Profil untai terbungkus tipikal.

Namun, tegangan tarik lentur yang berlebihan dapat terjadi di bagian atas segmen girder di dekat ujung-ujungnya, di mana tegangan lentur akibat berat sendiri minimal. Tegangan tekan lentur yang berlebihan juga dapat terjadi. Lokasi paling kritis di dekat ujung-ujungnya adalah pada panjang transfer, yaitu jarak dari ujung girder di mana gaya untai berkembang sepenuhnya. Untuk kondisi sementara ini, AASHTO LRFD menetapkan batas tegangan yang tepat untuk mengurangi retak dan kegagalan tekan.

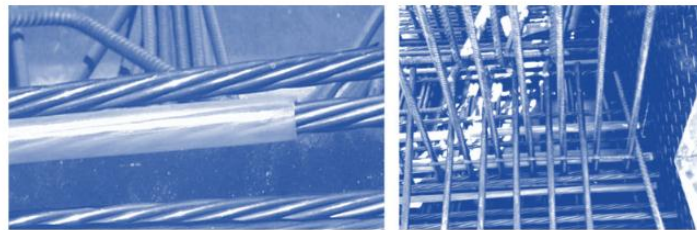
Untuk mengurangi tegangan tarik dan tekan di ujung-ujung girder, perancang biasanya mempertimbangkan dua opsi utama: (1) harping (atau draping) untai untuk mengurangi eksentrisitas untai di ujung-ujungnya (Gambar 1.4 dan 1.5) atau (2) debonding (atau shielding) untai terpilih di ujung-ujung anggota untuk mengurangi gaya prategang (Gambar 1.6). Keduanya umum digunakan, seringkali atas preferensi fabrikator, yang dapat dikonsultasikan saat memilih alternatif ini. Selain itu, terkadang tegangan transfer atau transportasi dapat dikontrol menggunakan untai sementara di puncak girder yang dilindungi



sepanjang panjang anggota kecuali di ujungnya. Untaian ini dapat dipotong pada tahap selanjutnya, seperti ereksi, menggunakan kantong yang dibentuk di puncak girder.



Gambar 1.5 Mekanisme penahan pada lapisan penekan.



Gambar 1.6 Pelepasan untai menggunakan selubung plastik.

Dengan menyambung untai pada gelagar pracetak, eksentrisitas dapat divariasikan dalam segmen linier sepanjang gelagar dengan membelokkan secara mekanis beberapa untai yang tertekan di alas pengecoran sebelum pengecoran dan menggunakan penahan dan penahan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.4 dan 1.5.

Meskipun draping terbatas pada untai di dalam web, biasanya hanya sebagian untai yang perlu didraping untuk mencapai eksentrisitas yang diperlukan di ujung gelagar. Biasanya titik drape terletak antara sekitar $0.30 L$ dan $0.40 L$. Namun, beberapa fabrikator mungkin tidak memiliki peralatan yang sesuai untuk profil drape sepenuhnya. Selain itu, sudut drape harus dibatasi untuk memastikan bahwa kebutuhan dongkrak dan gaya penahan tidak melebihi kapasitas yang tersedia. Salah satu manfaat untai drape adalah menyediakan komponen vertikal untuk menahan geser akibat sudut drape di ujung-ujung girder.

Untuk memaksimalkan efisiensi fabrikasi dan menurunkan tegangan tarik di dekat ujung-ujung girder, beberapa pabrikan lebih suka menggunakan untai lurus dengan melepaskan beberapa untai di ujung girder (menghilangkan ikatan antara beton dan baja prategang) untuk memenuhi batas tegangan saat pelepasan. Gambar 1.6 menunjukkan pelepasan untai dengan membungkus untai dalam selubung plastik. Untai yang dilepaskan mencegah gaya prategang berkembang di daerah yang dilepaskan dan menyebabkan penampang kritis tegangan bergeser sejauh transfer dari ujung pelepasan.



Untaian yang dilepaskan terdistribusi secara simetris di sekitar garis tengah vertikal girder, dan panjang pasangan untai yang dilepaskan adalah sama. AASHTO LRFD membatasi jumlah untai yang terlepas sebagian hingga 25% dari total jumlah untai, dan jumlah untai yang terlepas dalam setiap baris horizontal dibatasi hingga 40% dari untai dalam baris tersebut.

Untaian sementara pada flens atas girder dapat digunakan untuk membantu mengurangi jumlah untai yang terlepas di bagian bawah girder sekaligus menjaga tegangan beton dalam batas yang diizinkan saat pelepasan. Untaian sementara pada flens atas girder juga dapat digunakan untuk menangani tegangan pengiriman dan meningkatkan stabilitas selama pengiriman. Untaian sementara atas dapat dipretensi dan diikat sekitar 10 hingga 15 kaki di ujung girder dan dilepaskan di sepanjang bagian tengah girder. Untaian sementara harus dipotong sebelum diafragma perantara cor di tempat atau dek beton dipasang. Blockout di bagian atas girder di tengah bentang diperlukan untuk memungkinkan pemotongan untai atas. Untuk beberapa jembatan bentang panjang, desain gelagar mungkin memerlukan penambahan tulangan ringan untuk memenuhi persyaratan batas kekuatan. Namun, tulangan ringan tambahan mungkin sulit dipasang pada beberapa gelagar karena kongesti. Dalam kasus seperti itu, jumlah untai prategang dapat ditingkatkan untuk memperbesar ketahanan momennya secara memadai. Ketika jumlah untai ditingkatkan karena alasan ini, gaya prategang total dapat tetap tidak berubah untuk kemudahan servis dengan mengurangi tegangan dongkrak hingga kurang dari batas maksimum 0,75 fpu.

1.3 JENIS JEMBATAN GELAGAR PRACETAK

Terdapat tiga jenis utama jembatan pracetak: gelagar pracetak pratarik, gelagar pracetak sambung pascatarik, dan gelagar pracetak segmental. Tabel 1.2 merangkum panjang bentang tipikal untuk jenis-jenis jembatan ini. Pemilihan ketiga jenis jembatan ini biasanya ditentukan oleh persyaratan panjang bentang. Seperti yang ditunjukkan pada Tabel 1.2, satu girder pracetak-pra-tarik dapat dirancang dan membentang dari 30 hingga 200 kaki. Namun, panjang truk, kapasitas derek, dan rute pengangkutan dapat membatasi panjang girder (dan berat), yang dapat dikirim. Oleh karena itu, girder mungkin perlu diproduksi dalam dua segmen atau lebih dan dikirim sebelum disambung di lokasi hingga panjang bentang penuhnya. Teknik penyambungan tersebut dapat diterapkan dengan menggunakan sistem pasca-tarik untuk jembatan bentang tunggal dan bentang ganda, yang membentang hingga 325 kaki. Bagian 1.3.2 mencakup aspek-aspek jembatan girder yang disambung. Untuk panjang bentang lebih dari 250 hingga 400 kaki, jembatan girder pracetak segmental dapat dipertimbangkan. Bab 3 dari buku pegangan ini membahas jenis jembatan ini secara lebih rinci.

Tabel 1.2 Jenis Jembatan Pracetak dan Panjang Bentang

| Tipe Jembatan | Kemungkinan Panjang Rentang | Panjang Rentang Pilihan |
|--|-----------------------------|-------------------------|
| Girder pracetak-pretensioned | 30' hingga 200' | 30' hingga 180' |
| Girder pracetak sambung pasca-tegangan | 100' hingga 325' | 120' hingga 250' |



| | | |
|-------------------------------------|------------------|------------------|
| Girder pracetak prategang segmental | 200' hingga 450' | 250' hingga 400' |
|-------------------------------------|------------------|------------------|

Jembatan Bentang Tunggal dan Bentang Ganda Kontinu

Sebagai aplikasi girder pracetak yang paling sederhana, jembatan bentang tunggal biasanya terdiri dari girder bentang tunggal dengan elemen tunggal. Seperti ditunjukkan pada Gambar 1.7, girder dipasang pada bantalan tumpu pada abutmen tipe dudukan. Untuk jembatan girder pracetak, abutmen dapat berupa tipe dudukan atau tipe diafragma ujung.

Banyak pertimbangan desain untuk jembatan bentang tunggal juga berlaku untuk jembatan bentang ganda karena girder atau segmen girder berfungsi sebagai elemen bentang tunggal untuk beberapa tahap, termasuk fabrikasi, transportasi, pemasangan, dan pengecoran dek. Selain itu, beberapa jembatan bentang ganda atau sebagiannya dibangun menggunakan sambungan ekspansi yang menciptakan kondisi batas jembatan bentang tunggal dengan penopang sederhana.

Sebagian besar jembatan bentang ganda dibangun dengan girder bentang tunggal yang dibuat kontinu untuk beban hidup guna meningkatkan efisiensi dan redundansi. Hal ini dicapai dengan membatasi sambungan ekspansi, merancang tulangan dek untuk berfungsi sebagai tulangan momen negatif pada lengkungan interior, dan memastikan kontinuitas girder pada lengkungan dengan menggunakan dek cor di tempat kontinu dan/atau diafragma cor di tempat.

Untuk jembatan bentang ganda kontinu, penopang antara biasanya berupa tutup tekuk (Gambar 1.8). Tutup tekuk umumnya dirinci untuk menyediakan sambungan nonintegral, tanpa kontinuitas momen ke substruktur tetapi dengan kontinuitas momen beban hidup pada superstruktur melalui tulangan momen negatif di dek. Girder bentang tunggal ditempatkan pada bantalan tumpu di bagian atas tutup tekuk. Girder di bagian atas tutup tekuk biasanya diikat dengan diafragma cor di tempat dan pasak yang ditempatkan melalui web di ujung-ujung girder. Lebar dudukan yang memadai diperlukan untuk tutup tekuk guna mencegah terlepasnya dudukan akibat perpindahan longitudinal relatif dalam peristiwa seismik.



Gambar 1.7 Balok I bentang tunggal diturunkan ke abutmen di lokasi jembatan.

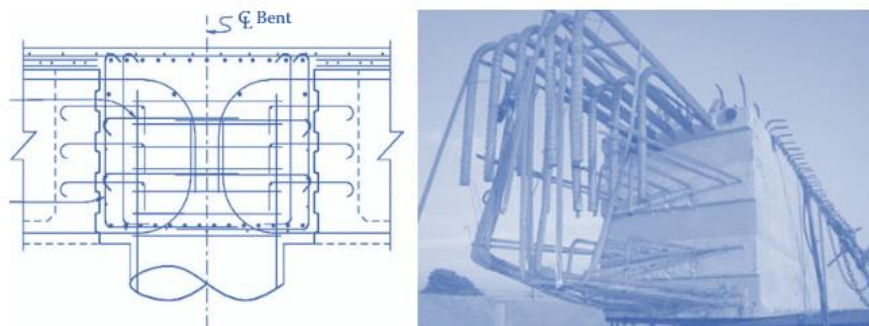


Untuk bentang girder pracetak kontinu pada jembatan dengan tutup tekuk jatuh atau untuk girder sambung pasca-tegang yang disambung pada tutup tekuk, untai prategang bawah atau batang tulangan dapat diperpanjang dan dirancang secara konservatif untuk memikul momen lentur positif akibat rangkai, susut, suhu, dan momen penahan lainnya. Untaian bawah atau batang tulangan yang diperpanjang dapat dikaitkan di antara girder pada diafragma pada tutup tekuk untuk memastikan pengembangan yang memadai. Untaian dan batang tulangan ini juga dapat dirancang untuk menahan gaya akibat gempa bumi.



Gambar 1.8 Tutup drop cap tipikal untuk jembatan jalan raya.

Selain itu, beberapa jembatan dirancang sedemikian rupa untuk menyediakan sambungan integral dengan transfer momen penuh antara struktur atas dan struktur bawah menggunakan diafragma cor di tempat, batang tulangan di antara tutup lengkung, diafragma, dan girder, dan/atau pasca-tegang longitudinal (Gambar 1.9). Sambungan integral tidak hanya menyediakan kontinuitas longitudinal untuk beban hidup tetapi juga kontinuitas longitudinal dan transversal untuk beban seismik dan angin. Berkat kontinuitas momen antara struktur atas dan struktur bawah dengan sambungan integral, kolom-kolom pada lengkung multikolom dapat dirancang untuk dipaku pada dasarnya, sehingga mengurangi biaya pondasi.



Gambar 1.9 Sambungan tutup bengkok integral.

Jembatan Girder Pracetak Sambungan Pasca-Tegang



Karena keterbatasan panjang pengangkutan dan berat anggota serta ukuran dasar tegangan, sebuah girder mungkin perlu difabrikasi dalam dua segmen atau lebih dan dikirim sebelum disambung di lokasi hingga mencapai panjang bentang penuhnya. Teknik penyambungan ini dapat diterapkan pada jembatan bentang tunggal maupun bentang ganda. Dengan menggunakan pendekatan ini, perancang memiliki fleksibilitas yang signifikan dalam memilih panjang bentang, jumlah dan lokasi tumpuan antara, panjang segmen, dan lokasi sambungan. Saat ini, penyambungan pasca-tegang lebih umum digunakan untuk konstruksi jembatan bentang ganda; namun, girder sambungan juga telah berhasil digunakan dalam konstruksi beberapa jembatan bentang tunggal.

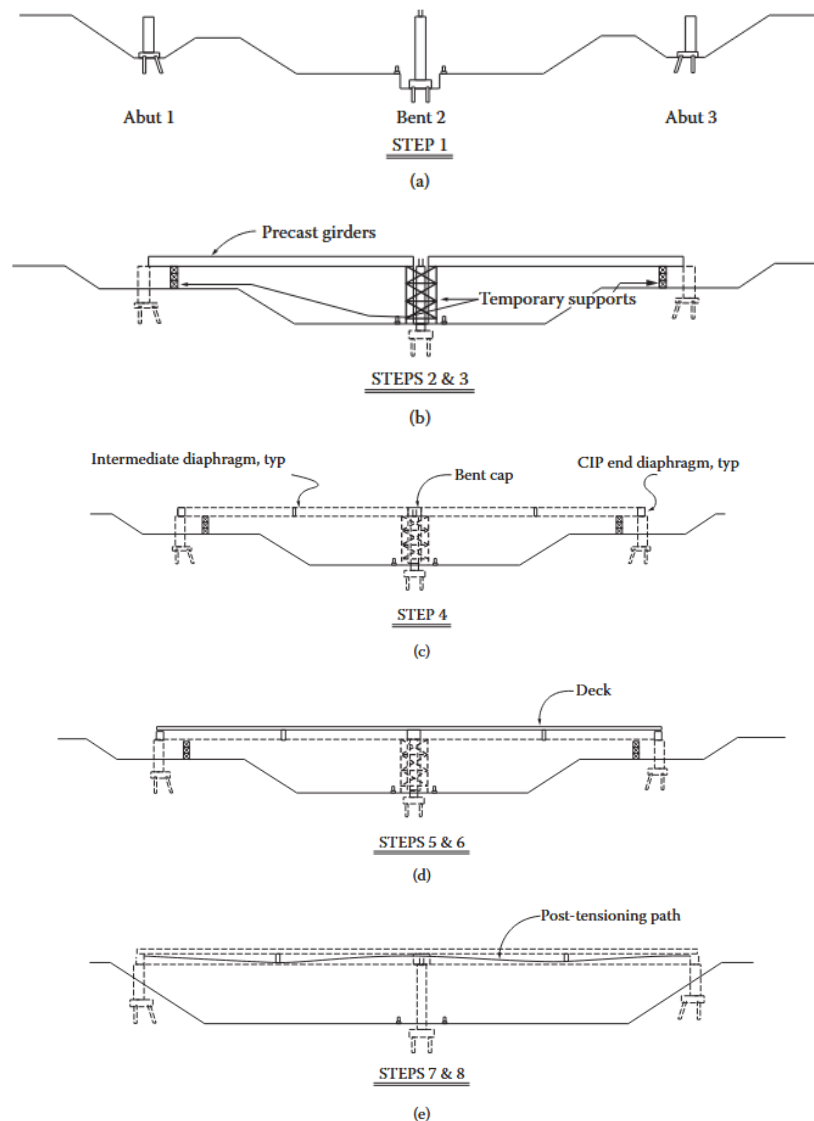
Penyambungan girder biasanya dilakukan di lokasi, baik di tanah yang berdekatan dengan atau di dekat lokasi jembatan, atau di lokasi menggunakan tumpuan sementara. Gambar 1.10 menunjukkan dua segmen girder bak mandi pracetak yang ditempatkan pada tumpuan sementara sebagai persiapan untuk penyambungan di lapangan di tengah bentang. Kontinuitas penuh harus dibangun di antara segmen-segmen gelagar yang disambung. Hal ini umumnya dicapai dengan menggunakan tendon pasca-tegang kontinu di antara segmen-segmen dan kopling mekanis tulangan yang dipanjangkan dari ujung-ujung segmen gelagar dalam tuangan penutup cor di tempat. Gelagar sambung pasca-tegang tidak hanya memberikan kontinuitas tetapi juga meningkatkan kapasitas geser antarmuka di seluruh sambungan sambung (tuangan penutup), yang biasanya mencakup permukaan yang dikasar atau kunci geser.

Saat menyambung beberapa bentang gelagar pracetak, sangat penting bahwa penempatan gelagar pracetak dan urutan pasca-tegang didefinisikan dengan benar beserta sifat-sifat materialnya. Gambar 1.11 menunjukkan urutan konstruksi jembatan gelagar sambung dua bentang yang umum. Pada setiap tahap, kuat tekan dan kekakuan beton, rangkai dan susut beton, serta gaya tarik pada baja prategang (dan panjang lepas, jika diperlukan) harus diperiksa. Perancang harus mempertimbangkan setiap tahap sebagai desain jembatan individual dengan batasan dan sifat-sifat yang telah ditentukan sebelumnya.



Gambar 1.10 Segmen gelagar bak mandi pracetak disambung dekat bentang tengah menggunakan penyangga sementara di Harbor Blvd. OC di California.





Gambar 1.11 Urutan konstruksi girder sambung dua bentang pasca-tegang. (a) Girder dicor di pabrik pracetak sementara substruktur sedang dibangun. (b) Pasang penopang sementara dan pasang girder di tempatnya. (c) Buat diafragma ujung cor di tempat, tutup bengkok, dan diafragma antara. (d) Biarkan bagian cor di tempat mencapai kekuatan beton minimum, lalu tuang beton dek. Penopang sementara tetap di tempatnya sebagai sistem penopang cadangan. (e) Lakukan superstruktur pasca-tegang, lepaskan penopang sementara, dan selesaikan konstruksi abutmen.

Sistem girder pracetak sambung multi-bentang yang paling sederhana mempertimbangkan minimal empat tahap atau langkah setelah fabrikasi dan sebelum beban operasional, sebagai berikut:

1. Pengangkutan: Girder berfungsi sebagai balok dengan penopang sederhana, dengan penopang yang ditentukan oleh lokasi yang digunakan oleh perusahaan angkutan truk. Biasanya, produsen atau perusahaan angkutan truk bertanggung jawab atas beban, stabilitas, dan bresing selama pengangkutan girder.



2. Pemasangan: Girder awalnya berfungsi sebagai balok dengan penopang sederhana, dengan penopang yang ditentukan oleh lokasi abutmen, bent, atau rangka sementara. Penuangan penutup cor di tempat dilakukan setelah penyambungan tendon pasca-tegang dan batang tulangan pada sambungan sambatan. Sebagai pilihan, tahap pertama pasca-tegang dapat diterapkan sebelum penuangan dek, alih-alih penuangan setelah dek (tidak ditunjukkan pada Gambar 1.11).
3. Penuangan Dek: Dek dituang tetapi belum dipasang. Oleh karena itu, girder menanggung berat sendiri girder dan berat dek basah secara nonkomposit.
4. Pasca-tegangan: Dek dan girder yang telah diperkeras bekerja secara komposit, dan girder-girder tersebut disambung secara longitudinal menggunakan pasca-tegangan. Seiring bertambahnya jumlah girder yang disambung dan tahapan pasca-tegangan, kompleksitas desain pun meningkat.

Keunggulan jembatan girder sambung, yang menggabungkan girder beton pracetak-prategangan dan teknik pasca-tegangan, dapat diringkas sebagai berikut: (1) Konstruksi dengan elemen pracetak mengurangi kemacetan, penundaan lalu lintas, dan total biaya proyek. (2) Bentang yang lebih panjang mengurangi jumlah pilar dan meminimalkan dampak lingkungan. (3) Sambungan yang lebih sedikit pada struktur atas meningkatkan kinerja struktural, termasuk kinerja seismik, mengurangi biaya perawatan jangka panjang, dan meningkatkan masa pakai jembatan. (4) Penggunaan pasca-tegangan untuk kontinuitas meminimalkan kedalaman struktur atas jembatan, sehingga meningkatkan jarak bebas vertikal untuk lalu lintas atau rel kereta api. (5) Jumlah perancah yang lebih sedikit meminimalkan dampak konstruksi dan meningkatkan keselamatan bagi masyarakat yang bepergian dan pekerja konstruksi. (6) Peningkatan jarak antar gelagar mengurangi jumlah garis gelagar dan total biaya proyek.

1.4 PERTIMBANGAN DESAIN

Umum

Desain gelagar pracetak harus memperhatikan tiga tahap dasar kinerja transfer, servis, dan kekuatan serta tahap tambahan jika pasca-tarik diterapkan. Desain gelagar pracetak, termasuk ukuran penampang, gaya prategang (jumlah dan ukuran untai), tata letak untai, dan sifat material, dapat diatur oleh salah satu tahap ini. Meskipun desain lentur mendominasi proses desain gelagar pracetak, aspek lain juga harus dipertimbangkan seperti kehilangan prategang, kekuatan geser dan geser antarmuka, zona ankur, defleksi dan camber, diafragma, dan sambungan seismik. Secara umum, perancangan girder beton pracetak-pratarik meliputi hal-hal berikut: pemilihan penampang dan material girder, perhitungan beban, perancangan lentur dan penentuan gaya prategang, perancangan geser, pemeriksaan ankur dan perpindahan geser horizontal (gesekan geser), serta estimasi camber dan lendutan.

Produsen pracetak atau insinyur perancang bertanggung jawab atas perancangan girder untuk penanganan, pengiriman, dan pemasangan. Insinyur tersebut memastikan bahwa girder tersebut dapat dibangun dan memenuhi kriteria perancangan yang dipersyaratkan.



Material

Beton yang digunakan pada girder pracetak yang diproduksi di bawah kondisi yang dikontrol pabrik biasanya memiliki kekuatan dan kualitas yang lebih tinggi dibandingkan beton cor di tempat. Biasanya, kuat tekan beton minimum saat lepas, f'_a dan kuat tekan beton minimum 28 hari, f'_c , atau girder pracetak adalah 4,0 ksi. Selain itu, kuat tekan beton saat lepas, f'_a dapat dipilih sebesar 7,0 ksi dan f'_c sebesar 10,0 ksi. Namun, perancang harus memverifikasi dengan fabrikator lokal rentang ekonomis f'_c berdasarkan proyek tertentu, terutama untuk f'_c yang melebihi 7,0 ksi atau f'_c yang melebihi 10 ksi. Kuat tekan beton minimum juga dapat ditentukan pada saat pemasangan girder dan untuk pasca-tarik, jika digunakan. Pada sebagian besar girder pracetak, nilai f'_c yang relatif besar digunakan dalam desain, yang biasanya mengendalikan keseluruhan desain campuran beton. Jika nilai f'_c yang terlalu besar diperlukan dalam desain untuk menahan tegangan tarik sementara saat transfer di area selain zona tarik pratekan, seperti sayap atas di ujung girder, maka tulangan terikat atau untaian prategang dapat dirancang untuk menahan gaya tarik dalam beton, sesuai AASHTO LRFD. Hal ini membantu mengurangi f'_c yang diperlukan dalam desain.

Nilai f'_c yang relatif besar yang digunakan dalam desain juga menghasilkan nilai f'_c yang relatif besar (misalnya, seringkali melebihi 7 ksi), yang biasanya lebih besar daripada yang diperlukan untuk memenuhi persyaratan kuat tekan beton pada kondisi layan dan/atau batas kekuatan. Dalam kasus di mana f'_c yang lebih besar diperlukan untuk menghasilkan desain yang ekonomis (misalnya, girder dengan bentang lebih panjang, kedalaman lebih dangkal, atau jarak lebih lebar), kuat tekan 56 hari dapat ditentukan untuk mencapai kekuatan yang lebih tinggi, alih-alih kekuatan normal 28 hari.

Keunggulan beton yang digunakan dalam girder pracetak yang diproduksi di bawah kondisi yang dikontrol pabrik sangat luas. Modulus elastisitas yang lebih tinggi dan creep, penyusutan, serta permeabilitas yang lebih rendah merupakan produk sampingan dari kuat tekan yang relatif lebih tinggi dan proses curing uap yang digunakan untuk girder pracetak.

SCC semakin umum digunakan di pabrik pracetak. Meskipun sedikit lebih mahal daripada beton tradisional, SCC memberikan keuntungan signifikan seperti menghilangkan konsolidasi, mengurangi tenaga kerja manual, dan permukaan beton yang lebih halus, yang seringkali dikombinasikan dengan kekuatan dan daya tahan yang tinggi.

Untuk penghematan, girder pracetak umumnya menggunakan untaian berdiameter 0,6 inci, 270 ksi (Grade 270), dengan relaksasi rendah. Penggunaan untaian berdiameter 0,5 inci lebih jarang digunakan karena untaian berdiameter 0,6 inci memberikan efisiensi yang jauh lebih tinggi berkat peningkatan kapasitas sebesar 42%. Untai berdiameter 3/8 inci umumnya digunakan untuk panel dek pracetak yang tetap di tempatnya. Untai prategang berlapis epoksi dapat digunakan di area korosif.

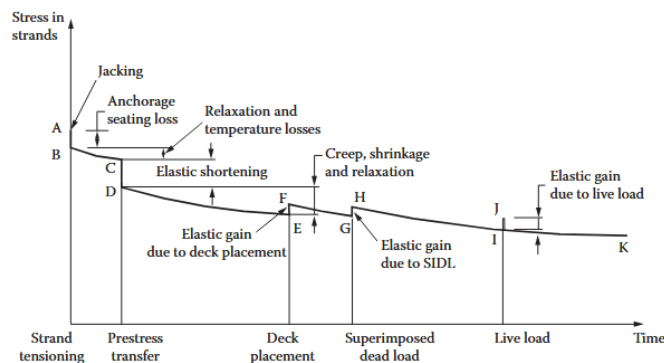
Tulangan kawat las deformasi (WWR), yang sesuai dengan ASTM A497 berdasarkan kuat tarik maksimum 60 atau 75 ksi, dapat digunakan sebagai pengganti batang tulangan untuk desain geser pada komponen beton pracetak pratarik yang diizinkan dan umumnya digunakan sebagai tulangan geser pada gelagar pracetak.



Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang didefinisikan sebagai selisih antara tegangan awal pada untaian dan prategang efektif pada komponen tersebut. Kehilangan prategang mencakup kehilangan sesaat dan kehilangan yang bergantung pada waktu. Untuk komponen struktur prategang, kehilangan prategang akibat pemendekan elastis, penyusutan, rangkai beton, dan relaksasi baja harus dipertimbangkan. Untuk aplikasi girder sambung pascategang, gesekan antara tendon dan saluran serta kehilangan dudukan ankur selama operasi pascategang harus dipertimbangkan sebagai tambahan atas kehilangan yang dipertimbangkan untuk komponen struktur prategang. Beberapa variabel penting yang memengaruhi kehilangan prategang adalah modulus elastisitas beton serta sifat rangkai dan susut.

Variabel-variabel ini dapat agak tidak terduga untuk campuran beton tertentu dan prosedur penempatannya. Kondisi-kondisi ini tidak sepenuhnya dikendalikan oleh perancang. Oleh karena itu, estimasi kehilangan prategang tidak boleh terlalu ditekankan dengan mengorbankan isu-isu lain yang lebih penting selama proses desain. Prediksi kehilangan prategang dapat ditentukan dengan menggunakan metode estimasi lump-sum perkiraan, metode estimasi terinci yang disempurnakan, atau analisis terperinci yang bergantung pada waktu. Metode estimasi terinci yang disempurnakan harus digunakan untuk desain akhir komponen struktur beton prategang normal. Untuk komponen beton sambung pasca-tarik dengan konstruksi bertingkat dan/atau prategang, kehilangan prategang harus dihitung menggunakan metode analisis bergantung waktu. Metode estimasi lump-sum perkiraan hanya dapat digunakan untuk desain awal.



Gambar 1.12 Tegangan untaian terhadap waktu pada gelagar prategang.

Sejak untaian prategang pertama kali diberi tegangan, untaian tersebut mengalami perubahan tegangan yang harus diperhitungkan dalam desain. Gambar 1.12 mengilustrasikan perubahan tegangan untaian terhadap waktu untuk gelagar prategang pada umumnya.

Prosedur Desain

Gelagar beton pracetak prategang biasanya dirancang pada kondisi batas layanan untuk memenuhi batas tegangan, dan diikuti dengan pemeriksaan gelagar pada kondisi batas kekuatan untuk memberikan ketahanan momen yang memadai. Penampang tengah bentang gelagar beton pracetak prategang biasanya dibebani momen positif dan dirancang agar serupa



dengan bentang tumpuan sederhana untuk semua beban permanen dan transien, baik untuk jembatan gelagar kontinu bentang tunggal maupun bentang ganda. Pada jembatan kontinu bentang ganda, struktur atas umumnya dirancang untuk kontinuitas di bawah beban hidup dan beban mati superimposed pada lokasi lentur.

Akibatnya, tulangan momen negatif ditambahkan pada dek di atas lengkungan untuk menahan beban-beban ini. Komponen struktur pada lokasi lengkungan diperlakukan sebagai penampang beton bertulang konvensional dan dirancang agar sepenuhnya kontinu ketika menentukan momen negatif dan positif dari beban yang diterapkan setelah kontinuitas telah ditetapkan. Pemeriksaan fatik pada untaian umumnya tidak diperlukan kecuali girder dirancang untuk retak di bawah beban layan. Fatik beton dalam kompresi tidak mungkin terjadi dalam praktik sebenarnya.

Untuk desain lentur girder pracetak, Gambar 1.3 mengilustrasikan perubahan dalam distribusi tegangan lentur di dekat bentang tengah untuk girder pracetak pada transfer, tuang dek, dan tingkat layan. Selain itu, aspek-aspek praktis berikut juga harus diperhatikan dalam melaksanakan desain lentur girder pracetak: (1) Ukuran penampang girder biasanya didasarkan pada rasio kedalaman-bentang minimum yang diperlukan untuk jenis girder tertentu. (2) Kuat tekan beton yang ditentukan (awal dan 28 hari) umumnya ditentukan oleh kuat tekan awal, f'_{ci} , yang diperlukan untuk membatasi tegangan saat transfer. (3) Gaya prategang total (jumlah dan ukuran untai) dan tata letak untai biasanya ditentukan untuk memenuhi batas kondisi layan, tetapi mungkin harus direvisi untuk memenuhi tahanan lentur pada batas kondisi kekuatan. (4) Desain girder didasarkan pada kedalaman keseluruhan minimum saat menghitung kapasitas penampang.

Desain geser biasanya dilakukan dengan menggunakan metode penampang atau metode lain sebagaimana ditentukan oleh AASHTO LRFD. Metode penampang didasarkan pada teori medan kompresi termodifikasi (MCFT), yang menyediakan pendekatan terpadu untuk desain geser untuk komponen beton prategang dan beton bertulang. MCFT didasarkan pada model rangka batang sudut variabel di mana sudut medan kompresi diagonal bervariasi secara kontinu, alih-alih tetap pada 45° seperti yang diasumsikan dalam kode sebelumnya. Untuk girder prategang, sudut medan tekan untuk desain biasanya berkisar antara 20° hingga 40° . Untuk merancang girder untuk geser, geser terfaktor harus ditentukan berdasarkan beban yang diberikan pada penampang yang ditinjau. Luas dan jarak tulangan geser harus ditentukan secara berkala di sepanjang bentang dan pada penampang kritis. Untuk jembatan miring, permintaan geser beban hidup pada girder eksterior dengan sudut tumpul biasanya diperbesar sesuai dengan peraturan. Faktor koreksi geser tidak diperlukan untuk beban mati. Karena persyaratan lentur medan untuk sengkang geser, ukuran tulangan sengkang #5 lebih disukai. Biasanya, ukuran sengkang geser tidak boleh lebih besar dari #6.

Karena desain geser biasanya mengikuti desain lentur, manfaat tertentu dapat direalisasikan dalam desain geser. Misalnya, ketika untaian harped digunakan, komponen vertikal dari gaya untaian harped berkontribusi terhadap tahanan geser. Selain itu, beton dengan mutu lebih tinggi yang ditentukan untuk lentur meningkatkan nilai V_c untuk desain geser. Karena interaksi lentur-geser harus diperiksa sesuai AASHTO LRFD, tulangan longitudinal



berdasarkan desain lentur harus diperiksa setelah desain geser untuk memastikan bahwa tulangan longitudinal yang cukup tersedia untuk menahan tidak hanya lentur tetapi juga komponen horizontal dari strut tekan diagonal yang menghasilkan kebutuhan akan tulangan longitudinal. AASHTO LRFD mencakup batas atas ketahanan geser nominal, V_n , yang tidak bergantung pada tulangan transversal, untuk mencegah kerusakan badan sebelum tulangan transversal luluh.

Geser antarmuka dirancang berdasarkan ketentuan gesekan geser dalam kode desain. Untuk jembatan gelagar pracetak, desain geser antarmuka biasanya dipertimbangkan melintasi antarmuka antara material yang berbeda seperti bagian atas gelagar dan bagian bawah pelat dek, pada antarmuka antara ujung gelagar dan diafragma pada abutmen atau bent, atau pada sambungan konstruksi yang disambung untuk gelagar yang disambung. Permukaan atau kunci geser setebal 0,25 inci yang sengaja dikasar pada sambungan konstruksi disediakan untuk meningkatkan faktor gesekan dan dengan demikian meningkatkan kapasitas geser antarmuka.

Zona Penjangkaran

Perpecahan ujung dapat terjadi di sepanjang untaian prategang akibat tegangan pecah lokal di zona penjangkaran prategang. Untuk mencegah kegagalan, AASHTO LRFD mensyaratkan tulangan vertikal berikut untuk disediakan dalam jarak $h/4$ dari ujung balok:

$$P_r = f_s A_s$$

di mana

A_s = luas tulangan vertikal (in²)

f_s = tegangan pada tulangan tarik ringan pada tahanan lentur nominal (ksi)

P_r = tahanan dukung terfaktor angkur (kip)

Menurut AASHTO LRFD, f_s tidak boleh melebihi 20 ksi, dan P_r tidak boleh dianggap kurang dari 4% dari total gaya prategang saat transfer.

Untuk girder pracetak yang disambung di mana pascatarik diterapkan langsung pada blok ujung girder, tulangan zona umum diperlukan pada blok ujung area angkur berdasarkan AASHTO LRFD.

Camber dan Lendutan

Untuk girder pracetak, prediksi lendutan dan camber girder yang akurat sulit dilakukan karena modulus elastisitas beton bervariasi seiring dengan kekuatan dan usia beton, dan pengaruh rangkai dan susut pada lendutan sulit diperkirakan. Umumnya, kontraktor bertanggung jawab atas perhitungan lendutan dan kemiringan serta penyesuaian yang diperlukan untuk penempatan beton dek agar memenuhi persyaratan jarak bebas vertikal minimum, kemiringan profil dek, dan kemiringan melintang. Desain memberikan nilai sesaat komponen lendutan yang tidak difaktorkan akibat berat dek dan berat rel penghalang. Komponen lendutan ini digunakan untuk menentukan kemiringan screed di lapangan.

Desain harus menyadari lendutan girder tidak hanya karena besarnya berbagai beban mati dan gaya prategang tetapi juga karena waktu penerapan beban tersebut. Ini terutama



penting untuk pelebaran jembatan. Jika nilai camber yang lebih akurat diperlukan selama tahap desain untuk kasus yang tidak biasa seperti pelebaran jembatan bentang panjang, usia girder yang diasumsikan mungkin perlu ditentukan. Haunch adalah lapisan beton yang ditempatkan di antara sayap atas girder dan bagian bawah dek, digunakan untuk memastikan bantalan yang tepat antara girder pracetak dan dek. Ini mengakomodasi toleransi konstruksi seperti camber girder yang tidak diketahui pada saat pemasangan.

Kedalaman haunch yang memadai disediakan untuk memungkinkan kontraktor menyesuaikan tingkat screed untuk memenuhi tingkat profil yang dirancang. Untuk girder bentang panjang atau girder bentang panjang yang disambung, lendutan harus dirancang dan diperiksa untuk memastikan bahwa camber jembatan mengarah ke atas dalam kondisi jangka pendek dan jangka panjang. Karena nilai camber bervariasi sepanjang bentang, nilai aktual ketebalan haunch juga bervariasi sepanjang bentang. Ketebalan haunch minimum didefinisikan sebagai perbedaan (pada garis tengah girder) antara camber ke atas girder saat pemasangan dan defleksi ke bawah girder karena berat dek dan haunch. Ketebalan haunch minimum yang diperlukan harus dihitung di tengah bentang dan di tumpuan untuk (1) mengakomodasi variasi camber aktual, (2) memungkinkan kontraktor untuk menyesuaikan tingkat screed, (3) menghilangkan potensi intrusi flens atas girder ke dek cor di tempat, dan (4) menentukan elevasi dudukan pada tumpuan. Kemiringan silang dan lebar flens di flens atas girder harus dipertimbangkan dalam menentukan ketebalan haunch minimum.

Meskipun perhitungan tebal haunch minimum didasarkan pada bentang tengah, kebutuhan akan tebal haunch minimum dalam konstruksi terutama berlaku untuk lokasi tumpuan, karena nilai ini diperlukan untuk menentukan elevasi dudukan jembatan. Oleh karena itu, informasi kedalaman struktur harus menunjukkan hal-hal berikut: (1) kedalaman struktur minimum pada garis tengah tumpuan pada tumpuan, termasuk kedalaman girder, tebal dek, ditambah tebal haunch yang dihitung, dan (2) kedalaman struktur minimum pada bentang tengah, termasuk kedalaman girder, tebal dek, ditambah tebal haunch minimum yang mungkin dipilih oleh perancang. Haunch minimum yang disarankan pada bentang tengah dapat berkisar antara setengah inci hingga satu inci. Untuk girder dengan lebar sayap yang besar, seperti girder sayap lebar, haunch yang besar dapat menambah jumlah dan berat beton tambahan yang signifikan. Oleh karena itu, pemilihan tebal haunch minimum pada bentang tengah haruslah praktis.

Diafragma dan Blok Ujung

Jembatan multigirder memiliki diafragma yang disediakan pada abutmen dan bent. Untuk bentang tertentu, diafragma perantara permanen dapat disediakan untuk menstabilkan girder selama konstruksi. Diafragma perantara cor di tempat biasanya opsional, tetapi diafragma ini meningkatkan distribusi beban antar girder dan membantu menstabilkan girder selama konstruksi. Panjang girder di atas 80 kaki biasanya memerlukan satu diafragma perantara, yang paling efisien ditempatkan di tengah bentang. Diafragma perantara sebaiknya digunakan untuk jembatan dengan kemiringan tinggi. Untuk kemiringan jembatan kurang dari atau sama dengan 20° , diafragma perantara normal atau miring dapat disediakan. Untuk kemiringan jembatan lebih dari 20° , diafragma perantara yang tegak lurus terhadap girder



lebih disukai karena dapat diatur secara bertahap. Karena peningkatan inefisiensi fabrikasi, berat girder, dan biaya keseluruhan, blok ujung girder sebaiknya hanya digunakan jika diperlukan.

Stabilitas Lateral

Karena girder pracetak cenderung berupa komponen yang agak panjang dan ramping, girder tersebut harus diperiksa stabilitas lateralnya selama semua tahap konstruksi, termasuk penanganan, pengangkutan, dan pemasangan. Fabrikator biasanya bertanggung jawab atas semua pemeriksaan stabilitas girder. Namun, perancang dianjurkan untuk mempertimbangkan dan memverifikasi stabilitas lateral selama perancangan ketika girder nonstandar dipilih.

Prosedur untuk memeriksa stabilitas lateral dikembangkan oleh Mast, dan beberapa perangkat lunak komersial menggabungkan metode ini. Perancang harus memverifikasi tumpuan yang diasumsikan dan parameter stabilitas tertentu (misalnya, lokasi tumpuan, dampak, kekakuan pengangkutan, superelevasi, tinggi pusat gravitasi girder dan pusat guling di atas jalan, dan jarak melintang antara garis tengah girder dan pusat roda ganda) dengan fabrikator, kontraktor, dan insinyur lokal lainnya, jika diperlukan.

Pertimbangan Seismik

Perancangan seismik diperlukan di wilayah gempa. Jembatan dengan karakteristik serupa di lokasi berbeda mungkin berperilaku berbeda selama gempa bumi. Evaluasi seismik terperinci dan desain seismik yang benar dari sambungan antara girder pracetak, serta sambungan antara girder pracetak dan substruktur pendukung, diperlukan. Sistem sambungan harus dirancang untuk melindungi superstruktur dari efek gaya karena gerakan tanah melalui fusi atau engsel plastik, atau mentransmisikan gaya inersia melalui jalur beban ke dalam tanah. Perilaku daktail diinginkan dalam arah longitudinal dan transversal untuk substruktur. Salah satu cara umum untuk memenuhi persyaratan seismik adalah dengan mencapai kontinuitas dan aksi monolitik antara girder pracetak serta sistem sambungan integral antara girder pracetak dan substruktur pendukung.

Desain Girder Sambungan

Selain memenuhi persyaratan kode desain, pertimbangan desain umum adalah sebagai berikut:

- Desain girder sambungan biasanya terdiri dari desain girder pracetak pratarik dan girder sambungan pasca-tarik. Oleh karena itu, proses pra-tarik dan pasca-tarik harus dipertimbangkan.
- Urutan dan tahapan konstruksi harus diperhitungkan. Tumpuan dan lokasi sementara harus dipertimbangkan dan dirancang dengan tepat karena hal ini memengaruhi penampang girder, panjang bentang, serta gaya pra-tarik dan pasca-tarik. Lokasi dan reaksi tumpuan sementara untuk setiap tahap konstruksi harus dicatat.
- Kondisi batas layanan harus dipertimbangkan dalam desain dengan mempertimbangkan tegangan beton sementara dan akhir pada segmen girder pada setiap tahap pra-tarik dan pasca-tarik serta semua beban yang berlaku selama



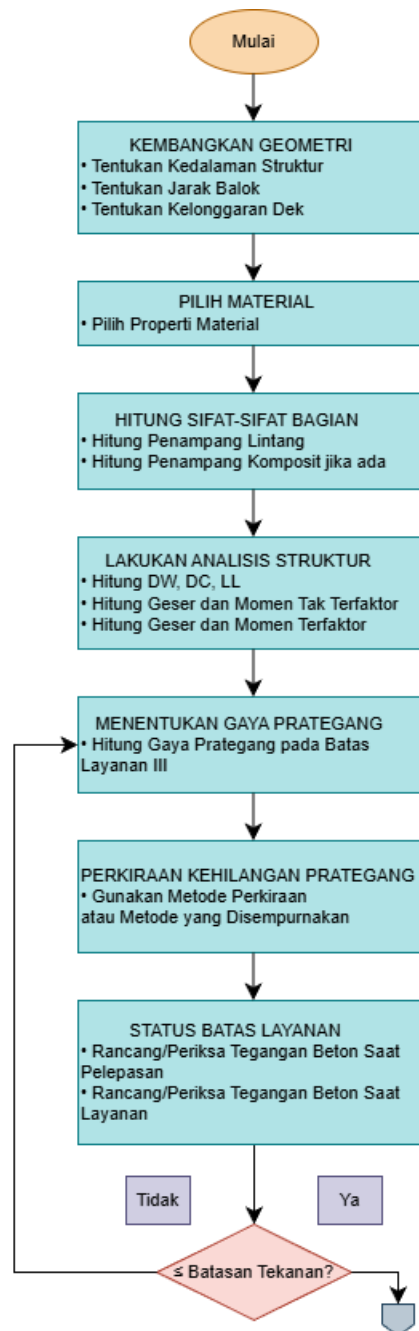
konstruksi. Kondisi batas kekuatan hanya perlu dipertimbangkan untuk tahap konstruksi akhir.

- Posttensioning dapat diterapkan pada girder pracetak sebelum dan/atau setelah pengecoran beton dek. Ketika posttensioning diterapkan pada girder baik sebelum maupun setelah pengecoran dek beton, hal ini disebut sebagai posttensioning dua tahap. Secara umum, posttensioning satu tahap relatif sederhana dalam desain dan konstruksi dan sebagian besar digunakan dengan panjang bentang jembatan kurang dari sekitar 120 hingga 140 kaki. Biasanya, diinginkan untuk menerapkan semua posttensioning setelah dek menjadi bagian dari bagian dek-girder komposit. Ketika gaya posttensioning penuh diterapkan sebelum pengecoran dek, hal ini memungkinkan penggantian dek di masa mendatang atau dapat memenuhi persyaratan khusus proyek lainnya. Dalam pendekatan satu tahap ini, gaya posttensioning dan kuat tekan girder (f'_c) biasanya lebih tinggi daripada yang dibutuhkan untuk posttensioning pada bagian komposit atau untuk posttensioning dua tahap. Ketika bentang jembatan melebihi sekitar 120 hingga 140 kaki, pasca-tarik dua tahap biasanya menghasilkan sistem jembatan yang lebih efisien. Pasca-tarik tahap pertama dirancang untuk mengendalikan tegangan beton di seluruh bentang kontinu untuk beban yang diterapkan sebelum tahap kedua pasca-tarik. Gaya pasca-tarik tahap kedua biasanya dirancang untuk beban mati dan beban hidup yang ditumpangkan. Manfaat metode pasca-tarik dua tahap meliputi gaya pra-tarik yang dibutuhkan lebih rendah, gaya pasca-tarik total yang lebih efisien untuk struktur, (f'_{ci}) dan (f'_c) yang dibutuhkan lebih rendah untuk gelagar pracetak, dan kontrol lendutan yang lebih baik.
- Kehilangan pra-tegang akibat efek pra-tarik, pasca-tarik, dan kemungkinan pasca-tarik bertahap harus dipertimbangkan. Kehilangan yang bergantung pada waktu yang terkait dengan beberapa tahap harus dievaluasi dengan tepat.
- Lendutan sesaat akibat pasca-tarik pada berbagai tahap harus dicatat. Nilai-nilai lendutan ini akan digunakan untuk menentukan kemiringan screed di lapangan.
- Profil tendon pasca-tarik harus dicatat. Meskipun pola penempatan tendon spesifik mungkin tidak disediakan dalam desain, setidaknya satu solusi penempatan tendon yang dapat dikerjakan harus dikembangkan di semua lokasi sepanjang bentang, termasuk pada angkur.
- Sambungan penutup basah antar segmen gelagar biasanya digunakan sebagai pengganti sambungan cor-cocok. Lebar sambungan penutup tidak boleh kurang dari 24 inci dan harus memungkinkan penyambungan saluran pasca-tarik dan tulangan. Tulangan web di dalam sambungan harus lebih besar dari yang disediakan pada gelagar yang berdekatan. Permukaan segmen pracetak pada sambungan penutup harus sengaja dibuat kasar atau dicor dengan pasak geser terpasang.

1.5 DIAGRAM ALIR DESAIN

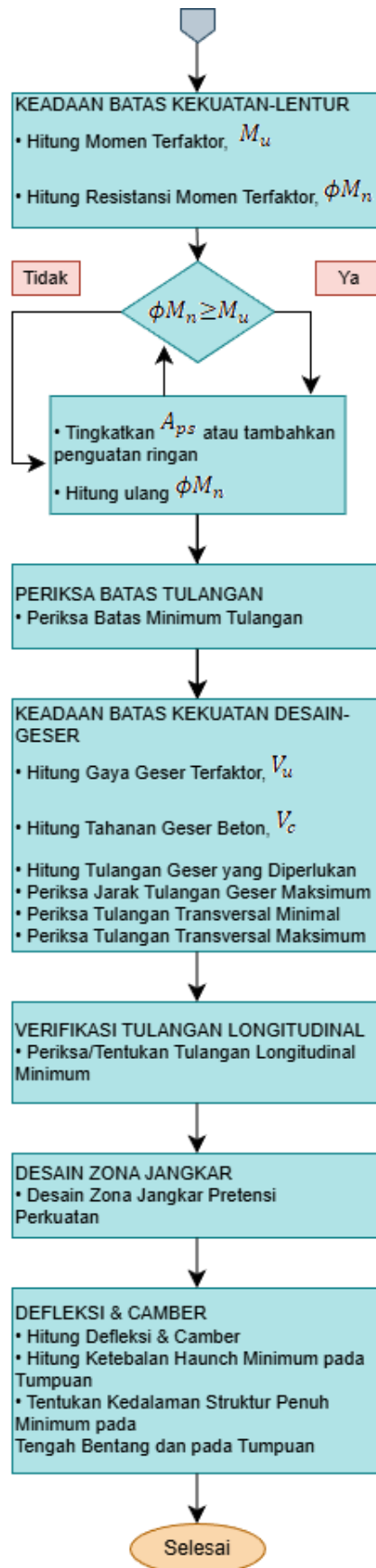
Diagram alir desain girder beton pracetak-pratarik yang detail ditunjukkan pada Gambar 1.13:





Gambar 1.13 Diagram alir desain balok beton pracetak dan pratarik.





Gambar 1.13 (Lanjutan) Diagram alir desain gelagar beton pracetak-pratarik.

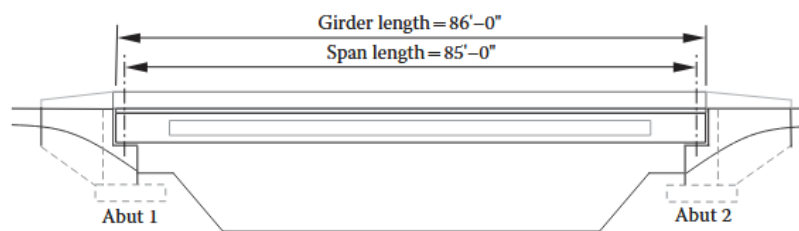


1.6 DESAIN JEMBATAN I-GIRDER PRACETAK PRATARIK BENTANG PENDEK

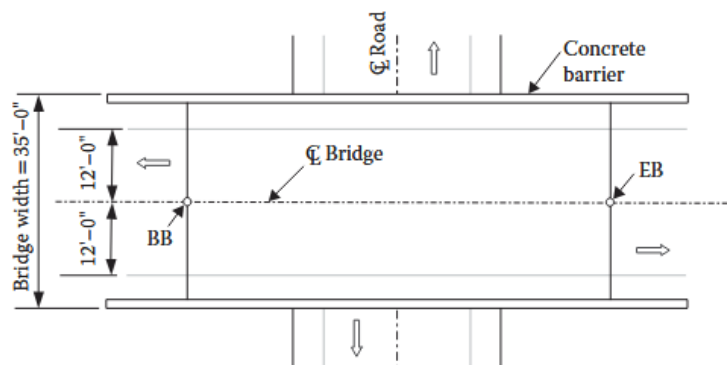
Contoh ini mengilustrasikan prosedur umum dalam merancang jembatan girder beton pracetak-pratarik bentang sederhana sesuai dengan Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (AASHTO 2012).

Data Jembatan

Jembatan ini memiliki panjang bentang 85 kaki (dari garis tengah tumpuan ke garis tengah tumpuan). Lebar dek total adalah 35 kaki, termasuk dua lajur lalu lintas 12 kaki dengan dua bahu jalan 4 kaki dan dua penghalang beton 1,5 kaki. Elevasi jembatan dan tampak denah ditunjukkan masing-masing pada Gambar 1.14 dan 1.15. Pada Gambar 1.15, singkatan BB dan EB masing-masing merupakan singkatan dari "Begin Bridge" dan "End Bridge".



Gambar 1.14 Elevasi jembatan.



Gambar 1.15 Denah jembatan.

Persyaratan Desain

Jembatan tipe I-girder beton pracetak pratarik dipilih sebagai struktur atas jembatan. Dalam contoh ini, langkah-langkah berikut dilakukan untuk desain girder interior sesuai dengan Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (AASHTO 2012).

- Mengembangkan geometri.
- Memilih material.
- Menghitung properti penampang.
- Melakukan analisis struktur.
- Menentukan gaya prategang yang diperlukan.
- Memperkirakan kehilangan prategang.
- Memeriksa tegangan beton untuk kondisi batas layanan.

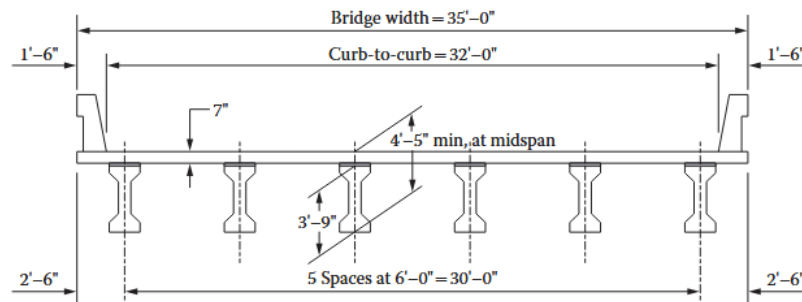


- Merancang kondisi batas kekuatan lentur.
- Merancang kondisi batas kekuatan geser.
- Memeriksa persyaratan tulangan longitudinal.
- Merancang tulangan zona angkur.
- Hitung lendutan dan camber.

Solusi

Mengembangkan Geometri

Untuk struktur atas balok-I pracetak-pratarik dengan kedalaman konstan, rasio kedalaman struktur terhadap bentang, D/L , dapat diambil sebesar 0,045, dan rasio jarak girder terhadap kedalaman struktur sebesar 1,5 umumnya digunakan. Diasumsikan juga bahwa baja prategang akan diberi tegangan hingga 75% dari kekuatannya dengan untai terpancang pada 0,4L untuk mengendalikan tegangan beton di puncak girder pada tahap transfer.



Gambar 1.16 Penampang melintang tipikal.

Untuk contoh ini, $L = 85,0$ kaki, kedalaman struktur yang diinginkan

$$D = 0,045L = (0,45)(85,0) = 3,825 \text{ kaki} = 45,9 \text{ inci.}$$

Asumsikan bahwa pelat beton setebal 7 inci digunakan untuk dek jembatan.

$$\text{Tinggi gelagar pracetak yang diinginkan} = 45,9 - 7,0 = 38,9 \text{ inci.}$$

Oleh karena itu, pilihlah girder AASHTO tipe III 3'9".

Dengan asumsi ketebalan haunch minimum di tengah bentang $t_h = 1,0$ inci.

$$\text{Kedalaman struktur total} = 45,0 + 1,0 + 7,0 = 53,0 \text{ inci} > 0,045L = 45,9 \text{ inci Oke.}$$

Jarak antar girder ditentukan sebagai berikut:

$$\text{Lebar total jembatan} = 35,0 \text{ kaki}$$

$$\text{Jarak antar trotoar} = 32,0 \text{ kaki}$$

$$\text{Lebar haunch} = 16 \text{ inci}$$

$$\text{Jarak Antar Girder} = 1,5D = 1,5(53) = 79,5 \text{ inci} = 6,63 \text{ kaki}$$

Oleh karena itu, gunakan jarak antar girder = 6,0 kaki.

Penampang melintang jembatan yang umum ditunjukkan pada Gambar 1.16.



Memilih Material

Berat satuan beton, $w_c = 0,15$ kcf. Perhatikan bahwa Tabel 3.5.1-1 dari LRFD 2012 memungkinkan

$$w_c = 0.145 \text{ kfc for } f'_c \leq 5.0 \text{ ksi}; \quad w_c = 0.140 + 0.001f'_c \text{ for } 5.0 \text{ ksi} < f'_c \leq 15.0 \text{ ksi}$$

- a) Beton untuk pelat dek cor di tempat Kekuatan beton, $f'_c = 4,0$ ksi

$$\text{Modulus elastisitas, } E_c = 33,000K_t w_t^{1.5} \sqrt{f'_c} \quad (\text{AASHTO 5.4.2.4-1})$$

K_1 = koreksi untuk agregat sumber = 1,0

$$E_c = 33,000(1.0)(0.15)^{1.5} \sqrt{(4.0)} = 3834 \text{ ksi}$$

- b) Beton untuk gelagar pracetak

Asumsikan kuat beton saat transfer, $f'_c = 4,5$ ksi.

Modulus elastisitas, $E_{ci} = 4.067$ ksi.

Asumsikan kuat beton pada umur 28 hari, $f'_c = 6,0$ ksi.

Modulus elastisitas, $E_c = 4.696$ ksi.

Asumsi kuat beton akan diverifikasi nanti dalam contoh.

- c) Baja prategang

Gunakan baja berdiameter 0,6 inci, tujuh kawat, relaksasi rendah.

Luas untai, $A_{ps} = 0,217$ inci² per untai.

Kekuatan tarik, $f_{pu} = 270$ ksi.

Kekuatan luluh, $f_{py} = 0,9 f_{pu} = 243$ ksi.

$$\text{Modulus elastisitas, } E_p = 28,500 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO 5.4.4.2})$$

Tegangan awal pada baja prategang (AASHTO T5.9.3-1)

sebelum transfer, $f_{pbt} \leq 0.75 f_{pu}$

Oleh karena itu, gunakan $f_{pbt} = 0,75 (270) = 202,5$ ksi

- d) Baja tulangan

Kekuatan luluh, $f_y = 60$ ksi

$$\text{Modulus elastisitas, } E_s = 29,000 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO 5.4.3.2})$$

Menghitung Sifat Penampang

- a) Hanya girder pracetak

Bentuk dan dimensi girder AASHTO tipe III 3'9" diilustrasikan pada Gambar 1.17.

Sifat penampang girder disajikan pada Tabel 1.3.

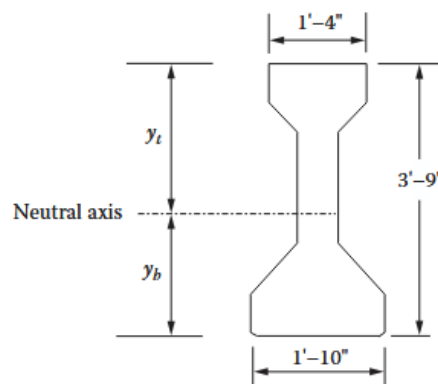


Modulus penampang girder pracetak untuk serat terluar girder pracetak adalah sebagai berikut:

$$S_b = \frac{I}{y_b} = \frac{125,390}{20.3} = 6,177 \text{ in}^3$$

Modulus penampang gelagar pracetak untuk serat paling atas gelagar pracetak adalah sebagai berikut:

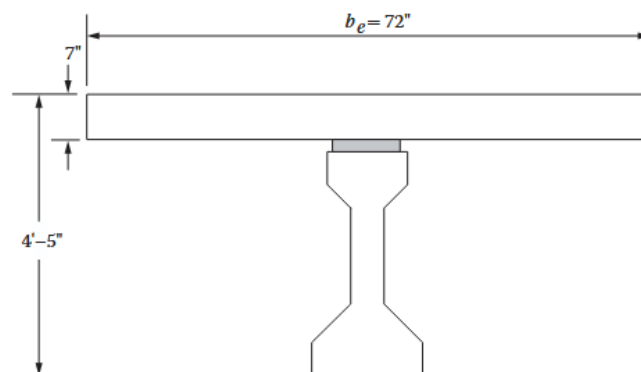
$$S_t = \frac{I}{y_t} = \frac{125,390}{24.7} = 5,077 \text{ in}^3$$



Gambar 1.17 Girder tipe III AASHTO.

Tabel 1.3 Sifat Penampang—Hanya Girder

| | |
|--------------------|-------------------------|
| Area | 560 in ² |
| y_t | 24.7 in |
| y_b | 20.3 in |
| Momen inersia, I | 125,390 in ⁴ |



Gambar 1.18 Lebar sayap efektif.

b) Lebar sayap efektif



Menurut AASHTO Pasal 4.6.2.6.1, untuk sudut kemiringan $\leq 75^\circ$, $L/S \geq 2,0$, dan overhang $\leq 0,5S$, lebar sayap efektif pelat dek beton untuk girder interior dapat dianggap sebagai lebar tributari, yaitu jarak girder S . Untuk contoh ini, sudut kemiringan = $0 (\leq 75^\circ)$; $L/S = 85/6 = 14,2 (> 2,0)$ dan lebar overhang = $2,5' (< 0,5S = 3,5')$. Oleh karena itu, lebar sayap efektif adalah $b_c = S = 72$ in (Gambar 1.18).

c) Penampang komposit

Sifat penampang masing-masing elemen, termasuk girder, dek, dan haunch, dihitung pada Gambar 1.19.

Untuk menghitung sifat penampang komposit, perlu dilakukan transformasi pelat dan haunch dek cor di tempat menggunakan rasio modular, n_c , untuk memperhitungkan perbedaan material beton antara gelagar pracetak dan dek cor di tempat.

Melakukan Analisis Struktural

a) Hitung beban mati (*DC* dan *DW*)

- Beban mati pada penampang nonkomposit.

$$\text{Precast girder, } w_g = \frac{560}{144}(0.15) = 0.583 \text{ klf}$$

$$\text{Deck slab, } w_s = \frac{(72)(7)}{144}(0.15) = 0.525 \text{ klf}$$

$$\text{Haunch, } w_h = \frac{16}{144}(0.15) = 0.017 \text{ klf}$$

- Beban mati pada penampang komposit.

Menurut AASHTO Pasal 4.6.2.2.1, beban mati permanen (termasuk penghalang beton dan permukaan aus) dapat didistribusikan secara merata di antara semua girder asalkan semua kondisi berikut terpenuhi.

- Lebar dek konstan.
- Jumlah girder tidak kurang dari 4. Contoh ini memiliki $N_b = 6$.
- Balok-balok sejajar dan memiliki kekakuan yang kurang lebih sama.

| Bagian | Area, A, (in ²) | y_i (in) | $A_i, (y_i)$ (in ³) | $A(y_i - y_{cg})^2$ | I (in ⁴) |
|--------|-----------------------------|------------|---------------------------------|---------------------|------------------------|
| Girder | 560 | 20.3 | 11,368 | 87,5 | 125,39 |
| Deck | 411.6* | 49.5 | 20,374 | 114,791 | 2,058 |
| Haunch | 13.1* | 45.5 | 596 | 2,113 | 1 |
| Total | 985 | | 32,338 | 204,404 | 127,449 |

*dikalikan dengan n_c

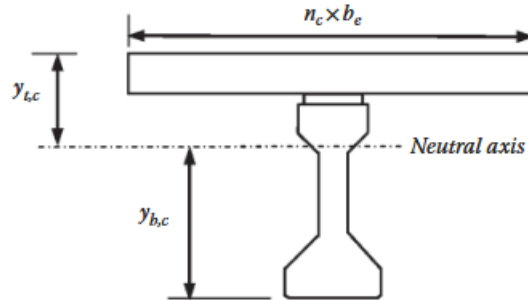
$$\text{Deck } E_{cd} = 3,834 \text{ ksi; Girder } E_{cg} = 4,696 \text{ ksi; } n_c = \frac{E_{cd}}{E_{cg}} = 0.82$$



$$y_c = \frac{32,338}{985} = 32.8 \text{ in}$$

$$y_{bc} = y_c = 32.8 \text{ in}$$

$$y_{tc} = 53.0 - 32.8 = 20.2 \text{ in}$$



$$I_c = 204,404 + 127,449 = 331,853 \text{ in}^4$$

$$S_{bc} = \frac{331,853}{32.8} = 10,117 \text{ in}^4$$

Gambar 1.19 Sifat penampang—penampang komposit.

- Bagian jalan dari overhang, d_e , tidak melebihi 3,0 kaki. Contoh ini memiliki
 - $d_e = 3,0 - 1,5 = 1,5$ kaki
 - jembatan berada pada garis singgung dan kelengkungan dalam denah adalah nol.
 - penampang konsisten dengan salah satu penampang yang ditunjukkan pada Tabel 4.6.2.2.1-1 AASHTO. Struktur atas adalah tipe (k).

Oleh karena itu, semua kriteria terpenuhi. Namun, untuk contoh ini, beban penghalang beton dan beban permukaan aus dapat didistribusikan secara merata di antara keenam gelagar berdasarkan faktor distribusi beban mati (DLDF), yang ditentukan sebagai berikut:

$$DLDF = \frac{\text{Lebar Anak Sungai}}{\text{Lebar Jembatan Keseluruhan}} = \frac{6}{35} = 0.171$$

$$\text{Penghalang DC3} = \frac{444}{144} (0.15)(2)(0.17) = 0.159 \text{ klf}$$

Permukaan aus masa depan $DW = (0,035)(32')(0,171) = 0,192 \text{ klf}$

- b) Hitung gaya geser dan momen lentur akibat DC dan DW

Banyak program perangkat lunak analisis struktur tersedia secara komersial dan dapat digunakan untuk melakukan analisis struktur. Untuk gelagar dengan tumpuan sederhana, momen dan geser tak terfaktor akibat beban mati dapat dihitung dengan rumus berikut dan tercantum dalam Tabel 1.4:



$$M_x = \frac{wx(L-x)}{2}$$

$$V_x = w\left(\frac{L}{2} - x\right)$$

di mana

w = beban mati seragam, k/ft

x = jarak dari ujung kiri gelagar

L = panjang bentang = 85 ft

c) Hitung gaya geser dan momen lentur akibat beban hidup

Beban hidup yang dipertimbangkan dalam contoh ini adalah beban AASHTO HL-93

(i) *Faktor distribusi beban hidup (untuk gelagar interior)*

Gaya geser beban hidup dan momen lentur untuk gelagar interior dapat ditentukan menggunakan rumus faktor distribusi yang disederhanakan yang ditentukan dalam AASHTO Pasal 4.6.2.2.2 dan AASHTO Pasal 4.6.2.2.3, jika semua kondisi dalam AASHTO Pasal 4.6.2.2 terpenuhi. Telah ditunjukkan pada bagian sebelumnya bahwa, untuk contoh ini, kondisi-kondisi ini terpenuhi. Oleh karena itu, rumus faktor distribusi yang disederhanakan dapat diterapkan.

Faktor distribusi momen beban hidup

Faktor distribusi beban hidup untuk momen pada gelagar interior, dalam lajur, dihitung sebagai berikut:

(1) Satu lajur rencana dibebani

$$DFM = 0.060 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12L(t_s)^3}\right)^{0.1} \quad (\text{AASHTO Table 4.6.2.2.2b - 1})$$



Tabel 1.4 Gaya Geser Tak Terfaktor dan Momen Lentur

| Location Dist/Span (x/L) | x (ft) | Girder Weight (DC1) | | Slab+Haunch (DC2) | | Barrier Weight (DC3) | | AC Wearing Surface (DW) | |
|--------------------------------|--------|-------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|-------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | | V _x (kip) | M _x (kip-ft) | V _x (kip) | M _x (kip-ft) | V _x (kip) | M _x (kip-ft) | V _x (kip) | M _x (kip-ft) |
| 0.00L | 0.0 | 24.8 | 0.0 | 23.0 | 0.0 | 6.7 | 0.0 | 8.2 | 0.0 |
| 0.04L | 3.4 | 22.8 | 80.9 | 21.2 | 75.1 | 6.2 | 22.0 | 7.5 | 26.6 |
| 0.10L | 8.5 | 19.8 | 189.7 | 18.4 | 176.1 | 5.4 | 51.6 | 6.5 | 62.4 |
| 0.20L | 17.0 | 14.9 | 337.2 | 13.8 | 313.1 | 4.0 | 91.7 | 4.9 | 111.0 |
| 0.30L | 25.5 | 9.9 | 442.5 | 9.2 | 410.9 | 2.7 | 120.3 | 3.3 | 145.7 |
| 0.40L | 34.0 | 5.0 | 505.8 | 4.6 | 469.6 | 1.3 | 137.5 | 1.6 | 166.5 |
| 0.50L | 42.5 | 0.0 | 526.8 | 0.0 | 489.2 | 0.0 | 143.2 | 0.0 | 173.4 |
| 0.60L | 51.0 | -5.0 | 505.8 | -4.6 | 469.6 | -1.3 | 137.5 | -1.6 | 166.5 |
| 0.70L | 59.5 | -9.9 | 442.5 | -9.2 | 410.9 | -2.7 | 120.3 | -3.3 | 145.7 |
| 0.80L | 68.0 | -14.9 | 337.2 | -13.8 | 313.1 | -4.0 | 91.7 | -4.9 | 111.0 |
| 0.90L | 76.5 | -19.8 | 189.7 | -18.4 | 176.1 | -5.4 | 51.6 | -6.5 | 62.4 |
| 0.96L | 81.6 | -22.8 | 80.9 | -21.2 | 75.1 | -6.2 | 22.0 | -7.5 | 26.6 |
| 1.00L | 85.0 | -24.8 | 0.0 | -23.0 | 0.0 | -6.7 | 0.0 | -8.2 | 0.0 |

Asalkan rentang berikut terpenuhi:

- $3,5 \leq S \leq 16,0$

S = jarak antar gelagar atau badan = 6 kaki

- $4,5 \leq t_s \leq 12,0$

t_s = tebal pelat beton = 7,0 inci

- $20 \leq L \leq 240$

L = panjang bentang = 85 kaki

- N_b = jumlah gelagar ≥ 4

$N_b = 6$

- $10.000 \leq K_g \leq 7.000.000$

$K_g = 738.360 \text{ inci}^4$ (lihat perhitungan di bawah) di mana

$$n = E_{girder}/E_{slab} = 1.22 \quad (\text{AASHTO 4.6.2.2.1 - 2})$$

E_{girder} = modulus elastisitas girder = 4.696 ksi

E_{slab} = modulus elastisitas dek = 3.834 ksi

$I = I_{girder} = 125.390 \text{ in}^4$

$A = A_{girder} = 560 \text{ in}^2$

e_g = jarak antara pusat gravitasi girder dan dek

= $49,50 - 20,30 = 29,20 \text{ in}$

$$K_g = n(1 + Ae_g^2) = 738,360 \text{ in}^4 \quad (\text{AASHTO 4.6.2.2.1 - 1})$$

$$DFM = 0.060 + \left(\frac{6.0}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12L(85)(7)^3}\right)^{0.1} = 0.407 \text{ lanes/girder}$$



(2) Dua atau lebih lajur desain yang dibebani

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12L(t_s)^3}\right)^{0.1} \quad (\text{AASHTO Table 4.6.2.2.2b - 1})$$

$$DFM = 0.075 + \left(\frac{6.0}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{6.0}{85.0}\right)^{0.2} \left(\frac{738,360}{12(85)(7)^3}\right)^{0.1} = 0.556 \text{ lanes/girder}$$

Oleh karena itu, untuk kontrol dengan beban dua lajur atau lebih, gunakan $DFM = 0,556$ lajur/girder

Faktor distribusi geser beban hidup

Untuk satu lajur desain yang dibebani (Tabel AASHTO 4.6.2.2.3a-1)

$$DFV = 0.36 + \left(\frac{S}{25.0}\right) = 0.600 \text{ lanes/girder}$$

Untuk dua atau lebih jalur yang dimuat

$$DFV = 0.20 + \left(\frac{S}{12.0}\right) - \left(\frac{S}{35.0}\right)^{2.0} = 0.671 \text{ lanes/girder}$$

DFV adalah nilai yang lebih besar antara satu lajur terbebani dan dua lajur atau lebih terbebani. Oleh karena itu, gunakan $DFV = 0,671$ lajur/girder

Kelonggaran beban dinamis, IM

$$IM = 0.33 \text{ (Batas kekuatan I dan batas layanan) (AASHTO Table 4.6.2.1 - 1)}$$

Tabel 1.5 Momen Beban Hidup Tak Terfaktor dan Gaya Geser untuk Balok Interior

| Lokasi | | Per Girder | |
|----------------------------|----------|------------------------|---------------------|
| Jarak/Rentang (x/L) | x (ft) | $M_{(LL+IM)}$ (kip-ft) | $V_{(LL+IM)}$ (kip) |
| 0.00L | 0.0 | 0 | 75.0 |
| 0.04L | 3.7 | 219 | 70.8 |
| 0.10L | 8.5 | 474 | 65.2 |
| 0.40L | 34.0 | 1,213 | 37.8 |
| 0.50L | 42.5 | 1,247 | 29.4 |
| 0.60L | 51.0 | 1,213 | -37.4 |
| 0.90L | 76.5 | 474 | -65.2 |
| 0.96L | 81.3 | 219 | -70.8 |
| 1.00L | 85.0 | 0 | -75.0 |

Bentang = 85 ft

Kelonggaran beban dinamis = 1.33



Jumlah lajur = 2.667

Catatan: Kelonggaran beban dinamis, IM, hanya berlaku untuk beban truk.

Momen beban hidup

Momen beban hidup pada titik kesepuluh dapat diperoleh dari program analisis struktur apa pun. Hasil analisis ditunjukkan pada Tabel 1.5.

Pada jembatan bentang sederhana, momen maksimum biasanya terjadi di tengah bentang struktur. Dengan panjang bentang 85 kaki, momen beban hidup maksimum HL-93 dengan dampak sama dengan 2240 k-kaki untuk satu lajur desain yang dibebani. Untuk satu gelagar interior,

$$M_{(LL+IM)HL-93} = (0.55)(2,240) = 1,232 \text{ k} - \text{ft}$$

Momen beban hidup HL-93 dengan dampak pada 0,4 L sama dengan 1199 k-ft.

d) Kombinasi beban

Dalam desain LRFD, total beban terfaktor diambil sebagai berikut:

$$Q = \eta \sum \gamma_i Q_i \quad (\text{AASHTO 3.4.1-1})$$

di mana

η = faktor yang berkaitan dengan duktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional (sama dengan 1,0 untuk contoh ini)

γ_i = faktor beban

Q_i = beban yang ditentukan

Periksa tegangan tekan pada komponen beton prategang untuk Layanan I

$$\text{Service I} = 1.00(DC + DW) + 1.00(LL + IM)_{HL-93} \quad (\text{AASHTO Table 3.4.1-1})$$

Periksa tegangan tarik pada komponen beton prategang untuk Layanan III

$$\text{Service III} = 1.00(DC + DW) + 0.80(LL + IM) \quad (\text{AASHTO Table 3.4.1-1})$$

Periksa resistensi untuk Kekuatan I

$$\text{Strength I: } Q = 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)_{hl-93} \quad (\text{AASHTO Table 3.4.1-1 \&-2})$$

Menentukan Gaya Prategang yang Diperlukan

Gaya prategang awal biasanya ditentukan berdasarkan kondisi beban batas layanan III di tengah bentang. Batas tegangan tarik untuk Layanan III adalah $0.19\sqrt{f'_c}$. Titik berat untai di tengah bentang diasumsikan berada pada 5% kedalaman girder dari serat bawah.



5% x (tinggi girder) = $0,05(45) = 2,25$ inci. Coba 3,0 inci.

Eksentrisitas baja prategang di tengah bentang $e_c = y_b - y_{bs} = 20,3 - 3,0 = 17,3$ inci.

Tegangan di dasar girder pada kombinasi beban batas layanan dibatasi sebagai berikut:

$$f_b = \frac{M_{DC1} + M_{DC2}}{S_b} \left(\frac{M_{DC3} + M_{DW} + 0.8(M_{(LL+IM)HL-93})}{S_{bc}} \right) - \frac{P}{A} - \frac{Pe_c}{S_b}$$

$$= \frac{(526.8 + 489.2)(12)}{6,177} + \frac{[143.2 + 173.4 + 0.8(1,247)](12)}{10,117} - \frac{P}{A} - \frac{P(17.3)}{6,177}$$

tegangan di bagian bawah girder akibat Batas Layanan Negara Bagian III tidak melebihi batas tegangan tarik

$$0.19\sqrt{f'_c} = 0.19\sqrt{6.0} = 0.465 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO Table 5.9.4.2.2-1})$$

$$f_b = 3.535 - 0.00459 P < 0.465 \text{ ksi}$$

Dengan menyelesaikan persamaan di atas untuk P , P minimum yang dibutuhkan = 670 kip.

Asumsikan kehilangan prategang total sebesar 10%, maka gaya prategang yang dibutuhkan saat transfer (sebelum kehilangan apa pun):

$$P_i = \frac{670}{0.90} = 745 \text{ kip}$$

Luas untai prategang yang dibutuhkan:

$$A_{ps} = \frac{745}{202.5} = 3.7 \text{ in}^2$$

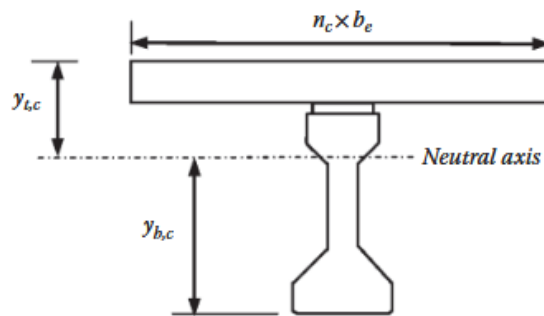
Jumlah untai berdiameter 0,6 inci yang dibutuhkan = $3,7/0,217 = 17,1$ untai.

Gunakan 18 untai – 0,6 inci, $A_{ps} = 3,906 \text{ in}^2$

Dengan menyediakan 10 untai @2 inci dan 8 untai @4 inci, yang titik berat untainya berada pada 2,9 inci dari dasar girder. Untuk mengontrol tegangan saat transfer gaya prategang, ikat dua untai di lokasi web tengah ke 36 inci dan dua untai ke 38 inci di ujung girder. Pola untai di tengah bentang dan ujung girder ditunjukkan pada Gambar 1.20.

Oleh karena itu, eksentrisitas gaya prategang di tengah bentang = $20,3 - 2,9 = 17,4$ inci.





Gambar 1.20 Pola untai di tengah bentang dan di ujung gelagar.

Estimasi Kehilangan Tegangan Prategang

$$\text{Total prestress losses: } \Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (\text{AASHTO 5.9.5.1-1})$$

di mana

Δf_{pES} = jumlah semua kerugian atau keuntungan akibat pemendekan atau pemanjangan elastis pada saat penerapan beban prategang dan/atau beban eksternal (ksi)

Δf_{pLT} = kerugian akibat penyusutan dan rangkai jangka panjang beton dan relaksasi baja prategang (ksi)

(a) Kerugian sesaat – pemendekan elastis

$$\text{Elastic shortening: } \Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (\text{AASHTO 5.9.5.2.3a-1})$$

Tegangan prategang segera setelah pemindahan (kehilangan pemendekan elastis) dapat diasumsikan sebesar $0,9f_{pi} = 182,25$ ksi (asumsikan kehilangan awal 10%).

$$\begin{aligned} f_{egp} &= \frac{P_i}{A} + \frac{(P_i e_c)^2}{I} - \frac{M_{DC1} e_c}{I} \\ &= \frac{712}{560} + \frac{(712)(17.4)^2}{125,390} - \frac{(526.8)(12)(17.4)}{125,390} \\ &= 1.271 + 1.719 - 0.877 = 2.113 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{ct}} f_{egp} = \frac{28,500}{4,067} (2.113) = 14.8 \text{ ksi}$$

Tegangan prategang segera setelah pemindahan

$$f_{pi} = 0.75f_{pu} - \Delta f_{pES} = 202.5 - 14.8 = 187.7 \text{ ksi}$$



Persentase kehilangan prategang akibat pemendekan elastis yang dihitung adalah

$$(14.8/202.5) \times 100\%$$

Diasumsikan = 7,3% < 10%. Oleh karena itu, diperlukan iterasi untuk menghitung Δf_{pES} . Iterasi kedua menggunakan $\Delta f_{pES} = 14,8$ ksi menghasilkan hasil berikut:

$$f_{egp} = 2.202 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pES} = 15.4 \text{ ksi}$$

Tegangan prategang awal (setelah kehilangan pemendekan elastis) = 202,5 – 15,4 = 187,1 ksi.

$$P_i = 187.1(3.906) = 730 \text{ kips}$$

(b) Kehilangan prategang jangka panjang – metode yang disempurnakan

Kehilangan prategang gelagar ditentukan menggunakan metode yang disempurnakan, sebagaimana ditentukan dalam Pasal 5.9.5.4 Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD Edisi 2012.

Kehilangan prategang jangka panjang pada baja prategang (akibat rangkai dan susut beton, serta relaksasi baja) diperkirakan berdasarkan hal berikut:

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (\text{AASHTO 5.9.5.4.1-1})$$

Δf_{pSR} = Kehilangan prategang akibat penyusutan beton gelagar antara pemindahan dan penempatan dek

Δf_{pCR} = Kehilangan prategang akibat rangkai beton gelagar antara pemindahan dan penempatan dek

Δf_{pR1} = Kehilangan prategang akibat relaksasi untai prategang antara pemindahan dan penempatan dek

Δf_{pSD} = Kehilangan prategang akibat penyusutan beton gelagar antara penempatan dek dan waktu akhir

Δf_{pCD} = Kehilangan prategang akibat rangkai beton gelagar antara penempatan dek dan waktu akhir

Δf_{pR2} = Kehilangan prategang akibat relaksasi untai prategang antara penempatan dek dan waktu akhir

Δf_{pSS} = Pertambahan prategang akibat penyusutan dek
Umur beton saat pemindahan: 1 hari



Umur beton saat penempatan dek: 90 hari

Umur beton saat akhir: 27.000 hari

AASHTO LRFD merekomendasikan penggunaan properti penampang yang ditransformasikan untuk metode yang disempurnakan. Sifat penampang gelagar yang ditransformasikan pada saat pemindahan dan penampang komposit pada saat akhir dihitung dan ditunjukkan pada Gambar 1.21 dan 1.22, masing-masing.

| Bagian | Area, A, (in ²) | y_i (in) | $A_i (y_i)$ (in ³) | Y_{cg} in | $A(y_i - y_{cg})^2 d$ | I_o (in ⁴) |
|---------|-----------------------------|------------|--------------------------------|-------------|-----------------------|--------------------------|
| Girder | 560 | 20.3 | 11,368 | 19.6 | 274 | 125,390 |
| Strands | 23.4* | 2.89 | 67.7 | 19.6 | 6,544 | |
| Total | 583.4 | | 11,436 | | 6,818 | 125,390 |

Catatan: *Untaian diubah menggunakan $(n_i - 1)$

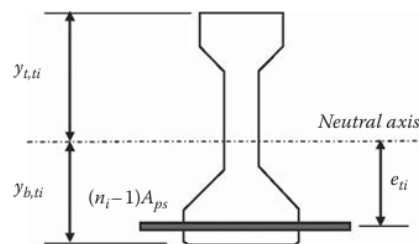
$$f'_c = 4.5 \text{ ksi}; E_{ci} = 4,067 \text{ ksi}; n_i = E_{ps}/E_{ci} = 28,000/4,067 = 7$$

$$y_{ci} = \frac{11,436}{583,4} = 19.6 \text{ in}$$

$$y_{b,ti} = y_{ci} = 19.6 \text{ in}$$

$$y_{t,ti} = 25.4 \text{ in}$$

$$I_{ti} = 125,390 + 6,818 = 132,208 \text{ in}^4$$



$$S_{b,ti} = \frac{132,208}{19.6} = 6,745 \text{ in}^4$$

$$S_{t,ti} = \frac{132,208}{25.4} = 5,205 \text{ in}^4$$

$$e_{ti} = 19.6 - 2.89 = 16.7 \text{ in}$$

Gambar 1.21 Properti penampang yang ditransformasikan—balok pada saat pemindahan.

| Bagian | Area, A, (in ²) | y_i (in) | $A_i (y_i)$ (in ³) | Y_{cg} in | $A(y_i - y_{cg})^2 d$ | I_o (in ⁴) |
|--------|-----------------------------|------------|--------------------------------|-------------|-----------------------|--------------------------|
| Girder | 560 | 20.3 | 11,368 | 19.7 | 195 | 125,39 |



| | | | | | | |
|---------|-------|------|--------|------|-------|--------|
| Strands | 19.8* | 2.89 | 57.2 | 19.7 | 5,602 | |
| Total | 579.8 | | 11,425 | | 5,797 | 125,39 |

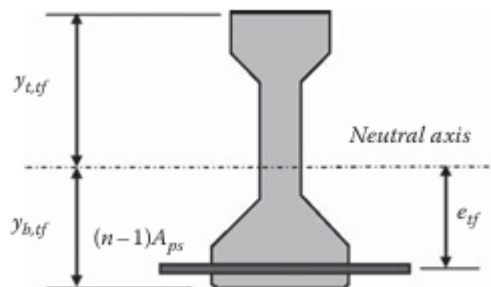
Catatan: *Untaian diubah menggunakan $(n - 1)$

$$f'_c = 6.0 \text{ ksi}; E_c = 4,696 \text{ ksi}; n = E_{ps}/E_{ci} = 28,000/4,696 = 6$$

$$y_{cgf} = \frac{11,425}{579.8} = 19.7 \text{ in}$$

$$y_{b,tf} = y_{cg} = 19.7 \text{ in}$$

$$y_{t,tf} = 25.3 \text{ in}$$



$$I_{tf} = 125,390 + 5,797 = 131,187 \text{ in}^4$$

$$S_{b,tf} = \frac{131,187}{19.7} = 6,656 \text{ in}^3$$

$$S_{t,tf} = \frac{131,187}{25.3} = 5,187 \text{ in}^3$$

$$e_{tf} = 19.7 - 2.89 = 16.8 \text{ in}$$

Gambar 1.22 Properti penampang yang ditransformasikan—girder pada kondisi akhir.

Kehilangan prategang dari pemindahan hingga saat penempatan dek

(i) Penyusutan dek

$$\Delta f_{pSR} = (\varepsilon_{bid})(E_p)(K_{id}) \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.2a-1}$$

$$\varepsilon_{bid} = (k_s)(k_{hs})(k_f)(k_{td})t_i^{-0.118}(0.48 \times 10^{-3}) \quad \text{AASHTO Eq. 5.4.2.3.3-1}$$

$$k_s = 1.45 - 0.13 \left(\frac{V}{S} \right) \geq 1.0 \quad \text{AASHTO Eq. 5.4.2.3.2-2}$$

$$= 0.922 < 1.0 \text{ Use } 1.0$$



$$k_{hs} = 2.00 - 0.014H = 1.02 \quad \text{AASHTO Eq. 5.4.2.3.3-2}$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} = 0.909 \quad \text{AASHTO Eq. 5.4.2.3.2-4}$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} = \frac{89}{61 - 4(4.5) + 89} = 0.674$$

$T = \text{kematangan beton} = 90 - 1 = 89 \text{ hari}$

$$\varepsilon_{bid} = (1.0)(1.02)(0.909)(0.674)(0.48 \times 10^{-3}) = 0.30 \times 10^{-3}$$

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{ci}}\right) \left(\frac{A_{ps}}{A_g}\right) \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g}\right) [1 + 0.7\Psi(t_f, t_i)]} \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.2a-2}$$

$$e_{pg} = 20.3 - 2.9 = 17.4 \text{ in}$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H = 1.0$$

$$k_{td} = \frac{20,000 - 1}{61.4(4.5) + (20,000 - 1)} = 0.998$$

$$\Psi(t_f, t_i) = 1.9(k_s)(k_{hc})(k_{td})t_i^{-0.118}$$

$$= 1.9(1.0)(1.0)(0.909)(0.998)(1.0) = 1.723$$

$$k_{td} = \frac{1}{1 + \left(\frac{28,000}{4,067}\right) \left(\frac{3,906}{560}\right) \left(1 + \frac{560(17.4)^2}{125,390}\right) [1 + 0.7(1.723)]} = 0.798$$

$$\Delta f_{pSR} = (0.30 \times 10^{-3})(28,500)(0.798) = 8.55 \text{ ksi}$$

Kehilangan prategang akibat merayapnya beton gelagar antara waktu pemindahan dan penempatan dek

$$\Delta f_{pSR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \Psi(t_d, t_i) K_{id} \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.2b-1}$$

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_{i,t}} + \frac{P_i(e_{i,t})^2}{I_{i,t}} - \frac{M_g e_{i,t}}{I_{i,t}}$$

$$P_i = 3.906(202.5) = 791 \text{ kips}$$

$$f_{cgp} = \frac{791}{583.4} + \frac{791(16.7)^2}{132,208} - \frac{(528.8 \times 12)(16.7)}{132,208} = 2.229 \text{ ksi}$$



$$\Psi(t_d, t_i) = 1.9(k_s)(k_{hc})(k_f)(k_{td})t_i^{-0.118}$$

$$k_{td} = \frac{89}{61 - 4(4.5) + 89} = 0.674$$

$$\Psi(t_d, t_i) = 1.9(1.0)(1.0)(0.909)(0.674)1.0^{-0.118} = 1.164$$

$$\Delta f_{pCR} = \frac{28,500}{4,067} (2.229)(0.674)(0.798) = 8.40 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pCR} = 1.2 \text{ ksi}$$

AASHTO Art. 5.9.5.4.2c

Kehilangan prategang akibat penyusutan beton gelagar antara penempatan dek dan waktu akhir

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df}$$

$$\varepsilon_{bdf} = \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid}$$

$$\varepsilon_{bif} = (k_s)(k_{hc})(k_f)(k_{tdf})(0.48 \times 10^{-3})$$

$$= (1.0)(1.02)(0.9090)(0.998)(0.48 \times 10^{-3})0.444 \times 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{bdf} = (0.444 - 0.300) \times 10^{-3}$$

$$= 0.144 \times 10^{-3}$$

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \left(\frac{E_p}{E_{ci}}\right) \left(\frac{A_{ps}}{A_c}\right) \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c}\right) [1 + 0.7\Psi(t_f, t_i)]}$$

e_{pc} = eksentrisitas gaya prategang dari pusat penampang komposit

$$e_{pc} = 32.8 - 2.89 = 29.9 \text{ in}$$

$$k_{df} = \frac{1}{1 + \left(\frac{28,500}{4,067}\right) \left(\frac{3,906}{985}\right) \left(1 + \frac{985(29.9)^2}{331,853}\right) [1 + 0.7(1.723)]} = 0.817$$

$$\Delta f_{pSD} = (0.144 \times 10^{-3})(28,500)(0.817) = 3.35 \text{ ksi}$$

Kehilangan prategang akibat merambatnya beton dari penempatan dek hingga penyelesaian akhir.



$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\Psi(t_f, t_i) - \Psi(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} [\Psi(t_f, t_d)] K_{df}$$

Koefisien creep akibat pembebanan pada penempatan dek hingga akhir,

$$\Psi(t_f, t_d) = 1.9(k_s)(k_{hc})(k_f)(k_{tdf})t_d^{-0.118}$$

Antara penempatan dek dan final,

$$k_{tdf} = \frac{t}{61 - 4(f'_{ci}) + t} = \frac{20,000 - 90}{61 - 4(4.5) + (20,000 - 90)} = 0.998$$

$$\Psi(t_f, t_d) = 1.9(1.0)(1.0)(0.909)(0.998)(90)^{-0.118} = 1.014$$

Δf_{cd} Perubahan tegangan beton antara pemindahan dan penempatan dek akibat kehilangan tegangan prategang, penempatan dek, berat dek, dan beban mati tambahan.

$$\begin{aligned} \Delta f_{cd} &= -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pR1}) \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) \\ &\quad - \left(\frac{M_{DC2} e_t}{I_{tf}} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW}) e_{c,t}}{I_{c,t}} \right) \\ &= -(8.55 + 8.40 + 1.20) \frac{3.906}{560} \left(1 + \frac{560(17.41)^2}{125,390} \right) \\ &\quad - \left(\frac{489.2 \times 12(16.8)}{131,187} + \frac{(143.2 + 173.4) \times 12(29.4)}{348,772} \right) = -1.370 \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pCD} = \frac{28,500}{4,067} (2.202)[1.732 - 1.164]0.817 + \frac{28,500}{4,696} (-1.370)(1.014)(0.817)$$

Relaksasi baja prategang dari penempatan dek hingga waktu akhir,

$$\Delta f_{pR2} = f_{pR1} = 1.2 \text{ ksi} \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.3c-1}$$

Keuntungan prategang akibat penyusutan beton dek:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cdf} K_{df} (1 + 0.7\Psi(t_f, t_d)) \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.3d-1}$$

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{daf} A_d E_{cd}}{1 + 0.7\Psi(t_f, t_d)} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad \text{AASHTO Eq. 5.9.5.4.3d-2}$$



ε_{adf} = regangan susut beton dek antara penempatan dek dan waktu akhir

A_d = luas beton dek = 72 (7,0) = 504 in²

E_{cd} = modulus elastisitas beton dek = 3.834 ksi

$\Psi(t_f, t_d)$ = koefisien rangkai beton dek pada waktu akhir akibat pembebanan setelah penempatan dek

$$k_s = 1.45 - 0.13 \left(\frac{V}{S} \right)$$

$$= 1.45 - 0.13 \left(\frac{72(7)}{(72 + 7)2} \right) = 1.04$$

Asumsikan bahwa kekuatan beton awal untuk dek adalah $0,75f'_c = 3,0$ ksi

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_{ci}} = \frac{5}{1 + 3.0} = 1.25$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} = \frac{20,000 - 90}{61 - 4(3.0) + (20,000 - 90)} = 0.998$$

$$\varepsilon_{adf} = k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

$$= 1.04(1.0)(1.25)(0.998)(0.48 \times 10^{-3}) = 0.623 \times 10^{-3}$$

$$\Psi(t_f, t_d) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118}$$

$$= 1.9(1.04)(1.0)(1.25)(0.998)(1)^{-0.118} = 2.465$$

e_d = eksentrisitas dek terhadap gravitasi pusat penampang komposit

= $53 - 7/2 - 32,8 = 16,7$ in

Rayap beton dek,

$$\Delta f_{cdf} = \frac{\varepsilon_{adf} A_d E_{cd}}{1 + 0.7 \Psi(t_f, t_d)} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right)$$

$$= \frac{0.623 \times 10^{-3} - 3(504)(3,834)}{1 + 0.7(2.465)} \left(\frac{1}{985} - \frac{29.9(16.7)}{331,853} \right) = -0.217 \text{ ksi}$$

Nilai negatif menunjukkan adanya penguatan prategang. Penguatan prategang akibat penyusutan beton dek,



$$\Delta f_{pSS} = \frac{28,500}{4,696} (-0.217)(0.817)(1 + 0.7(2.465)) = -2.93 \text{ ksi}$$

Total kerugian tergantung waktu:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pLT} &= (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \\ &= (8.55 + 8.40 + 1.2) + (3.35 + 0.27 + 1.2 - 2.93) = 20.0 \text{ ksi} \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pT} = \frac{20.0}{202.5} (100\%) = 10\%$$

$$f_{pe} = \text{prategang efektif} = 202,5 \text{ ksi} - 20,0 \text{ ksi} = 182,5 \text{ ksi}$$

Periksa batas tegangan prategang pada kondisi batas layanan: (AASHTO Table 5.9.3-1)

$$f_{pe} = 182.5 \text{ ksi} < 0.8f_{py} = 0.8(243) = 194.4 \text{ ksi}$$

Oleh karena itu, gaya prategang efektif setelah kehilangan $P = 3,906 (182,5) = 712,8 \text{ kip}$

Periksa Tegangan Beton untuk Kondisi Batas Layanan

AASHTO LRFD merekomendasikan penggunaan penampang beton bruto yang ditransformasikan dikombinasikan dengan estimasi kehilangan prategang baru untuk desain kondisi batas layanan. Ketika properti penampang yang ditransformasikan digunakan, kehilangan (atau perolehan) elastis saat transfer, saat penempatan dek, saat penerapan beban tambahan, dan penerapan beban hidup tidak diperlukan.

(a) Periksa batas tegangan beton pada kondisi transfer batas tegangan beton

Batas tegangan tekan:

$$\text{Stress limit} = 0.6f'_{ci} = 2.700 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO 5.9.4.1.1})$$

Batas tegangan tarik:

(i) Pada zona tarik prakompresi tanpa tulangan terikat

$$\text{Stress limit} = 0.0948 \sqrt{f'_{ci}} \leq 0.200 \text{ ksi}$$

$$\therefore 0.0948 \sqrt{4.5} = 0.201 \text{ ksi} > 0.200 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO 5.9.4.1.1})$$

Oleh karena itu, batas tegangan = 0,200 ksi kontrol.

(ii) Pada area dengan tulangan bantu terikat yang cukup untuk menahan gaya tarik,

$$\text{Stress limit} = 0.24 \sqrt{f'_{ci}} = 0.509 \text{ ksi}$$



Sifat penampang hasil transformasi bersih untuk gelagar interior di tengah bentang

Sifat penampang hasil transformasi bersih untuk gelagar interior di tengah bentang saat transfer dan saat layan dihitung masing-masing pada Gambar 1.21 dan 1.22. Gambar 1.23 menunjukkan sifat penampang hasil transformasi pada tahap akhir (layan).

Periksa tegangan beton pada titik harped

Untuk komponen struktur pratarik dengan untai harped, tegangan beton pada lokasi titik harped biasanya mengendalikan pada tahap transfer. Ketika kehilangan tegangan yang bergantung pada waktu terjadi, tegangan pada lokasi ini menjadi kurang kritis. Sifat penampang hasil transformasi yang dikombinasikan dengan gaya prategang awal sebaiknya digunakan. Lokasi titik Harped = $0.4 L = 0.4 (85,0) = 34.0$ kaki
Gaya prategang total saat pemindahan, $P_i = (0.75)(270 \text{ ksi})(3.906 \text{ in}^2) = 791$ kips.
Eksentrisitas pada $0.4 L$, $e = 20.3 - 2.89 = 17.4 \text{ in}^2$
Hitung tegangan beton di puncak girder saat pemindahan,

$$f_t = \frac{P_i}{A_{tr}} - \frac{P_i e}{S_{t,ti}} + \frac{M_{DC1}}{S_{t,ti}} = \frac{791}{583} - \frac{791(17.4)}{5,205} + \frac{505.8(12)}{5,205} = -0.122 \text{ ksi (tension)}$$

Karena tegangan berada dalam batas tarik (0,200 ksi), batas tegangan terpenuhi. Tegangan tekan di dasar girder saat transfer:

$$f_b = \frac{P_i}{A_{tr}} - \frac{P_i e}{S_{t,ti}} + \frac{M_{DC1}}{S_{t,ti}} = \frac{791}{583} + \frac{791(17.4)}{6,745} - \frac{505.8(12)}{6,745}$$

$$= 2.497 \text{ ksi (compression)} < 2.700 \text{ ksi.}$$

Periksa tegangan beton di tengah bentang (saat pemindahan)

Tegangan beton di tengah bentang pada tahap pemindahan dapat ditentukan menggunakan prosedur yang sama. Nilai $P_i, e, A_{tr}, S_{b,ti}$ dan S_{ti} di tengah bentang sama dengan pada $0,4L$. Momen lentur di tengah bentang $M_{DC1} = 526,8$ kip-ft.

$f_{top} = -0,074$ ksi (tarik). Batas tegangan tarik (0,200 ksi) terpenuhi.

| Bagian | Area, A, (in ²) | y_i (in) | $A_i (y_i)$ (in ³) | $A(y_i - y_{cg})^2 d$ | I_o (in ⁴) |
|---------|-----------------------------|------------|--------------------------------|-----------------------|--------------------------|
| Girder | 560 | 20.3 | 11,368 | 79,836 | 125,39 |
| Strands | 19.8* | 2.89 | 57.2 | 17,056 | 0 |
| Deck | 411** | 49.5 | 20,357 | 122,514 | 1,679 |
| Haunch | 13.1 | 45.5 | 594 | 2.296 | 1 |
| Total | 1,004 | | 32,376 | 221,702 | 127,07 |

Catatan:

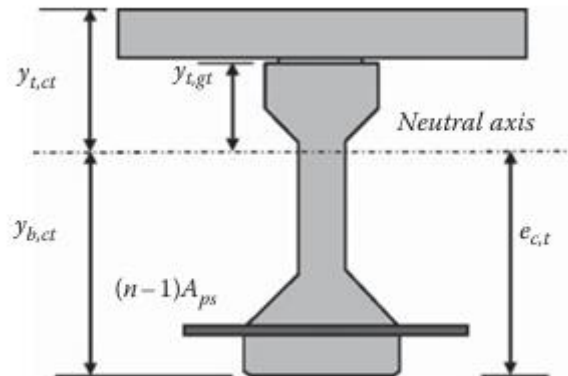
*Strand ditransformasikan menggunakan $(n - 1) = 5$

**Dek ditransformasikan menggunakan $n_c = 0,82$



$$y_{c,ct} = \frac{32,376}{1,004} = 32.2 \text{ in}$$

$$y_{b,ct} = y_{cg} = 32.2 \text{ in}$$



$$y_{t,gt} = 12.8 \text{ in}$$

$$I_{c,t} = 12,070 + 221,702 = 348,772 \text{ in}^4$$

$$S_{bc,t} = \frac{348,772}{32.2} = 10,818 \text{ in}^3$$

$$S_{tgc,t} = \frac{348,772}{12.8} = 27,333 \text{ in}^3; S_{tdc,t} = \left(\frac{1}{6.1}\right) \frac{348,772}{20.8} = 20,588 \text{ in}^3 e_{c,t} = 32.2 - 2.89 = 29.4 \text{ in}$$

Gambar 1.23 Sifat penampang yang ditransformasikan—komposit pada kondisi akhir.

$$f_{bot} = 2,459 \text{ ksi} < 2,700 \text{ ksi}$$

Sebagaimana ditunjukkan dalam perhitungan ini, lokasi titik harped (0,4L) merupakan penampang paling kritis untuk tegangan beton pada tahap transfer di sepanjang gelagar.

(b) Periksa tegangan beton pada kondisi layan

Batas tegangan beton

Batas tegangan tekan (AASHTO Tabel 5.9.4.2.1-1)

- Batas tegangan tekan akibat beban permanen tak terfaktor (termasuk gelagar, pelat dan haunch, penghalang, dan berat permukaan aus di masa mendatang) dan kombinasi gaya prategang: *PS + Perm*

$$\text{Precast girder} = 0.45f'_c = 0.45(6.000) = 2.700 \text{ ksi}$$

$$\text{CIP deck} = 0.45f'_{c,deck} = 0.45(4.000) = 1.800 \text{ ksi}$$



- Batas tegangan tekan akibat beban prategang efektif, beban permanen, dan beban transien (termasuk semua beban mati dan hidup) kombinasi PS + Perm + (LL + IM)_{HL-93}

$$\text{Precast girder} = 0.60f'_c = 0.60(6.000) = 3.600 \text{ ksi}$$

$$\text{CIP deck} = 0.60f'_{c,deck} = 0.60(4.000) = 2.400 \text{ ksi}$$

Batas tegangan tarik

Untuk komponen dengan tendon prategang atau tulangan yang terikat: Kombinasi beban kerja III = [PS + perm + 0,8(LL + IM)_{HL-93}]:

$$\text{Precast girder} = 0.19\sqrt{f'_c} = 0.19\sqrt{6.0} = 0.465 \text{ ksi}$$

Periksa tegangan beton di tengah bentang (saat beroperasi)

Serat atas dan/atau bawah gelagar pracetak diperiksa untuk mengetahui tegangan tekan pada kombinasi beban berikut:

(i) Kombinasi beban PS + permanen

Tegangan di atas gelagar pracetak:

$$\begin{aligned} f_{tg} &= \frac{P_i}{A_{tr}} - \frac{P_i e_c}{S_{t,gtf}} + \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{S_{t,gtf}} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW})}{S_{t,gtf}} \\ &= \frac{712.8}{579.8} - \frac{712.8(16.8)}{5,187} + \frac{(526.8 + 489.2)(12)}{5,187} + \frac{(143.2 + 173.4)(12)}{27,333} \\ &= 1.410 \text{ ksi (compression)} < 2.700 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Tegangan pada bagian bawah girder pracetak:

$$\begin{aligned} f_b &= \frac{P_f}{A_{tr}} - \frac{P_f e_c}{S_{b,tr}} + \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{S_{b,tr}} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW})}{S_{b,tr}} \\ &= \frac{712.8}{579.8} + \frac{712.8(16.8)}{6,656} - \frac{(526.8 + 489.2)(12)}{6,656} - \frac{(163.2 + 173.4)(12)}{10,818} \\ &= 0.846 \text{ ksi (compression)} < 2.700 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Tekanan pada bagian atas dek CIP:

$$f_{td} = \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{tdct}}$$



$$= \frac{143.2 + 173.4}{20,588}$$

$$= 0.185 \text{ ksi (compression)} < 1.800 \text{ ksi}$$

(ii) Kombinasi beban PS + perm + $(LL + IM)_{HL-93}$
Tegangan tekan di puncak gelagar pracetak:

$$f_{tg} = \frac{P_f}{A} - \frac{P_{e_c}}{S_t} + \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{S_{ttf}} + \frac{(M_{DC3} + M_{DW})}{S_{tgc,t}} + \frac{M_{(LL+IM)HL-93}}{S_{tgc,t}}$$

$$= \frac{712.8}{579.8} - \frac{712.8(16.8)}{5,187} + \frac{(526.8 + 489.2)(12)}{5,187} + \frac{(143.2 + 173.4)(12)}{27,333} + \frac{1,247(12)}{27,333}$$

$$= 1.271 \text{ ksi (compression)} < 3,600 \text{ ksi}$$

Tekanan pada bagian atas dek CIP:

$$f_{td} = \frac{M_{DC3} + M_{DW}}{S_{tdct}} + \frac{(M_{LL})}{S_{tdct}}$$

$$= \frac{(143.2 + 173.4)(12)}{20,588} + \frac{1,247(12)}{20,588}$$

$$= 0.911 \text{ ksi (compression)} < 2.400 \text{ ksi}$$

(iii) Kombinasi beban layanan III = [PS + perm + $0,8(LL + IM)_{HL-93}$]:
Periksa tegangan tarik di bagian bawah gelagar pracetak pada layanan III

$$f_b = \frac{P_f}{A} + \frac{P_f e_c}{S_{bf}} - \frac{(M_{DC1} + M_{DC2})}{S_{bf}} - \frac{(M_{DC3} + M_{DW})}{S_{bcf}} - \frac{0.8(LL + IM)_{HL-93}}{S_{bcf}}$$

$$= \frac{712.8}{579.8} + \frac{712.8(16.8)}{6,656} - \frac{(526.8 + 489.2)(12)}{6,656} + \frac{(143.2 + 173.4)(12)}{10,818} + \frac{0.8(1,247)(12)}{10,818}$$

$$= 0.795 \text{ ksi (compression)}$$

Karena penampang mengalami tekan, batas tegangan tarik terpenuhi. Oleh karena itu, OK.

Desain untuk Keadaan Batas Kekuatan—Lentur

(a) Momen terfaktor maksimum, M_u

Momen maksimum untuk struktur bentang sederhana terjadi di tengah bentang.
Kekuatan I:

$$M_u = 1.25[M_{DC1} + M_{DC2} + M_{DC3}] + 1.5M_{DW} + 1.75[M_{(LL+IM)HL-93}]$$



Momen desain kritis untuk gelagar interior terjadi di tengah bentang.

$$\begin{aligned} M_u &= 1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)_{HL-93} \\ &= 1.25[526.8 + 489.2 + 143.6] + 1.50[173.4] + 1.75[1,247] \\ &= 3,892 \text{ kip} - ft \end{aligned}$$

(b) Tegangan baja prategang rata-rata

Untuk penampang dengan tendon terikat dan tegangan rata-rata pada baja prategang $> 0,5 f_{pu}$,

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (\text{AASHTO 5.7.3.1.1-1})$$

di mana

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 2 \left(1.04 - \frac{243}{270} \right) = 0.28 \quad (\text{AASHTO 5.7.3.1.1-2})$$

Untuk beton dek, f'_c 4.0 ksi

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05(f'_c - 4.0) = 0.85 - 0.05(4.0 - 4.0) = 0.85 > 0.65 \quad (\text{AASHTO 5.7.2.2})$$

$$\text{Use } \beta_1 = 0.85$$

Asumsikan luas tekan berupa penampang persegi panjang, dan asumsikan $c/d_x \geq 0.6$, sehingga $f_s = f_y$. (AASHTO 5.7.2.1). Jarak dari sumbu netral ke serat tekan terluar adalah sebagai berikut:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \left(\frac{f_{pu}}{d_p} \right)} \quad (\text{AASHTO 5.7.3.1.1-4})$$

$$c = \frac{3.906(270) + 1.76(60) - 0}{0.85(4.0)(0.85)(72) + 0.28(3.906) \left(\frac{270}{50.1} \right)} = 5.42 \text{ in}$$

Kedalaman blok tekan: $a = \beta_1 c = 0.85(5.42) = 4.61$ inci

Karena ini kurang dari tebal pelat 7,0 inci, asumsi penampang tekan persegi panjang valid.

$c/d_x = 5.42/47 = 0.12 < 0.6$, oleh karena itu asumsi $f_s = f_y$ juga valid.



Untuk beton prategang terkendali tarik, faktor ketahanan lentur $\phi = 1,0$ (AASHTO 5.5.4.2)

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) = (270) \left(1 - 0.28 \frac{5.42}{50.1} \right) = 261.8 \text{ ksi}$$

$f_{ps} = 261,8 \text{ ksi} > 0,5 f_{pu} = 0,5 (270) = 135 \text{ ksi}$. Oleh karena itu, persamaan tersebut dapat diterapkan. (AASHTO 5.7.3.1.1-1)

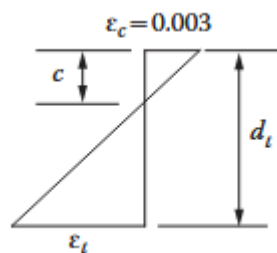
(c) Momen tahanan terfaktor

Dengan asumsi penampang kendali tarik di mana regangan tarik netto pada baja tarik ekstrem $\geq 0,005$ ketika regangan beton $\varepsilon_c = 0,003$ dan menggunakan $\phi = 1,0$, kita peroleh:

$$\begin{aligned} \text{Factored resistance } \phi M_u &= \phi \left[A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \right] && \text{(AASHTO 5.7.3.1.1-4)} \\ &= 1.0 \left[(3.906)(261.8) \left(50.1 - \frac{4.61}{2} \right) + (1.76)(60) \left(49.0 - \frac{4.61}{2} \right) \right] \\ &= 53,806 \text{ kip} - \text{in} \\ &= 4,483 \text{ kip} - \text{ft} > M_u = 3,892 \text{ kip} - \text{ft} \end{aligned}$$

Periksa asumsi bahwa penampang dikontrol oleh tegangan, yaitu $\varepsilon_t > 0,005$. Dari Gambar 1.24, diperoleh hal berikut:

$$\varepsilon_t = 0.003 \left(\frac{d_t - c}{c} \right) = 0.003 \left(\frac{51 - 5.42}{5.42} \right) = 0.025 > 0.005 \text{ Therefore, } \phi = 1.0.$$



Gambar 1.24 Diagram regangan.

(d) Tulangan minimum

Jumlah tulangan tarik prategang pada setiap penampang komponen struktur lentur cukup untuk menghasilkan tahanan lentur terfaktor. AASHTO 5.7.3.3.2 mensyaratkan tahanan lentur, M_r , sama dengan nilai yang lebih kecil antara (i) $1,33 M_u$ dan (ii) M_{cr} .

(i) Di tengah bentang, momen terfaktor M_u akibat kekuatan I = 3892 k-ft



$$M_{cr} = y_3 \left[(y_1 f_r + y_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right] \quad (\text{AASHTO 5.7.3.3.2-1})$$

$$f_r = 0.24 \sqrt{f'_c} = 0.24 \sqrt{6.0} = 0.588 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO 5.4.2.6})$$

Tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif hanya pada serat terluar penampang sedangkan tegangan tarik disebabkan oleh beban luar adalah sebagai berikut:

$$f_{cpe} = \frac{P_f}{A_g} + \frac{P e_c}{S_b} = \frac{712.8}{560} + \frac{712.8(17.4)}{6,177} = 3.281 \text{ ksi}$$

Total momen beban mati tak terfaktor yang bekerja pada bagian nonkomposit adalah sebagai berikut:

$$M_{dnc} = M_{DC1} + M_{CD2} = 526.8 + 489.2 = 1,016 \text{ k-ft} = 12,192 \text{ k-in}$$

S_c = modulus penampang komposit untuk serat terluar di mana tarikan disebabkan oleh beban eksternal = $S_{bc} = 10.117 \text{ in}^3$

S_{nc} = modulus penampang nonkomposit untuk serat terluar di mana tarikan disebabkan oleh beban eksternal = 6.177 in^3

y_1 = faktor variabilitas retak lentur = 1,6 untuk struktur segmental selain pracetak

y_2 = faktor variabilitas prategang = 1,1 untuk tendon terikat

y_3 = rasio kuat luluh minimum yang ditentukan terhadap kuat tarik tulangan yang ditentukan

= 1,00 untuk struktur beton prategang

$$M_{cr} = 1.0 \left[(1.6(0.588) + 1.1(3.281))10,117 - 12,192 \left(\frac{10,117}{6,177} - 1 \right) \right]$$

$$= 38,185 \text{ k-in} = 3,182 \text{ k-ft}$$

Karena $1,33 M_u (= 5.060 \text{ k-ft}) > M_{cr} (3.182 \text{ k-ft})$, persyaratan M_{cr} menjadi penentu. Oleh karena itu, kuat lentur nominal (ϕM_n) yang diberikan harus lebih besar dari 3.128 ft.

$(\phi M_n) = 4.483 \text{ k-ft} > 3.128 \text{ ft}$. Oleh karena itu, persyaratan tulangan minimum terpenuhi. Perhatikan bahwa LRFD mensyaratkan persyaratan tulangan minimum diperiksa pada setiap bagian di sepanjang gelagar.

Desain untuk Keadaan Batas Kekuatan—Geser

Dalam contoh ini, hanya prosedur desain geser untuk penampang kritis di dekat tumpuan yang ditunjukkan. Bagian lain di sepanjang gelagar dapat dirancang dengan mengikuti prosedur yang sama.



Untuk contoh ini, kebutuhan geser dikontrol oleh kombinasi beban kekuatan I. Gaya geser terfaktor dan momen lentur pada penampang kritis diperoleh dari Tabel 1.4 (akibat beban mati) dan Tabel 1.5 (akibat beban hidup) dikalikan dengan faktor beban yang sesuai dari Tabel 3.4.1-1 AASHTO.

a) *Penampang kritis untuk desain geser*

Penampang kritis untuk desain geser terletak pada d_v dari muka dalam tumpuan. (AASHTO Pasal 5.8.3.2). Kedalaman geser efektif, d_v , adalah nilai terbesar dari tiga nilai: (1) $d_e - a/2$, (2) $0,9 d_e$ dan (3) $0,72 h$. (AASHTO 5.8.2.9). d_e = kedalaman efektif dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tarik = $H - y_{bs}$.

Beberapa iterasi mungkin diperlukan untuk menemukan lokasi kritis geser. Jarak dari tumpuan perlu diasumsikan terlebih dahulu untuk memperkirakan lintasan untai prategang yang di-harp. Asumsikan bahwa jarak 4,0 kaki (sekitar 90% dari kedalaman struktur) dari muka tumpuan adalah lokasi kritis.

Tulangan baja lunak di bagian bawah girder diasumsikan berupa batang 4-#6 seperti yang ditunjukkan pada Gambar 1.25 dan Tabel 1.6. Jumlah baja lunak yang dibutuhkan harus ditentukan berdasarkan persyaratan tulangan longitudinal minimum (AASHTO Persamaan 5.8.3.5-1). Perhitungannya ditunjukkan pada Bagian 1.6.3.10.

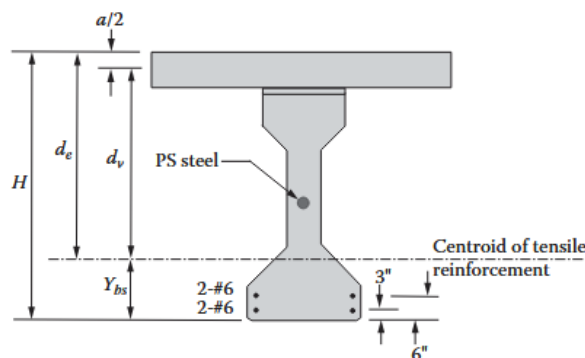
Titik berat baja prategang pada titik harpa = 2,89 inci dari dasar gelagar dan di ujung-ujungnya = 10,44 inci

Tinggi baja prategang pada 4'0" dari ujung gelagar,

$$y_s = 10.44 - \frac{4.0}{34.0} (10.44 - 2.89) = 9.55 \text{ in}$$

$$y_{bs} = \frac{176.0}{19.34} = 9.10 \text{ in}$$

$$d_c = 53.0 - 9.10 = 43.9 \text{ in}$$



Gambar 1.25 Definisi y_{bs} , d_e , dan d_v .

Tabel 1.6 Tulangan Tarik pada Penampang Kritis



| Lapisan | A_s (in ²) | y_i (in) | $(A_s)(y_i)$ |
|---------|--------------------------|------------|--------------|
| 1 | 2-#6=0.88 | 3 | 2.64 |
| 2 | 2-#6=0.88 | 6 | 5.28 |
| 3 | 3.906 (270/60) = 17.58 | 9.55 | 168.0 |
| Total | 19.34 | | 176.0 |

Kedalaman blok kompresi pada 4'0", $a = 2,95$ in

$$\frac{a}{2} = \frac{2.95}{2} = 1.48 \text{ in}$$

$$d_v \text{ largest of } \left\{ \begin{array}{l} d_e - \frac{a}{2} = 43.0 - 1.48 = 42.4 \text{ in} \\ 0.9d_e = 0.9(43.9) = 39.5 \text{ in} \\ 0.72h = 0.72(53.0) = 38.2 \text{ in} \end{array} \right\} = 42.4 \text{ in}$$

Oleh karena itu, $d_v = 42,4$ in (3,5 ft) dari garis tengah tumpuan, mendekati asumsi awal 4,0 ft. Karena lebar tumpuan belum ditentukan, maka diasumsikan lebar tumpuan sama dengan nol.

- b) Kontribusi beton terhadap tahanan geser nominal, V_c Regangan pada tulangan tarik lentur ϵ_x

Gambar 1.26 menunjukkan penampang kritis di dekat tumpuan. Regangan pada tulangan lentur, ϵ_x dihitung dengan

$$\epsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (\text{AASHTO 5.8.3.4.2-4})$$

Gaya faktor pada penampang kritis untuk kekuatan I adalah $M_u = 667$ k-ft; $V_u = 197,5$ kips; $N_u = 0$; $V_p = P (\sin \omega)$

$$\omega = \sin^{-1} \left(\frac{10.44 - 2.89}{34.00 \times 12} \right) = 1.06^\circ$$

$$V_p = 712,8 (\sin 1,06^\circ) = 13,2 \text{ kip}$$

M_u tidak boleh kurang dari $|V_u - V_p|d$

$$M_u = 667 \text{ k-ft} > |V_u - V_p|d_v = |197.5 - 13.2| (42.4/12) = 651 \text{ k-ft}$$

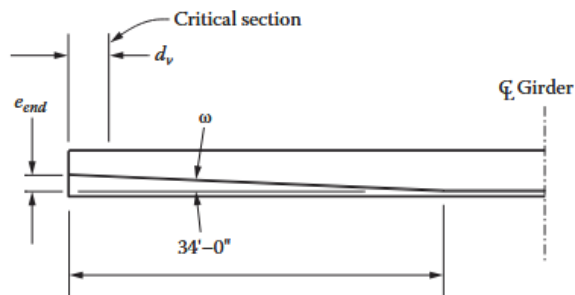
f_{po} = parameter yang diambil sebagai modulus elastisitas tendon prategang dikalikan dengan selisih regangan terkunci antara tendon prategang dan beton di sekitarnya. Untuk tingkat prategang yang lazim, nilai 0,7 f_{pu} sesuai untuk komponen struktur prategang.

$$f_{po} = 0,7 (270) = 189 \text{ ksi}$$

$$A_{ps} = 3,906 \text{ in}^2$$



$$E_s A_s = 29.000 \text{ ksi} (0,88 + 0,88) = 51.040 \text{ kips}$$



Gambar 1.26 Elevasi gelagar dekat tumpuan dan penampang kritis untuk geser.

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{(667)(12)}{42.4} + 0.5(0) + |197.5 - 13.20| - A_{ps} f_{po} \right)}{51,040 + 28,500(3.906)} = \frac{-365}{162,361} = -.00225$$

Karena ε_s bernilai negatif, maka harus dianggap nol. Oleh karena itu, $\varepsilon_s = 0$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750(0)} = 4.8 \quad (\text{AASHTO 5.8.3.4.2-1})$$

$$\theta = 29 + 3,500\varepsilon_s = 29 + (3,500)(0) = 29 \quad (\text{AASHTO 5.8.3.4.2-3})$$

Kontribusi beton terhadap tahanan geser, V_c

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (\text{AASHTO 5.8.3.3-3})$$

$$= (0.0316)(4.8)\sqrt{6.0}(7.0)(42.4) = 110.3 \text{ kip}$$

Periksa ruang retak,

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63} \quad (\text{AASHTO 5.8.3.4.2-5})$$

di mana $12,0 \text{ in} \leq s_{xe} \leq 80,0 \text{ in}$

s_x kurang dari

- d_v
- Jarak maksimum antar lapisan tulangan pengendali retak longitudinal. Untuk komponen struktur dengan tulangan longitudinal terkonsentrasi, $s_x = d_v$

Oleh karena itu, $s_x = d_v = 42,4 \text{ in}$

a_g = ukuran agregat maksimum, asumsikan = $0,75 \text{ in}$

$$s_{xe} = 42.4 \frac{1.38}{0.75 + 0.63} = 42.4 \text{ in} < 80.0 \text{ in}$$



c) Persyaratan tulangan geser Periksa apakah $V_u \geq 0.5\phi(V_c + V_p)$

$$V_u = 197.5 \text{ kip} > 0.5\phi(V_c + V_p) = (0.5)(0.9)(110.3 + 13.2) = 55.6 \text{ kip}$$

Oleh karena itu, tulangan geser transversal diperlukan pada bagian ini Luas tulangan geser transversal yang dibutuhkan

$$\frac{V_u}{\phi} \leq V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{AASHTO 5.8.3.3-1})$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c - V_p = \frac{197.5}{0.9} - 110.3 - 13.2 = 95.9 \text{ kip}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{AASHTO 5.8.3.3-4})$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}$$

Untuk contoh ini, $\theta = 29^\circ$ dan $\alpha = 90^\circ$ maka kita punya

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha} = \frac{95.9}{(60)(42.4)(\cot 29^\circ + \cot 90^\circ) \sin 90^\circ} = 0.021 \frac{\text{in}^2}{\text{in}}$$

Coba #4 (kaki ganda), $A_v = 0,20$ (2 kaki) = 0,40 in²

$$\text{Required } s = \frac{0.40}{0.021} = 19.1 \text{ in}$$

Menyediakan bar #4, kaki ganda, dengan jarak 12 inci, $A_v = 0.40 \frac{\text{in}^2}{\text{ft}}$

$$V_s = \frac{0.40(60)(42.4)(\cot 29^\circ)}{12} = 153.0 \text{ kip} > 95.9 \text{ kip}$$

d) Periksa jarak maksimum tulangan geser

Tegangan Geser, v_u

$$v_u = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} = \frac{197.5 - 0.9(13.2)}{(0.9)(7.0)(42.4)} \quad (\text{AASHTO 5.8.2.9-1})$$

$$v_u = 0.695 \text{ ksi} < 0.125 f'_c = 0.125(6) = 0.75 \text{ ksi}$$



Jarak maksimum tulangan geser adalah sebagai berikut: (AASHTO 5.8.2.7)

$$\text{If } v_u < 0.125f'_c \text{ maximum spacing, } s_{max} = 0.8d_v \leq 24.0 \text{ in} \quad (\text{AASHTO 5.8.2.7-1})$$

Untuk kasus ini, $s_{max} = 0.8 d_v = (0.8)(42.4) = 33.9 \text{ in} > 24.0 \text{ in}$

Oleh karena itu, gunakan $s_{max} = 24.0 \text{ in}$.

$s = 12 \text{ in} < s_{max} = 24.0 \text{ in}$.

e) Tulangan melintang minimum

Tulangan melintang minimum (AASHTO 5.8.2.5)

Luas tulangan melintang yang disediakan memenuhi persyaratan berikut:

$$A_v \geq \frac{0.0316\sqrt{f'_c}b_v s}{f_y} \quad (\text{AASHTO 5.8.2.5-1})$$

$$A_v = 0.4 \text{ in}^2 > \frac{0.0316\sqrt{f'_c}b_v s}{f_y} = \frac{0.0316\sqrt{6}(7.0)(12)}{60} = 0.11 \text{ in}^2$$

f) Tahanan geser nominal

Untuk memastikan bahwa beton web tidak akan hancur sebelum tulangan transversal luluh, tahanan geser nominal harus lebih rendah dari Kasus (i) dan (ii) yang ditunjukkan di bawah ini:

Kasus (i)

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 110.3 + 153.0 + 13.2 = 276.5 \text{ kip} \quad (\text{AASHTO 5.8.3.3-1})$$

Kasus (ii)

$$V_n = 0.25f'_c d_v d_v + V_p = (0.25)(6.0)(7.0)(42.4) + 13.2 = 458.4 \text{ kip} \quad (\text{AASHTO 5.8.3.3-2})$$

Oleh karena itu, tahanan geser nominal adalah $V_n = 276,5 \text{ kip}$.

Dengan menggunakan prosedur di atas, tulangan transversal pada setiap penambahan di sepanjang gelagar dapat ditentukan.

Periksa Persyaratan Tulangan Longitudinal

Perhitungan berikut menunjukkan desain tulangan longitudinal pada gelagar untuk memenuhi kriteria tulangan longitudinal minimum di tengah bentang. Sebagaimana dinyatakan dalam AASHTO Pasal 5.8.3.5, jumlah tulangan longitudinal (pada sisi tarik lentur) di semua lokasi sepanjang gelagar diproporsikan untuk memenuhi hal-hal berikut:

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{Nu}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta \quad (\text{AASHTO 5.8.3.5-1})$$



A_s = luas tulangan tarik nonprategang

Nilai-nilai berikut di tengah bentang ditentukan mengikuti prosedur yang dijelaskan di bagian sebelumnya.

$$M_u = 3,892 \text{ k-ft}; V_u = 51.9 \text{ kips}; V_s = 0 \text{ kip}; V_p = 0 \text{ kip}; N_u = 0 \text{ kip};$$

$$d_v = 47.4 \text{ in}; \theta = 34.2^\circ; f_{ps} = 261.8 \text{ ksi.}$$

$$\begin{aligned} & \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0.5V_s \right) \cot \theta \\ &= \frac{|3,892 \times 12|}{(47.7)(1.0)} + 0.5 \frac{0}{1.0} + \left(\left| \frac{51.9}{0.9} - 0 \right| - (0.5)(0) \right) \cot 34.2^\circ \\ &= 1,063 \text{ kip} \end{aligned}$$

Untuk batang longitudinal 4-#6, kapasitas gaya longitudinalnya adalah

$$A_{ps}f_{ps} + A_s f_y = 3,906(261.8) + 4(0.44)(60) = 1,128 \text{ kip} > 1,063 \text{ kip}$$

Oleh karena itu, persyaratan tulangan minimum terpenuhi.

Tulangan Zona Jangkar Desain

Ketentuan dalam AASHTO Pasal 5.10.10 mensyaratkan bahwa tulangan vertikal berikut harus disediakan dalam jarak $h/4$ dari ujung girder.

$$P_r = f_s A_s \quad \text{(AASHTO 5.10.10.1-1)}$$

f_s = tegangan pada baja lunak = 20 ksi

A_s = total tulangan vertikal

$$P_r = 0.04 P_i = 0.04(0.75)(270)(3.906) = 31.6 \text{ kips}$$

$$\text{Requires } A_s = \frac{P_r}{f_s} = \frac{31.6}{20} = 1.58 \text{ in}$$

Menggunakan palang #5 dengan 2 kaki vertikal,

$$\text{Jumlah batang yang dibutuhkan} = \frac{1.58}{0.31(2)} = 2.5 - \#5, \text{ kaki ganda.}$$

Sediakan batang vertikal 3-#5 (2 kaki) dalam jarak $h/4$ (14 inci) dari ujung balok.

Hitung Lendutan dan Camber



Camber akibat gaya prategang dan lendutan akibat berat sendiri gelagar, pelat, dan haunch dihitung menggunakan modulus elastisitas awal beton dan sifat penampang gelagar nonkomposit.

Lendutan akibat penghalang beton dan permukaan as di masa mendatang dihitung menggunakan sifat penampang komposit bruto. Lendutan sesaat akibat gaya prategang dan berat gelagar dihitung saat transfer. Lendutan jangka panjang gelagar beton pracetak dapat dihitung sebagai lendutan sesaat dikalikan dengan suatu faktor.

Pada saat pemberian tegangan, bentang tengah gelagar akan naik sebesar $(\Delta_{pi} - \Delta DL_{gdr})$. Karena serat bawah lebih tinggi tegangannya daripada serat atas, gelagar akan terus naik seiring berjalannya waktu. Total kenaikan gelagar bergantung pada usianya saat menerima beban dari pelat beton. Berbagai badan transportasi negara bagian menggunakan faktor pengali yang berbeda untuk memperhitungkan efek jangka panjang. Faktor pengali dari Manual Desain Jembatan Pracetak Beton Prategang disajikan pada Tabel 1.7. Untuk menghitung lendutan dan camber di tengah bentang dan menentukan tebal haunch minimum pada tumpuan, langkah-langkah berikut diperlukan.

$$P_i = 730 \text{ kip}$$

$$E_{ci} = 4.067 \text{ ksi}$$

$$I = 125.390 \text{ in}^4$$

$$e_c = \text{eksentrisitas gaya prategang di tengah bentang} = 17,4 \text{ in}$$

$$e_e = \text{eksentrisitas gaya prategang di ujung bentang} = 10,4 \text{ in}$$

$$L_g = \text{panjang gelagar keseluruhan} = 86,0 \text{ ft}$$

$$e' = \text{selisih antara eksentrisitas baja prategang di tengah bentang dan di ujung} = 17.4 - 10.4 = 7.0 \text{ in}$$

Tabel 1.7 Pengali PCI

| | Pemasangan | Jangka panjang |
|---|------------|----------------|
| Kekuatan pratekan | 1.80 | 2.20 |
| Berat balok | 1.85 | 2.40 |
| Dek, paha, diafragma, DL nonkomposit | - | 2.30 |
| Penghalang, FWS, beban komposit seragam | - | 3.00 |

$$a = \text{jarak dari ujung girder ke titik harped} = 34 \text{ kaki}$$

$$w_g = \text{berat girder seragam} = 0,583 \text{ klf}$$

(a) Camber akibat gaya prategang di tengah bentang

$$\begin{aligned} \Delta_p &= \frac{P_i}{E_{ci}(I)} \left(\frac{e_c L^2}{8} - \frac{e' a^2}{6} \right) \\ &= \frac{730}{4,067(125,390)} \left(\frac{17.4[86 \times 12]^2}{8} - \frac{7.0[34 \times 12]^2}{6} \right) = 3.04 \text{ in } \uparrow \end{aligned}$$



(b) Lendutan akibat berat sendiri girder di tengah bentang

$$\Delta_g = \frac{5w_g L^4}{384E_{ci}(I)} = \frac{5 \left(\frac{0.583}{12} \right) (86 \times 12)^4}{384(4,067)(125,390)} = 1.41 \text{ in } \downarrow$$

(c) Lendutan akibat berat pelat dan haunch di tengah bentang

$$\Delta_s = \frac{5w_g L^4}{384E_{ci}(I)} = \frac{(5) \left(\frac{0.542}{12} \right) [(85)(12)]^4}{384(4,696)(125,390)} = 1.08 \text{ in } \downarrow$$

(d) Lendutan akibat berat penghalang di tengah bentang

$$\Delta_b = \frac{5w_g L^4}{384E_{ci}(I)} = \frac{5 \left(\frac{0.159}{12} \right) [85 \times 12]^4}{384(4,696)(331,853)} = 0.14 \text{ in } \downarrow$$

(e) Defleksi akibat permukaan as di masa depan di tengah bentang

$$\Delta_{ws} = \frac{5w_g L^4}{384E_{ci}(I)} = \frac{5 \left(\frac{0.192}{12} \right) [85 \times 12]^4}{384(4,696)(331,853)} = 0.14 \text{ in } \downarrow$$

(f) Lendutan di tengah bentang pada saat pemasangan girder

Lendutan pada saat pemasangan dapat diperkirakan menggunakan pengali PCI pada Tabel 1.7.

$$\text{Defleksi girder} = 1.8\Delta_p + 1.85\Delta_g = 1.8(3.04) + 1.85(-1.41) = 2.86 \text{ in } \uparrow$$

Setelah pengecoran dek, lendutannya adalah $2,86'' - 1,08'' = 1,78''$. Artinya, ketebalan haunch minimum pada tumpuan girder adalah $1,78''$. Dengan asumsi ketebalan haunch minimum 1 inci pada bentang tengah, ketebalan haunch minimum pada tumpuan adalah $2,78$ inci. Oleh karena itu, kedalaman struktur minimum adalah $4'5''$ pada bentang tengah dan kedalaman struktur minimum adalah $4'7 \frac{3}{8}''$ pada tumpuan.



BAB 2

GIRDER BETON PRATEGANG PASCA-TEGANG COR TEMPAT

2.1 PENDAHULUAN

Beton bertulang menggabungkan beton dan batang baja dengan cara menyatukannya secara pasif. Beton prategang menggabungkan beton mutu tinggi dan baja mutu tinggi secara aktif; hal ini dicapai dengan menarik baja dan menahannya pada beton, sehingga beton mengalami kompresi. Struktur beton prategang, dengan menggunakan material mutu tinggi secara efektif, memberikan kemudahan servis, kapasitas menahan beban, dan daya tahan yang lebih baik. Ini merupakan alternatif yang menarik untuk jembatan bentang panjang, dan telah digunakan di seluruh dunia sejak tahun 1950an. Jembatan beton prategang telah berkembang dari hampir tidak ada pada tahun 1940an menjadi jenis jembatan yang dominan saat ini; jembatan ini sedang dibangun di Amerika Serikat dan di seluruh dunia. Sekitar 25% jembatan jalan raya adalah beton prategang di Amerika Serikat.

Terdapat tiga jenis jembatan beton prategang, yaitu jembatan girder prategang pracetak, jembatan girder pascategang cor di tempat (CIP), dan jembatan girder beton yang dibangun secara segmental. Bab ini hanya berfokus pada jembatan girder beton prategang pracetak pascategang CIP. Jembatan girder beton prategang pracetak prategang disajikan pada Bab 1 dan jembatan beton segmental dibahas pada Bab 3. Untuk pembahasan lebih rinci tentang beton prategang, dapat merujuk pada buku teks karya Collins dan Mitchell, Lin dan Burns, dan Nawy. Untuk beton prategang pracetak, lihat PCI. Untuk beton pascategang, lihat CSI dan PTI.



Gambar 2.1 Jembatan girder kotak pasca-tegang yang sedang dibangun.





Gambar 2.2 Dongkrak prategang hidrolik pada umumnya. (Courtesy of California Department of Transportation.)

Sistem Prategang

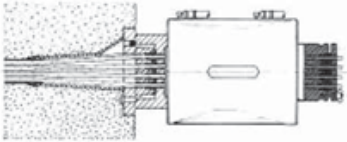
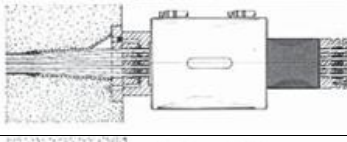
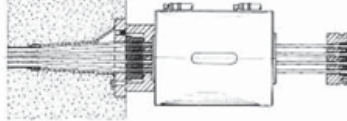
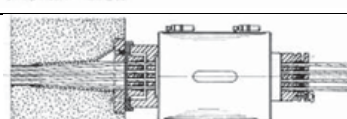
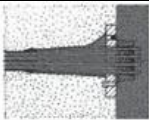
Terdapat dua jenis sistem prategang: sistem prategang dan pascategang. Sistem prategang adalah metode di mana untai dikencangkan sebelum beton dicor. Metode ini umumnya digunakan untuk produksi massal komponen beton linier. Prategang tidak dapat digunakan untuk menghubungkan dua komponen beton pracetak maupun untuk menghubungkan komponen pracetak ke komponen beton cor di tempat. Sistem pascategang adalah metode di mana tendon dikencangkan setelah beton mencapai kekuatan yang ditentukan. Teknik ini sering digunakan dalam proyek dengan elemen cor di tempat yang sangat besar pada rangka baja. Keuntungan utama pascategang adalah kemampuannya untuk memberikan tegangan pascategang baik pada komponen pracetak maupun cor di tempat.

Operasi Pascategang

Tegangan tekan pada komponen beton diinduksi oleh tegangan tendon baja untai atau batang yang ditempatkan dalam saluran yang tertanam di dalam beton (Gambar 2.1). Tendon dipasang setelah beton dicor dan telah cukup kering hingga mencapai kuat tekan yang ditentukan. Prategang hidrolik pendongkrak (Gambar 2.2) merupakan metode yang paling umum digunakan dalam struktur jembatan. Gambar 2.3 mengilustrasikan proses pendongkrakkan secara lengkap.

| | | |
|---------|--|--|
| Tahap 1 | | <ul style="list-style-type: none"> • Pelat bantalan dengan selongsong dipasang pada bekisting. • Pipa kaku tanpa untai atau pipa fleksibel berisi untai dipasang. |
| Tahap 2 | | <ul style="list-style-type: none"> • Setelah beton mengeras, bekisting dilepas dari zona ankur. • Untai ditarik melalui saluran jika menggunakan pipa kaku. • Kepala ankur dan penjepit dipasang. |



| | | |
|---------|--|---|
| | | <ul style="list-style-type: none"> • Dongkrak lubang tengah dipasang di atas untaian. |
| Tahap 3 |  | <ul style="list-style-type: none"> • Kepala penarik dipasang, jika diperlukan, sel beban dapat ditempatkan di antara kepala penarik dan piston dongkrak. |
| Tahap 4 |  | <ul style="list-style-type: none"> • Tendon tertekan. • Pembacaan pengukur tekanan dan perpanjangan kabel dicatat. |
| Tahap 5 |  | <ul style="list-style-type: none"> • Piston dongkrak ditarik. • Gaya ditransfer ke struktur melalui penjangkaran. |
| Tahap 6 |  | <ul style="list-style-type: none"> • Jika diperlukan, shim dapat ditempatkan di antara kepala jangkar dan pelat bantalan untuk mengkompensasi pengambilan jangkar sebesar 1/4". |
| Tahap 7 |  | <ul style="list-style-type: none"> • Peralatan penekan disingkirkan. • Untaian yang menonjol dipotong dan jangkar disegel. • Kabel diberi nat, jika diperlukan. • Jangkar ditutup dengan beton. |

Gambar 2.3 Proses dongkrak lengkap. (Courtesy of California Department of Transportation.)

Material

Beton

Kuat tekan silinder beton (f'_c) 28 hari, tidak kurang dari 4,0 ksi (28 MPa), umumnya digunakan untuk beton prategang di Amerika Serikat. Kekuatan awal yang lebih tinggi seringkali dibutuhkan untuk pelepasan bekisting yang cepat dalam metode cor di tempat. Sifat-sifat dasar material beton dibahas dalam Bab 13 dalam Bridge Engineering Handbook, Edisi Kedua: Dasar-Dasar. Hanya susut dan rangkak beton yang dibahas dalam bagian ini.

Rangkak beton merupakan deformasi inelastis yang bergantung pada waktu di bawah beban tekan berkelanjutan dan terutama bergantung pada kematangan beton pada saat pembebanan, serta besarnya dan durasi tegangan tekan. Regangan rangkak total umumnya berkisar antara sekitar 0,5 hingga 4 kali deformasi "sesaat". Koefisien creep dapat diperkirakan sebagai (AASHTO 2012)

$$\psi(t, t_i) = 1.9k_s k_{hc} k_f k_{td} t_i^{-0.118} \quad (2.1)$$

di mana

$$k_s = 1.45 - 0.13(V/s) \geq 1.0 \quad (2.2)$$



$$k_{hc} = 1.56 - 0.08H \quad (2.3)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_c} \quad (2.4)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} \quad (2.5)$$

di mana k_{hc} adalah faktor kelembapan untuk rangkai dan t_i adalah umur beton pada saat pembebanan.

Penyusutan beton memiliki perilaku material yang bergantung pada waktu dan terutama bergantung pada campuran beton, kondisi kelembapan, metode perawatan, rasio volume terhadap permukaan, dan lamanya periode perawatan. Total regangan penyusutan berkisar antara 0,0004 hingga 0,0008 selama umur beton, dan sekitar 80% terjadi pada tahun pertama.

Untuk beton tanpa agregat yang rentan terhadap penyusutan, regangan akibat penyusutan dapat diperkirakan dengan (AASHTO 2012)

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{sh} k_f k_{td} 0.48 \times 10^{-3} \quad (2.6)$$

di mana

$$k_s = 1.45 - 0.13(V/s) \geq 1.0 \quad (2.7)$$

$$k_{hs} = (2.00 - 0.014H) \quad (2.8)$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_c} \quad (2.9)$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_{ci} + t} \quad (2.5)$$

di mana k_s adalah faktor efek rasio volume terhadap permukaan komponen; V/S adalah rasio volume terhadap luas permukaan (inci). H adalah kelembapan relatif (%); k_{hs} adalah faktor kelembapan untuk penyusutan; k_f adalah faktor efek kekuatan beton; k_{td} adalah faktor yang bergantung pada waktu; t adalah kematangan beton (hari), yang didefinisikan sebagai umur beton pada saat pembebanan untuk perhitungan rangkai, atau akhir perawatan untuk perhitungan penyusutan.

Baja untuk Prategang

Untaian tujuh kawat tanpa lapisan, bebas tegangan (AASHTO M203 atau ASTM A416), atau untai tujuh kawat relaksasi rendah dan batang tulangan kekuatan tinggi tanpa lapisan (AASHTO M275 atau ASTM A722) umumnya digunakan pada jembatan beton prategang.

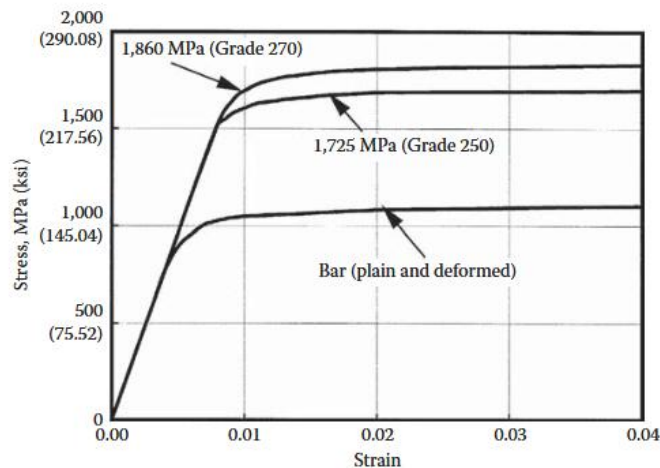


Tulangan prategang, baik kawat, untaian, maupun batang tulangan, juga disebut tendon. Sifat-sifat baja prategang ditunjukkan pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Sifat-sifat Batang dan Untai Prategang

| Bahan | Kelas dan Jenis ksi (MPa) | Diameter masuk (mm) | Kekuatan Tarik f_{pu} ksi (MPa) | Kekuatan Luluh f_{py} ksi (MPa) | Modulus Elastisitas E_p ksi (MPa) |
|--------|---------------------------|--|-----------------------------------|--|-------------------------------------|
| Strand | 250 (1725) | 1/4 hingga 0,6 (6,35 hingga 15,24) | 250 (1,725) | 80% dari f_{pu} | 28,500 (197,000) |
| | 270 (1860) | 3/8 hingga 0,6 (10,53 hingga 15,24) | 270 (1,860) | kecuali 90% dari f_{pu} untuk untai relaksasi rendah | |
| Bar | Tipe 1, Biasa | 3/4 hingga 1-3/8 (19 hingga 25) | 150 (1,035) | 85% dari f_{pu} | 30,000 (207,000) |
| | Tipe 2, Cacat | 5/8-1-3/8 (15 hingga 36) | 150 (1,035) | 80% dari f_{pu} | |

Sumber: Data dari AASHTO, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Unit Adat AS, 2012, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika, Washington DC, 2012.



Gambar 2.4 Kurva tegangan-regangan tipikal untuk baja prategang.

Kurva tegangan-regangan tipikal untuk baja prategang ditunjukkan pada Gambar 2.4. Kurva ini dapat didekati dengan persamaan berikut:

Untuk mutu 250 (PCI 2011):

$$f_s = \begin{cases} 28,500 \varepsilon_s (ksi) & \text{for } \varepsilon_s \leq 0.0076 \\ 250 - \frac{0.04}{\varepsilon_s - 0.0064} (ksi) & \text{for } \varepsilon_s > 0.0076 \end{cases} \quad (2.11)$$

Untuk kelas 270 (PCI 2011):



$$f_s = \begin{cases} 28,500 \varepsilon_s (ksi) & \text{for } \varepsilon_s \leq 0.0086 \\ 270 - \frac{0.04}{\varepsilon_s - 0.007} (ksi) & \text{for } \varepsilon_s > 0.0086 \end{cases} \quad (2.12)$$

Untuk batangan kelas 150:

$$f_s = \begin{cases} 30,000 \varepsilon_s (ksi) & \text{for } \varepsilon_s \leq 0.004 \\ 150 - \frac{0.028}{\varepsilon_s - 0.003} (ksi) & \text{for } \varepsilon_s > 0.004 \end{cases} \quad (2.13)$$

Komposit Canggih untuk Prategang

Komposit canggih plastik yang diperkuat serat (FPR) dengan kekuatan tarik tinggi dan ketahanan korosi yang baik, bekerja dengan baik pada struktur beton prategang. Penerapan komposit canggih untuk prategang telah diteliti sejak tahun 1950an. Penelitian ekstensif juga telah dilakukan di Jerman dan Jepang.

Jembatan Ulenbergstrasse, sebuah jembatan padat dengan dua bentang sepanjang 70 kaki (21,3 m) dan 84 kaki (25,6 m) yang menggunakan 59 tendon fiberglass, dibangun pada tahun 1986 di Jerman, yang merupakan jembatan beton prategang pertama di dunia yang menggunakan tendon komposit canggih. Kabel dan batang FPR yang terbuat dari serat aramid, kaca, dan karbon yang tertanam dalam resin sintesis memiliki kekuatan tarik ultimit 220 ksi (1.500 MPa) hingga 290 ksi (2.000 MPa), dengan modulus elastisitas berkisar antara 9.000 ksi (62.055 MPa) hingga 24.000 (165.480 MPa) (Iyer dan Anigol 1991).

Keunggulan utama FPR adalah (1) kekuatan spesifik yang tinggi (rasio kekuatan terhadap densitas massa) sekitar 10 hingga 15 kali lebih besar daripada baja; (2) modulus elastisitas yang rendah sehingga kehilangan prategang menjadi kecil; dan (3) kinerja yang baik dalam uji fatik menunjukkan bahwa, untuk CFRP, setidaknya amplitudo tegangan tiga kali lebih tinggi dan tegangan rata-rata yang lebih tinggi daripada baja dicapai tanpa kerusakan pada kabel selama lebih dari 2 juta siklus. Meskipun banyak upaya telah dilakukan untuk mengeksplorasi penggunaan komposit canggih dalam struktur teknik sipil (lihat Bab 16 buku pertama dalam seri ini, *Bridge Engineering Handbook, Edisi Kedua: Fundamentals*) dan biaya komposit canggih telah turun secara signifikan, spesifikasi desain dan konstruksinya belum dikembangkan. Insinyur dan pemilik jembatan masih mengevaluasi efektivitas biaya dan perpanjangan masa pakai yang diperoleh dengan menggunakan komposit canggih.

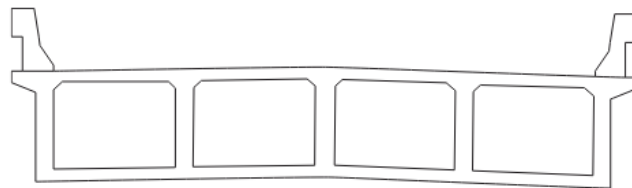
Grout

Untuk konstruksi pasca-tarik, ketika tendon terikat, grout diperlukan untuk mentransfer beban dan melindungi tendon dari korosi. Grout terbuat dari air, pasir, dan semen atau resin epoksi. AASHTO-LRFD (2012) mewajibkan detail metode perlindungan dicantumkan dalam dokumen kontrak. Pembaca dapat merujuk ke Manual Pasca-Tarik.



2.2 PENAMPANG TIPIKAL BALOK KOTAK

Penampang balok kotak multisel yang ditunjukkan pada Gambar 2.5 sering digunakan pada jembatan balok beton prategang pasca-tegang CIP untuk bentang 100 (30 m) hingga 600 kaki (180 m). Jarak antar balok (web) dapat diasumsikan dua kali kedalaman balok. Ketebalan balok biasanya diasumsikan 12 inci (300 mm). Ketebalan pelat dek dan pelat soffit bergantung pada jarak bebas antar balok yang berdekatan. Ketebalan balok dan soffit biasanya ditingkatkan pada area tumpuan. Rasio kedalaman terhadap bentang struktural adalah 0,045 untuk bentang sederhana, dan 0,04 untuk bentang menerus. Resistansi torsional yang tinggi dari balok kotak membuatnya sangat cocok untuk alinyemen lengkung horizontal (Gambar 2.6) seperti yang dibutuhkan pada jalan landai jalan raya. Untuk bentang yang lebih panjang, girder kotak biasanya memiliki haunch dengan rasio kedalaman terhadap bentang 0,05 hingga 0,07 pada pilar. Jembatan Truckee River di California, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.7, memiliki panjang 465 m (1.525,6 kaki) dan melayani lalu lintas di State Route 267. Jembatan 7 bentang ini memiliki girder kotak dua sel pasca-tegang yang dicor di tempat dengan bentang hingga 71 m (232,9 kaki). Haunch parabola dengan kedalaman penampang 2,33 hingga 4,57 m (7,64 kaki hingga 14,99 kaki) mengalir ke pilar, menghasilkan struktur lengkung yang sangat elegan.



Gambar 2.5 Penampang girder kotak beton prategang pasca-tegang yang dicor di tempat.



Gambar 2.6 Jembatan girder kotak prategang (Persimpangan I-280/110, California).

2.3 KEHILANGAN PRATEGANG

Kehilangan prategang mengacu pada berkurangnya tegangan tarik pada tendon setelah diberi tegangan. Meskipun kehilangan ini memengaruhi kinerja layanan (seperti camber, defleksi, dan retak), hal ini tidak berpengaruh pada kekuatan ultimit komponen lentur kecuali tendon tidak terikat atau tegangan akhir kurang dari $0,5 f_{pu}$. Namun, perlu dicatat bahwa



estimasi kehilangan prategang yang akurat lebih relevan pada beberapa komponen beton prategang dibandingkan yang lainnya. Kehilangan prategang dapat dibagi menjadi dua kategori:

- Kehilangan sesaat, termasuk kehilangan akibat pengikatan angkur (Δf_{pT}), gesekan antara tendon dan beton di sekitarnya (Δf_{pF}), dan pemendekan elastis beton (Δf_{pES}) selama tahap konstruksi.
- Kehilangan bergantung waktu (Δf_{pLT}), termasuk kehilangan akibat penyusutan (Δf_{pSR}), rangkai (Δf_{pCR}), dan relaksasi baja (Δf_{pR}) selama masa pakai.



Gambar 2.7 Jembatan Sungai Truckee, California. (Courtesy of California Department of Transportation.)

Kehilangan prategang total (Δf_{pT}) untuk komponen struktur pascatarik non-segmental adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pT} + L_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (2.14)$$

Kerugian Seketika

Kerugian Jangkar

Seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8, dengan asumsi bahwa kerugian jangkar berubah secara linear terhadap panjang (L_{pA}), pengaruh jangkar terhadap tegangan kabel dapat diperkirakan dengan rumus berikut:

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \left(1 - \frac{x}{L_{pA}} \right) \quad (2.15)$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L)L_{pF}}{L_{pA}}} \quad (2.16)$$

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF}L_{pA}}{L_{pF}} \quad (2.17)$$



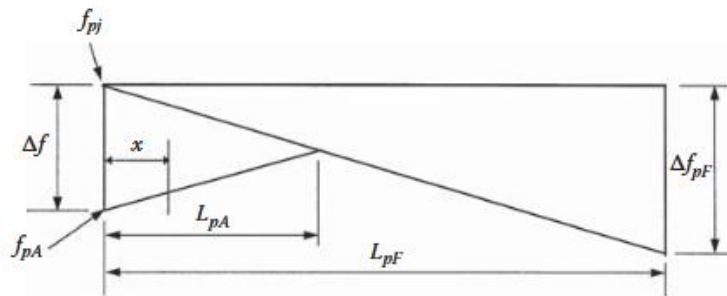
di mana ΔL adalah ketebalan rangka jangkar; E adalah modulus elastisitas rangka jangkar. Δf adalah perubahan tegangan akibat rangka jangkar; L_{pA} adalah panjang yang dipengaruhi oleh rangka jangkar; L_{pF} adalah panjang ke titik di mana kehilangan, Δf_{pF} , diketahui; dan x adalah jarak horizontal dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan.

Kehilangan Gesekan

Untuk komponen struktur pasca-tegang, kehilangan gesekan disebabkan oleh efek kelengkungan profil tendon dan deviasi lokal pada efek goyangan profil tendon. AASHTO-LRFD (2012) menetapkan rumus berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \tag{2.18}$$

di mana f_{pj} adalah tegangan pada baja prategang saat dongkrak; K adalah koefisien gesekan goyangan dan μ adalah koefisien gesekan kelengkungan (lihat Tabel 2.2); x adalah panjang tendon prategang dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan; α adalah jumlah nilai absolut perubahan sudut pada lintasan baja prategang dari ujung dongkrak.



Gambar 2.8 Model kehilangan set jangkar.

Tabel 2.2 Koefisien Gesekan untuk Tendon Pasca-Tegang

| Jenis Baja | Jenis Saluran | Koefisien Goyangan, K (1/ft) | Koefisien Kelengkungan μ (1/rad) |
|-----------------------------|--|--------------------------------|--------------------------------------|
| Kawat atau untai | Selubung logam galvanis kaku dan semi kaku | 0.0002 | 0.15~0.25 |
| | Polietilen | 0.0002 | 0.23 |
| | Deviator pipa baja kaku untuk tendon eksternal | 0.0002 | 0.25 |
| Batangan berkekuatan tinggi | Selubung logam galvanis | 0.002 | 0.30 |

Kerugian Akibat Pemendekan Elastis Δf_{pES}

Kerugian akibat pemendekan elastis untuk komponen struktur pasca-tegang dapat dihitung menggunakan rumus berikut (AASHTO 2012):



$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \quad (2.19)$$

di mana E_{ci} adalah modulus elastisitas beton pada transfer prategang; N adalah jumlah tendon prategang yang identik; dan f_{cgp} adalah jumlah tegangan beton pada pusat gravitasi tendon prategang akibat gaya prategang setelah dongkrak untuk komponen struktur pascatarik dan berat sendiri komponen struktur pada penampang dengan momen maksimum. Untuk struktur pascatarik dengan tendon terikat, f_{cgp} dapat dihitung pada penampang tengah bentang untuk struktur dengan tumpuan sederhana pada penampang dengan momen maksimum untuk struktur kontinu.

Kerugian Bergantung Waktu: Metode yang Disempurnakan

AASHTO-LRFD (2012) memberikan estimasi yang disempurnakan berikut untuk setiap kerugian bergantung waktu untuk komponen struktur pascatarik cor di tempat nonsegmental.

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS} \quad (2.20)$$

di mana Δf_{pSS} adalah penguatan prategang akibat penyusutan dek pada penampang komposit.

Kehilangan Susut

Kehilangan susut dapat ditentukan dengan rumus (AASHTO 2012):

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \quad (2.21)$$

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) (1 + 0.7 \Psi_b(t_f, t_i))} \quad (2.22)$$

di mana ε_{bdf} adalah regangan susut gelagar antara waktu penempatan dek dan waktu akhir; K_{df} adalah koefisien penampang tertransformasi yang memperhitungkan interaksi yang bergantung pada waktu antara beton dan baja yang diikat; e_{pc} adalah eksentrisitas gaya prategang terhadap pusat massa penampang komposit (nilai ini positif jika gaya prategang berada di bawah pusat massa penampang); A_c dan I_c adalah luas penampang dan momen inersia penampang, yang masing-masing dihitung menggunakan sifat-sifat penampang beton komposit bruto.

Kehilangan Mulur

Kehilangan mulur dapat diprediksi oleh (AASHTO 2012):

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} [\Psi_b(t_f, t_i) - \Psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \Psi_b(t_f, t_d) K_{df} \quad (2.23)$$

di mana Δf_{cd} adalah perubahan tegangan beton pada pusat untai prategang akibat kehilangan jangka panjang antara pemindahan dan penempatan dek, dikombinasikan dengan berat dek dan beban tambahan. Tegangan beton pada pusat gravitasi baja prategang saat pemindahan,



$\Psi_b(t_f, t_d)$, adalah koefisien rangkai akhir gelagar pada waktu akhir akibat pembebanan pada penempatan dek.

Kehilangan Relaksasi

Kehilangan relaksasi total (Δf_{pR2}) dapat ditentukan sebagai berikut:

$$\Delta f_{pR2} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left[\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0.55 \right] \quad (2.24)$$

di mana f_{pt} adalah tegangan pada untai prategang segera setelah pemindahan, diasumsikan tidak kurang dari $0,55 f_{py}$; K_L sama dengan 30 untuk untai relaksasi rendah dan 7 untuk baja prategang lainnya. Kehilangan relaksasi dapat diasumsikan sama dengan 1,2 untuk untai relaksasi rendah.

2.4 PERTIMBANGAN DESAIN

Teori Dasar

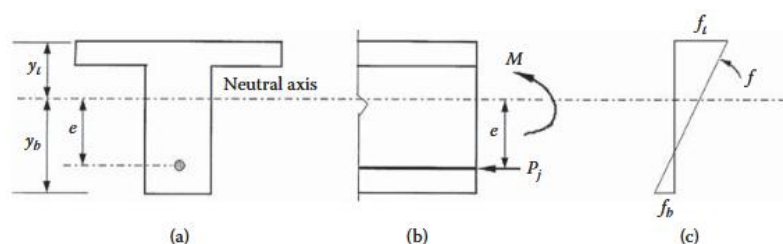
Dibandingkan dengan beton bertulang, karakteristik pembeda utama beton prategang adalah sebagai berikut:

- Tegangan untuk beton dan baja prategang serta deformasi struktur pada setiap tahap, yaitu prategang, penanganan, pengangkutan, pemasangan, dan servis, diselidiki berdasarkan teori elastis.
- Gaya prategang ditentukan oleh batas tegangan beton di bawah beban servis.
- Pada kondisi batas kekuatan, tahanan lentur dan geser didasarkan pada prinsip dasar yang sama dengan beton bertulang.

Untuk bagian anggota lentur beton prategang yang ditunjukkan pada Gambar 2.9, tegangan pada berbagai tahap beban layanan dapat dinyatakan dengan rumus berikut:

$$f = \frac{P_j}{A} \pm \frac{P_j e y}{I} \pm \frac{M y}{I} \quad (2.25)$$

di mana P_j adalah gaya prategang; A adalah luas penampang; I adalah momen inersia; e adalah jarak dari pusat gravitasi ke sentroid kabel prategang; y adalah jarak dari sumbu sentroid; dan M adalah momen yang diterapkan secara eksternal.



Gambar 2.9 Penampang komponen beton prategang pada kondisi batas layanan: (a) Penampang melintang; (b) Gaya yang diterapkan; (c) Diagram tegangan.



Sifat penampang bergantung pada metode prategang dan tahapan beban. Dalam analisis, panduan berikut mungkin berguna:

- Sebelum tendon dibatasi, untuk komponen yang dikenai pascatarik, penampang bersih harus digunakan secara teoritis, tetapi sifat penampang bruto dapat digunakan dengan toleransi yang dapat diabaikan.
- Setelah tendon dibatasi, penampang yang ditransformasi harus digunakan, tetapi sifat penampang bruto dapat digunakan secara perkiraan.
- Pada tahap beban layanan, sifat penampang yang ditransformasi harus digunakan.

Batas Tegangan

Batas tegangan merupakan persyaratan dasar untuk merancang komponen beton prategang. Tujuan batas tegangan pada tendon prategang adalah untuk mengurangi fraktur tendon, menghindari deformasi tendon inelastis, dan memperhitungkan kehilangan prategang. Tabel 2.3 mencantumkan batas tegangan AASHTO-LRFD (2012) untuk tendon prategang.

Tujuan penetapan batas tegangan pada beton adalah untuk memastikan tidak terjadi tegangan berlebih pada saat pendongkrakkan dan setelah tahap pemindahan, serta untuk menghindari retak (prategang penuh) atau untuk mengendalikan retak (prategang sebagian) pada tahap beban layan. Tabel 2.4 dan 2.5 mencantumkan batas tegangan AASHTO-LRFD (2012) untuk beton.

Tabel 2.3 Batas Tegangan untuk Tendon Prategang Pasca-Tarik

| Tipe Stres | Jenis Tendon Prategang | | |
|---|--|------------------------|---|
| | Untaian Bebas Stres dan Batang Kekuatan Tinggi Polos | Untai Relaksasi Rendah | Batang Kekuatan Tinggi yang Dideformasi |
| Sebelum duduk-jangka pendek f_{pbt} mungkin diperbolehkan | $0,90f_{py}$ | $0,90f_{py}$ | $0,90 f_{py}$ |
| Pada jangkar dan kopler segera setelah jangkar dipasang | $0,76f_{pu}$ | $0,80f_{pu}$ | $0,75 f_{pu}$ |
| Di tempat lain sepanjang anggota jauh dari jangkar dan kopler segera setelah jangkar dipasang | $0,70f_{pu}$ | $0,74f_{pu}$ | $0,70 f_{pu}$ |
| Pada batas layanan negara setelah semua kerugian f_{pe} | $0,80f_{py}$ | $0,80f_{py}$ | $0,80 f_{py}$ |

Sumber: Data dari AASHTO, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Satuan Standar AS, 2012, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika, Washington DC, Tabel 5.9.3-1, 2012.

Tabel 2.4 Batas Tegangan Beton Sementara pada Kondisi Dongkrak sebelum Kehilangan—
Komponen Prategang Penuh

| Tipe Stres | Luas dan Kondisi | Stres (ksi) |
|------------|---|----------------|
| Kompresif | | $0,60 f'_{ci}$ |
| | Zona tarik prakompresi tanpa tulangan terikat | N/A |



| | | |
|-------|--|----------------------------------|
| Tarik | Area selain zona tarik prakompresi dan tanpa tulangan terikat | $0.0948 \sqrt{f'_{ci}} \leq 0.2$ |
| | Area dengan tulangan terikat yang cukup untuk menahan gaya tarik dalam beton yang dihitung dengan asumsi bagian yang tidak retak, di mana tulangan diproporsikan menggunakan tegangan $0.5f_y$, tidak melebihi 340 ksi. | $0.24 \sqrt{f'_{ci}}$ |
| | Penanganan tegangan pada tiang pancang prategang | $0,158 \sqrt{f'_{ci}}$ |

Catatan: Batas tegangan tarik hanya berlaku untuk jembatan non-segmental.

Sumber: Data dari AASHTO, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Unit Standar AS, 2012, Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Negara Bagian Amerika, Washington DC, Pasal 5.9.4, 2012.

Tabel 2.5 Batas Tegangan Beton pada Kondisi Batas Layanan setelah Kehilangan—Komponen Prategang Penuh

| Tipe Stres | Luas dan Kondisi | Stres (ksi) |
|------------|---|-------------------------|
| Kompresif | Berdasarkan jumlah beban prategang efektif dan beban permanen | $0.45 f'_{ci}$ |
| | Berdasarkan jumlah beban prategang efektif, beban permanen, dan beban transien serta selama pengiriman dan penanganan | $0.60 \phi_w f'_{ci}$ |
| Tarik | Zona tarik prakompresi | $0.19 \sqrt{f'_{ci}}$ |
| | Dengan tendon prategang yang terikat atau tulangan dalam kondisi korosif sedang | $0.0948 \sqrt{f'_{ci}}$ |
| | Dengan asumsi bagian yang tidak retak | Tidak ada ketegangan |

Sumber: Data dari AASHTO, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Customary U.S. Unit, 2012, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, Tabel 5.9.4.2.1-1, 5.9.4.2.2-1, 2012.

Catatan: Batas tegangan tarik hanya berlaku untuk jembatan non-segmental.

Komponen prategang yang tidak memungkinkan retak pada beban layan disebut komponen prategang penuh, sedangkan komponen yang memungkinkan retak disebut komponen prategang sebagian. Dibandingkan dengan prategang penuh, prategang sebagian dapat meminimalkan camber, terutama ketika beban mati relatif kecil, sekaligus menghemat baja prategang, mengurangi beban tarik, dan mengurangi ukuran ankur ujung, serta memanfaatkan baja lunak yang lebih ekonomis. Di sisi lain, para insinyur harus menyadari bahwa prategang sebagian dapat menyebabkan retak lebih awal dan lendutan yang lebih besar akibat beban lebih dan tegangan tarik utama yang lebih tinggi pada beban layan. Tulangan nonprategang seringkali dibutuhkan untuk menghasilkan kekuatan lentur yang lebih tinggi dan mengendalikan retak pada komponen struktur yang sebagian prategang.

Tata Letak Kabel

Kabel adalah sekelompok tendon prategang dan pusat gravitasi semua tulangan prategang. Prinsip desain umum adalah eksentrisitas maksimum tendon prategang harus terjadi pada lokasi momen maksimum. Tata letak kabel tipikal untuk bangunan atas beton nonsegmental ditunjukkan pada Gambar 2.10. Meskipun tendon lurus (Gambar 2.10a) dan



tendon multi-lurus yang di-harp (Gambar 2.10b dan 2.10c) umum digunakan pada komponen struktur pracetak, tendon lengkung lebih umum digunakan untuk komponen struktur pascategang CIP (Gambar 2.10d dan 2.10e).

Untuk memastikan bahwa tegangan tarik pada serat beton terluar di bawah layanan tidak melebihi batas tegangan standar (AASHTO 2012), selubung tata letak kabel dibatasi. Gambar 2.11 menunjukkan selubung pembatas untuk anggota yang ditopang secara sederhana. Dari Persamaan 2.25, tegangan pada serat terluar dapat diperoleh

$$f = \frac{P_j}{A} \pm \frac{P_j e C}{I} \pm \frac{M C}{I} \quad (2.26)$$

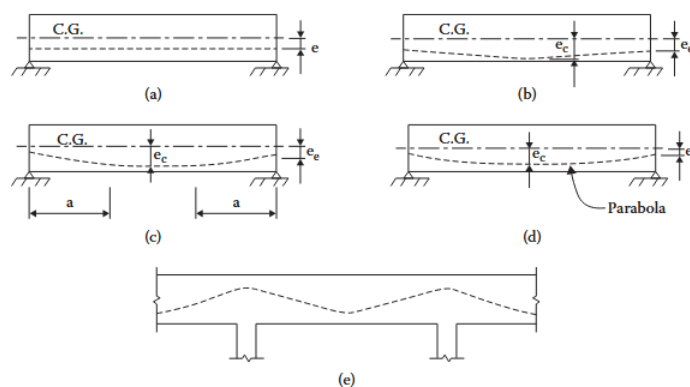
di mana C adalah jarak dari serat terluar atas atau bawah yang membentuk pusat gravitasi penampang (y_b atau y_t seperti ditunjukkan pada Gambar 2.9).

Jika tidak ada tegangan tarik yang diizinkan, selubung eksentrisitas pembatas dapat diselesaikan dari Persamaan 2.26 dengan

$$e_{limit} = \frac{I}{AC} \pm \frac{M}{P_j} \quad (2.27)$$

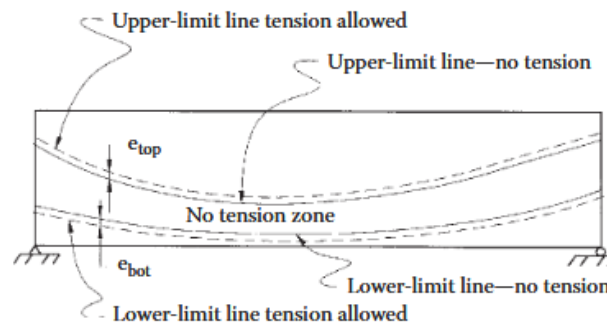
Untuk tegangan tegangan terbatas f_t , eksentrisitas tambahan dapat diperoleh sebagai berikut:

$$e' = \frac{f_t I}{P_j C} \quad (2.28)$$



Gambar 2.10 Tata letak kabel untuk struktur atas jembatan: (a) tendon lurus (b) tendon multi-lurus harped (c) tendon melengkung (d) tendon parabola.





Gambar 2.11 Selubung tata letak kabel.

Momen Sekunder

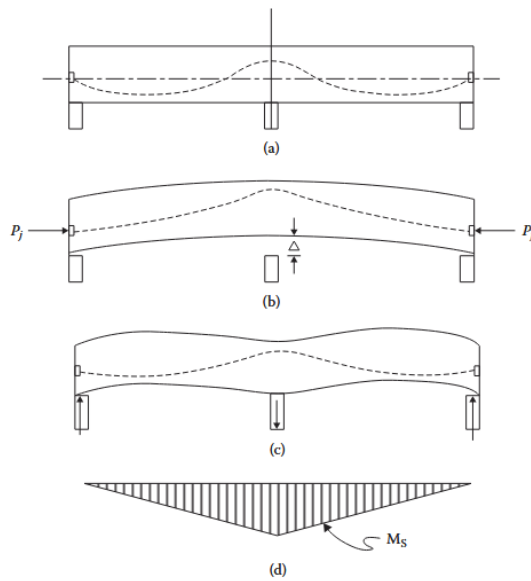
Momen primer ($M_1 = P_j e$) didefinisikan sebagai momen pada penampang beton yang disebabkan oleh eksentrisitas prategang untuk komponen struktur statis tertentu. Momen sekunder M_s (Gambar 2.12d) didefinisikan sebagai momen yang disebabkan oleh prategang dan kontinuitas struktural pada komponen struktur tak tentu. Momen sekunder dapat diperoleh dengan berbagai metode. Momen yang dihasilkan merupakan penjumlahan momen primer dan sekunder.

Tahanan Lentur

Tahanan lentur pada kondisi batas kekuatan didasarkan pada asumsi-asumsi berikut (AASHTO 2012):

- Untuk komponen struktur dengan tendon terikat, regangan terdistribusi secara linear di seluruh penampang. Untuk komponen struktur dengan tendon tidak terikat, total perubahan panjang tendon sama dengan total perubahan panjang komponen struktur pada jarak antara dua titik angkur.
- Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat tekan terluar adalah 0.003.
- Kekuatan tarik beton diabaikan.
- Tegangan beton sebesar $0,85 f'_{ci}$ terdistribusi secara merata pada zona tekan yang ekuivalen.
- Tulangan nonprategang mencapai kekuatan luluh dan tegangan yang sesuai pada tendon prategang sesuai berdasarkan asumsi penampang bidang.





Gambar 2.12 Momen sekunder: (a) balok kontinu prategang (b) balok tumpuan sederhana terdeformasi akibat momen primer (c) balok kontinu terdeformasi akibat momen primer dan sekunder (d) diagram momen sekunder.

Untuk komponen struktur dengan penampang berflensa (Gambar 2.13) yang mengalami lentur uniaksial, persamaan kesetimbangan digunakan untuk mendapatkan tahanan momen nominal sebesar

$$M_n = A_{ps}f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_s \left(d' - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (2.29)$$

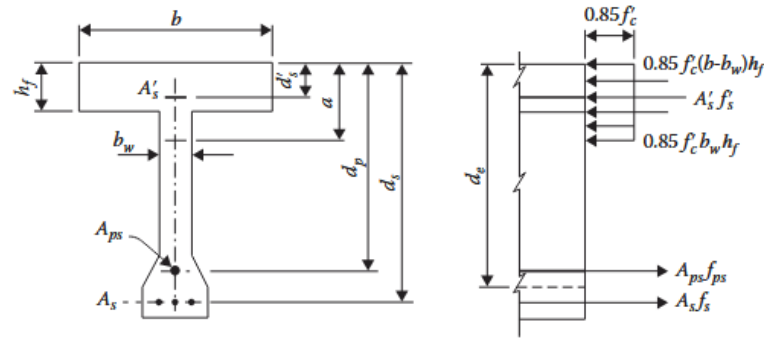
$$a = \beta_1 c \quad (2.30)$$

Untuk tendon yang terikat:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (2.31)$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (2.32)$$





Gambar 2.13 Bagian bergelang pada keadaan kapasitas momen nominal.

$$k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) \quad (2.33)$$

$$0.85 \geq \beta_1 = 0.85 - (f'_c - 4)(0.05) \geq 0.65 \quad (2.34)$$

di mana A mewakili luas; f adalah tegangan; b adalah lebar muka tekan komponen struktur; b_w adalah lebar badan penampang; h_f adalah kedalaman sayap tekan penampang; d_p dan d_s masing-masing adalah jarak dari serat tekan terluar ke pusat massa tendon prategang dan ke pusat massa tulangan tarik; subskrip c menunjukkan kuat tekan yang ditentukan untuk beton; subskrip p dan s masing-masing berarti baja prategang dan baja tulangan; subskrip p_s , p_y , dan p_u masing-masing sesuai dengan kondisi kapasitas momen nominal, luluh, dan kuat tarik yang ditentukan untuk baja prategang; superskrip ' mewakili tekan. Persamaan di atas juga dapat digunakan untuk penampang persegi panjang dengan $b_w = b$.

Untuk tendon tak terikat:

$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{0.85 \beta_1 f'_c b_w} \geq h_f \quad (2.35)$$

$$f_{ps} = f_{pe} + 900 \left(\frac{d_p - c}{I_e} \right) \leq f_{py} \quad (2.36)$$

$$I_e = \frac{2I_i}{2 + N_s} \quad (2.37)$$

di mana I_e adalah panjang tendon efektif (inci); I_e adalah panjang tendon di antara jangkar; N_s adalah jumlah engsel tumpuan yang dilintasi tendon di antara jangkar atau titik-titik yang terikat secara diskret.

Batas tulangan minimum:

$$\phi M_n \geq 1.2 M_{cr} \quad (2.38)$$



di mana ϕ adalah faktor ketahanan lentur 1,0 untuk beton prategang dan 0,9 untuk beton bertulang; M_{cr} adalah kekuatan momen retak yang diberikan oleh distribusi tegangan elastis dan modulus pecah beton.

$$M_{cr} = \frac{I}{y_t} (f_r + f_{pe} - f_d) \quad (2.39)$$

di mana f_{pe} adalah tegangan tekan pada beton akibat prategang efektif dan f_d adalah tegangan akibat berat sendiri tak terfaktor; baik f_{pe} maupun f_d adalah tegangan pada serat terluar di mana tegangan tarik dihasilkan oleh beban eksternal.

Tahanan Geser

Tahanan geser nominal pada batas kekuatan disumbangkan oleh tegangan tarik pada beton dan tegangan tarik pada tulangan transversal serta komponen vertikal gaya prategang. Nilai ini ditentukan dengan rumus berikut (AASHTO 2012):

$$V_n = \text{the lesser of } \left\{ \begin{array}{l} V_c + V_s + V_p \\ 0.25f'_c b_v d_v + V_p \end{array} \right\} \quad (2.40)$$

Di mana

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v \quad (2.41)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cos \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (2.42)$$

di mana b_v adalah lebar badan efektif yang ditentukan dengan mengurangi diameter saluran tanpa grouting atau setengah diameter saluran grouting; d_v adalah kedalaman efektif antara resultan gaya tarik dan gaya tekan akibat lentur, tetapi tidak boleh diperhitungkan jika nilainya kurang dari 0,9 d atau 0,72 h ; A_v adalah luas tulangan transversal dalam jarak s ; s adalah jarak antar sengkang; α adalah sudut kemiringan tulangan transversal terhadap sumbu longitudinal; β adalah faktor yang menunjukkan kemampuan beton retak diagonal untuk menyalurkan tegangan; θ adalah sudut kemiringan tegangan tekan diagonal. Nilai β dan θ untuk penampang dengan setidaknya tulangan transversal minimum dapat ditentukan dengan

$$\beta = \frac{4.8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \quad (2.43)$$

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (2.44)$$

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (2.45)$$



di mana $|M_u|$ adalah nilai absolut momen terfaktor, tidak perlu diperhitungkan jika lebih kecil dari di mana $|V_u - V_p|d_v$; N_u adalah gaya aksial terfaktor (dianggap positif jika tarik) yang dikaitkan dengan gaya geser terfaktor V_u ; f_{po} adalah tegangan pada baja prategang ketika tegangan pada beton di sekitarnya adalah nol dan secara konservatif dapat dianggap $0,7 f_{pu}$; V_p adalah komponen gaya prategang efektif dalam arah geser yang diberikan.

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y} \quad (2.46)$$

Tulangan melintang minimum:

$$A_{vmin} = 0.0316\sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (2.47)$$

Jarak maksimum tulangan melintang:

$$\text{For } v_u < 0.125f'_c \text{ } s_{max} = \text{the smaller of } \begin{cases} 0.8d_v \\ 24 \text{ in.} \end{cases} \quad (2.48)$$

$$\text{For } v_u \geq 0.125f'_c \text{ } s_{max} = \text{the smaller of } \begin{cases} 0.4d_v \\ 12 \text{ in.} \end{cases} \quad (2.49)$$

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (2.50)$$

di mana ϕ adalah faktor tahanan geser dan sama dengan 0,9.

Camber dan Lendutan

Berbeda dengan lendutan akibat beban, camber biasanya disebut sebagai lendutan terbalik dan disebabkan oleh prategang. Evaluasi camber dan lendutan yang cermat untuk komponen beton prategang diperlukan untuk memenuhi persyaratan kemudahan servis. Rumus berikut yang dikembangkan dengan metode luas momen dapat digunakan untuk memperkirakan camber tengah bentang untuk komponen yang ditopang secara sederhana seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.10.

Untuk tendon lurus (Gambar 2.10a):

$$\Delta = \frac{L^2}{8E_c I} M_e \quad (2.51)$$

Untuk tendon harping satu titik (Gambar 2.10b):

$$\Delta = \frac{L^2}{8E_c I} \left(M_c + \frac{2}{3} M_e \right) \quad (2.52)$$



Untuk tendon harping dua titik (2.10c):

$$\Delta = \frac{L^2}{8E_c I} \left(M_c + M_e - \frac{M_e}{3} \left(\frac{2a}{L} \right)^2 \right) \quad (2.53)$$

Untuk tendon parabola (2.10d):

$$\Delta = \frac{L^2}{8E_c I} \left(M_e + \frac{5}{6} M_c \right) \quad (2.54)$$

di mana M_e adalah momen primer di ujung, $P_j e_{end}$, dan M_c adalah momen primer di tengah bentang $P_j e_c$. Sifat penampang bruto tanpa retak sering digunakan dalam perhitungan camber. Untuk lendutan pada beban layan, sifat penampang retak, yaitu momen inersia I_{cr} , harus digunakan pada tahap beban layan pascaretak.

Zona Penjangkaran

Pada komponen struktur pra-tarik, tendon prategang mentransfer beban tekan ke beton di sekitarnya sepanjang L_t secara bertahap. Pada komponen struktur pasca-tarik, tendon prategang mentransfer tekan langsung ke ujung komponen melalui pelat tumpu dan angkur. Zona penjangkaran, berdasarkan prinsip St. Venant, secara geometris didefinisikan sebagai volume beton tempat gaya prategang pada perangkat penjangkaran menyebar secara transversal ke distribusi tegangan yang lebih linier di seluruh penampang melintang pada jarak tertentu dari perangkat penjangkaran (AASHTO 2012). Untuk keperluan desain, zona angkur dapat dibagi menjadi zona umum dan zona lokal (AASHTO 2012).

Wilayah tegangan tarik adalah zona umum. Wilayah tegangan tekan tinggi (tepat di depan perangkat angkur) adalah zona lokal. Untuk desain zona umum, "Model Strut-and-Tie", analisis tegangan elastis yang disempurnakan, atau metode perkiraan dapat digunakan untuk menentukan tegangan, sementara ketahanan terhadap gaya pecah disediakan oleh spiral penguat, lingkaran tertutup, atau ikatan melintang yang diangkur. Untuk desain zona lokal, tekanan dukung merupakan perhatian utama. Untuk persyaratan detail, lihat AASHTO-LRFD (2012).

2.5 KONDISI BATAS DESAIN DAN PROSEDUR

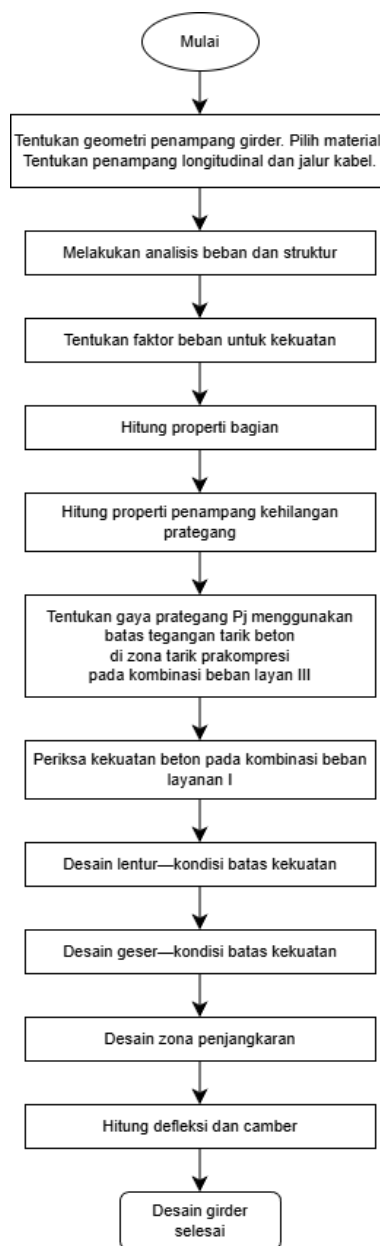
Kondisi Batas Desain

Jembatan jalan raya gelagar beton prategang di Amerika Serikat dirancang untuk memenuhi persyaratan dalam berbagai kondisi batas yang ditentukan oleh AASHTO-LRFD (2012) seperti Kekuatan I, Kekuatan II, Layanan I dan III, dan Kejadian Ekstrem.

Prosedur Desain

Girder jembatan jalan raya beton prategang pasca-tegang CIP dapat mengikuti diagram alir seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.14. Teori desain beton dibahas dalam Bab 13 Bridge Engineering Handbook, Edisi Kedua: Dasar-Dasar.





Gambar 2.14 Diagram alir desain gelagar beton prategang pascatarik CIP tipikal.



2.6 CONTOH DESAIN: JEMBATAN GELAGAR KOTAK KONTINU DUA BENTANG

Data Jembatan

Sebuah jembatan jalan raya gelagar kotak beton prategang cor di tempat kontinu dua bentang memiliki dua bentang yang sama panjangnya 157 kaki (47,9 m) dengan kolom yang ditekuk. Struktur atas memiliki lebar 34 kaki (10,4 m). Elevasi jembatan ditunjukkan pada Gambar 2.15.

Persyaratan

Perhitungan desain berikut dilakukan untuk gelagar pelat interior pada Bentang 1 sesuai dengan Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD, Edisi 2012 (AASHTO 2012).

- Menentukan geometri penampang.
- Memilih material.
- Menentukan penampang longitudinal dan jalur kabel.
- Melakukan analisis beban dan struktur.
- Menghitung momen dan geser tak terfaktor untuk gelagar interior.
- Menentukan faktor beban untuk kondisi kekuatan dan batas layanan.
- Menghitung sifat penampang untuk gelagar interior.
- Menghitung kehilangan prategang.
- Menentukan gaya prategang P_j —untuk gelagar interior.
- Memeriksa kekuatan beton untuk gelagar interior—Kondisi Batas Layanan I.
- Merancang lentur—Kondisi Batas Kekuatan I.
- Merancang geser—Kondisi Batas Kekuatan I.

Penyelesaian

Menentukan Geometri Penampang

1. Kedalaman Struktur— d

Untuk bentang kontinu prategang, kedalaman struktur d dapat ditentukan menggunakan rasio kedalaman terhadap bentang (d/L) sebesar 0,04.

$$d = 0.04L = 0.04(157) = 6.28 \text{ ft. (1.91 m)}$$

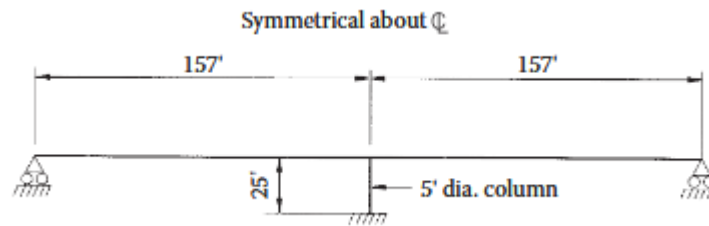
$$\text{Use } d = 6.25 \text{ ft. (1.91 m)}$$

2. Jarak Balok— S

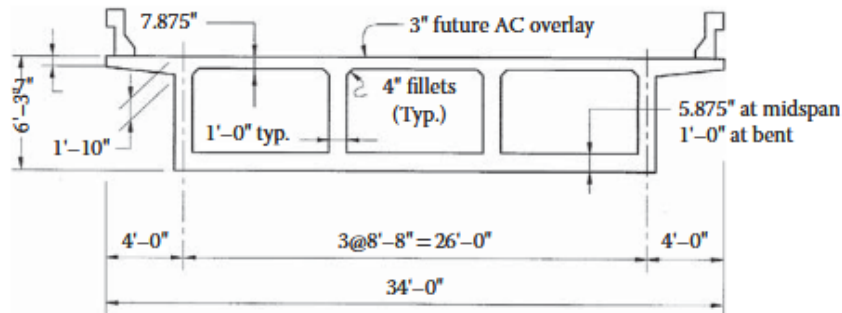
Untuk memberikan ketahanan torsi yang efektif dan jumlah balok yang cukup untuk jalur prategang, jarak balok tidak boleh lebih besar dari dua kali kedalamannya.

$$S_{max} < 2d = 2(6.25) = 12.5 \text{ ft. (3.81 m)}$$





Gambar 2.15 Jembatan girder kotak beton prategang CIP kontinu dua bentang.



Gambar 2.16 Penampang tipikal balok kotak.

Dengan overhang 4 kaki (1,22 m), jarak antar-pusat antara dua balok eksterior adalah 26 kaki (7,92 m).

Coba tiga girder dan dua bay, $S = 26/2 = 13$ kaki $> 12,5$ kaki.

Coba empat girder dan tiga bay, $S = 26/3 = 8,67$ kaki $< 12,5$ kaki.

Gunakan jarak girder $S = 8,67$ kaki (2,64 m)

3. Penampang Tipikal

Berdasarkan pengalaman dan praktik desain sebelumnya, kami memilih ketebalan 7 inci (178 mm) di tepi dan 12 inci (305 mm) di muka girder eksterior untuk overhang, sedangkan lebar 12 inci (305 mm) untuk girder dengan girder eksterior melebar hingga 18 inci (457 mm) di ujung angkur. Panjang flare ini biasanya diambil sepersepuluh dari panjang bentang 15,7 kaki (4,79 m). Ketebalan dek dan soffit bergantung pada jarak bebas antara girder yang berdekatan. Ketebalan dek dan soffit dipilih masing-masing sebesar 7,875 inci (200 mm) dan 5,875 inci (149 mm). Penampang tipikal untuk contoh ini ditunjukkan pada Gambar 2.16. Sifat penampang girder kotak adalah sebagai berikut:

| Properti | Bentang tengah | Membungkuk (wajah penyangga) |
|---|----------------|------------------------------|
| Luas penampang - A ft. ² (m ²) | 57.25 (5.32) | 68.98 (6.41) |
| Momen awal I ft. ⁴ (m ⁴) | 325.45 (2.81) | 403.56 (3.48) |
| Pusat gravitasi - y_b ft. (m) | 3.57 (1.09) | 3.09 (0.94) |



Memilih Material

Material berikut dipilih untuk contoh ini:

Beton:

Beton awal $f'_{ci} = 3,500$ psi (24.13 MPa), $E_{ci} = 3,372$ ksi (23,250 MPa)

Beton akhir $f'_{ci} = 4,000$ psi (27.58 MPa), $E_c = 3,600$ ksi (24,860 MPa)

Baja prategang:

$f_{pu} = 270$ ksi (1,860 MPa) untai relaksasi rendah

$E_p = 28,500$ ksi (197,000 MPa)

Tegangan prategang saat dongkrak $f_{pj} = 0.8 f_{pu} = 216$ ksi (1,489 MPa)

Baja tulangan:

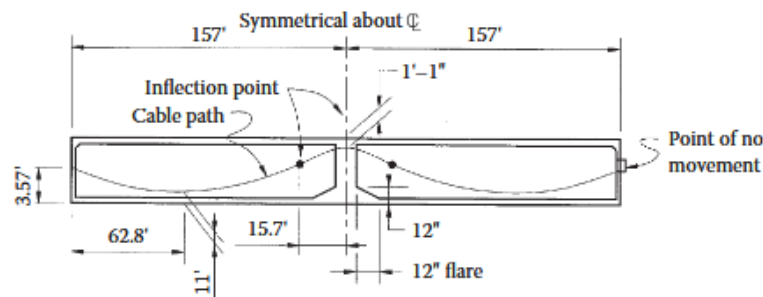
$f_y = 60$ ksi (414 MPa), $E_s = 29,000$ ksi (200,000 MPa)

Tegangan prategang saat dongkrak $f_{pj} = 0.8 f_{pu} = 216$ ksi (1,489 MPa)

Prategang: Ketebalan pemasangan angkur = 0.375 in. (9.5 mm)

Menentukan Penampang Memanjang dan Jalur Kabel

Untuk menurunkan titik berat struktur atas pada muka kap yang ditekuk pada gelagar kotak pasca-tegang CIP, ketebalan pelat soffit dibuat melebar menjadi 12 in. seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17. Jalur kabel umumnya dikontrol oleh momen beban mati maksimum dan posisi dongkrak di bagian ujung. Eksentrisitas maksimum harus terjadi pada titik momen beban mati maksimum dan hampir tidak ada eksentrisitas pada bagian ujung yang didongkrak. Untuk contoh ini, momen beban mati maksimum terjadi pada tutup yang tertekuk, mendekati $0.4L$ untuk Rentang 1 dan $0.6L$ untuk Rentang 2. Jalur kabel parabola dipilih seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17 Jalur kabel.

Melakukan Analisis Beban dan Struktur

1. Hitung beban permanen

Beban permanen atau beban mati mencakup beban mati komponen *DC* dan beban permukaan aus *DW*. Beban mati komponen *DC* mencakup semua beban mati struktural, kecuali beban permukaan aus di masa mendatang dan beban utilitas tertentu. Untuk tujuan desain, dua bagian *DC* didefinisikan sebagai berikut:

DC1—berat sendiri girder (150 lbs./ft.³) yang bekerja pada kondisi prategang



DC2—berat rel pembatas (784 kip/ft.) yang bekerja pada kondisi siap pakai setelah semua kehilangan.

DW—permukaan aus di masa mendatang setebal 3 inci (76 mm) dengan berat satuan 140 lbs./ft.³

$DW = (\text{lebar dek} - \text{lebar pembatas}) (\text{ketebalan permukaan aus}) (\text{berat satuan}) = [34 - 2(1,75)] (0,25) (140) = 1067,5 \text{ lbs./ft.}$

2. Tentukan beban hidup *LL* dan tunjangan beban dinamis *IM*

Beban hidup desain *LL* adalah beban hidup kendaraan AASHTO HL-93. Untuk memperhitungkan dampak beban roda dari kendaraan yang bergerak, tunjangan beban dinamis *IM* = 33% [AASHTO-LRFD Tabel 3.6.2.1-1] digunakan.

3. Hitung faktor distribusi beban hidup

AASHTO-LRFD (2012) merekomendasikan penggunaan metode perkiraan untuk mendistribusikan beban hidup ke masing-masing girder. Dimensi yang relevan dengan girder kotak prategang ini adalah kedalaman $d = 6,25$ kaki (1,91 m), jumlah sel $N_c = 3$, jarak antar girder $S = 8,67$ kaki (2,64 m), panjang bentang $L = 157$ kaki (47,9 m), setengah dari jarak girder ditambah total overhang $W_e = 8,334$ kaki (2,54 m), dan jarak antara pusat girder eksterior dan tepi interior pembatas $d_e = 4 - 1,75 = 2,25$ kaki (0,69 m). Girder kotak ini berada dalam rentang penerapan rumus perkiraan AASHTO. Faktor distribusi beban hidup dihitung sebagai berikut.

Faktor distribusi beban hidup untuk momen lentur

1. Girder interior (Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1) Satu lajur dibebani:

$$LD_M = \left(1.75 + \frac{S}{3.6}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{N_c}\right)^{0.45}$$

$$= \left(1.75 + \frac{8.67}{3.6}\right) \left(\frac{1}{157}\right)^{0.35} \left(\frac{1}{3}\right)^{0.45} = 0.432 \text{ lanes}$$

Dua atau lebih jalur terisi:

$$LD_M = \left(\frac{13}{N_c}\right)^{0.3} \left(\frac{S}{5.8}\right) \left(\frac{1}{L}\right)^{0.25}$$

$$= \left(\frac{13}{3}\right)^{0.3} \left(\frac{8.67}{5.8}\right) \left(\frac{1}{157}\right)^{0.25} = 0.656 \text{ lanes (control)}$$

2. Girder eksterior (Tabel AASHTO 4.6.2.2.2d-1)

$$LD_M = \frac{W_e}{14} = \frac{8.334}{14} = 0.595 \text{ lanes (control)}$$

Faktor distribusi beban hidup untuk geser



1. Girder interior (Tabel AASHTO 4.6.2.2.3a-1)
Satu lajur dibebani:

$$\begin{aligned}LD_V &= \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{d}{12L}\right)^{0.1} \\ &= \left(\frac{8.67}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{6.25}{12(157)}\right)^{0.1} = 0.535 \text{ lanes (control)}\end{aligned}$$

Dua atau lebih jalur terisi:

$$\begin{aligned}LD_V &= \left(\frac{S}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{d}{12L}\right)^{0.1} \\ &= \left(\frac{8.67}{7.3}\right)^{0.9} \left(\frac{6.25}{12(157)}\right)^{0.1} = 0.660 \text{ lanes (control)}\end{aligned}$$

2. Girder Eksterior (AASHTO Tabel 4.6.2.2.3b-1)

Satu Lajur Berbeban: Aturan Tuas

Aturan tuas mengasumsikan bahwa dek pada arah melintangnya hanya ditopang oleh girder dan menggunakan statika untuk menentukan distribusi beban hidup ke girder. AASHTO-LRFD juga mensyaratkan bahwa, ketika aturan tuas digunakan, faktor kehadiran ganda m harus diterapkan. Untuk satu lajur berbeban, $m = 1,2$. Model aturan tuas untuk girder eksterior ditunjukkan pada Gambar 2.18. Dari kesetimbangan statis:

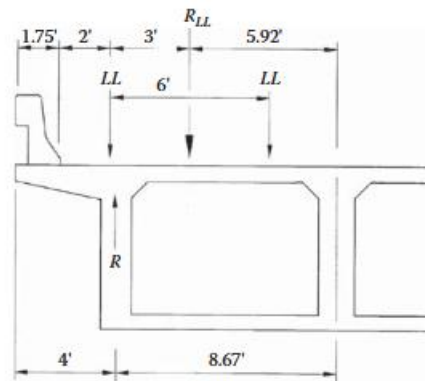
$$R = \frac{5.92}{8.67} = 0.683$$

$$LD_V = mR = (1.2)(0.683) = 0.820 \text{ (control)}$$

Dua atau lebih jalur yang dimuat: Ubah faktor girder interior dengan e

$$\begin{aligned}LD_V &= e(LD_V)_{\text{interior girder}} = \left(0.64 + \frac{d_e}{12.5}\right) (LD_V)_{\text{interior girder}} \\ &= \left(0.64 + \frac{d_e}{12.5}\right) (0.66) = 0.541\end{aligned}$$





Gambar 2.18 Distribusi beban hidup untuk girder eksterior—aturan tuas.

| Batas Kekuatan Negara I | Gelagar Interior | Gelagar Eksterior |
|-------------------------|------------------|-------------------|
| Momen lentur | 0.656 jalur | 0.595 jalur |
| Mencukur | 0.660 jalur | 0.820 jalur |

Faktor distribusi beban hidup yang mengendalikan pada kondisi batas kekuatan adalah sebagai berikut:

4. Lakukan analisis struktur

Analisis gelagar linier untuk jembatan dua bentang dilakukan untuk mendapatkan pengaruh beban mati tak terfaktor untuk seluruh gelagar kotak dan pengaruh beban hidup tak terfaktor untuk satu lajur yang dibebani.

Momen sekunder akibat prategang pada titik tekuk adalah sebagai berikut:

$$M_{DA} = 1.118 P_j(\text{kip} - \text{ft.}) \quad M_{DG} = 1.107 P_j(\text{kip} - \text{ft.})$$

Menghitung Momen dan Geser Tak Terfaktor untuk Balok Interior

Secara praktis diasumsikan bahwa semua beban mati dipikul oleh balok kotak dan didistribusikan secara merata ke setiap balok. Pengaruh beban hidup didistribusikan ke masing-masing balok sesuai dengan faktor distribusi beban hidup (AASHTO Pasal 4.6.2.2.2). Pengaruh momen dan geser tak terfaktor untuk balok interior ditunjukkan pada Gambar 2.19 dan 2.20. Detailnya tercantum dalam Tabel 2.6 dan 2.7. Hanya hasil untuk Bentang 1 yang ditampilkan dalam tabel dan gambar ini karena jembatan simetris terhadap tekukan.

Menentukan Faktor Beban untuk Kekuatan dan Keadaan Batas Layanan

1. Persamaan desain umum (ASHTO Pasal 1.3.2)

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \tag{2.55}$$

di mana γ_i adalah faktor beban dan ϕ adalah faktor resistansi; Q_i merupakan efek gaya; R_n adalah resistansi nominal; R_r adalah resistansi terfaktor; η_i adalah faktor pengubah beban yang terkait dengan duktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional dan didefinisikan sebagai berikut ketika nilai maksimum γ_i digunakan:



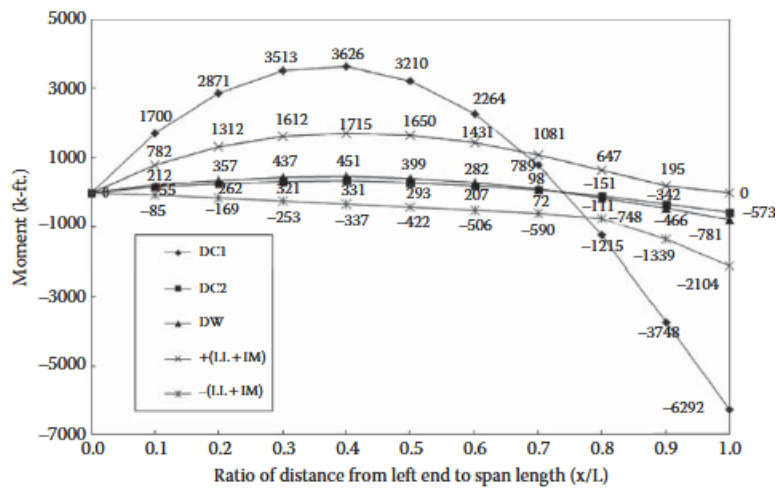
$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (2.56)$$

dimana

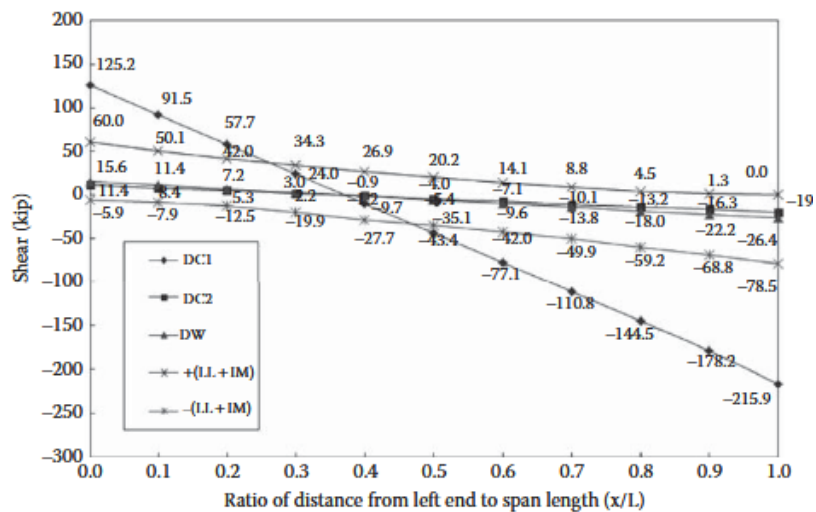
$$\eta_D = \begin{cases} 1.05 \text{ untuk komponen dan sambungan non - ductile} \\ 0.95 \text{ untuk komponen dan sambungan yang ulet} \end{cases} \quad (2.57)$$

$$\eta_R = \begin{cases} 1.05 \text{ untuk anggota yang tidak redundan} \\ 0.95 \text{ untuk anggota yang berlebihan} \end{cases} \quad (2.58)$$

$$\eta_I = \begin{cases} 1.05 \text{ operasional jembatan penting} \\ 0.95 \text{ jembatan umum} \\ \text{hanya berlaku untuk keadaan kekuatan dan} \\ \text{batas kejadian ekstrem} \end{cases} \quad (2.59)$$



Gambar 2.19 Selubung momen tak terfaktor untuk Rentang 1.



Gambar 2.20 Selubung geser tak terfaktor untuk Rentang 1.



Tabel 2.6 Momen Beban Mati Tak Terfaktor dan Geser untuk Girder Interior

| Span | Location (x/L) | Unfactored Dead Load | | | | | |
|------|--------------------|------------------------|--------------------|------------------------|--------------------|-----------------------|-------------------|
| | | DC1 | | DC2 | | DW | |
| | | M_{DC1} (kip-ft.) | V_{DC1} (kip) | M_{DC2} (kip-ft.) | V_{DC2} (kip) | M_{DW} (kip-ft.) | V_{DW} (kip) |
| 1 | 0.0 | 0 | 125.2 | 0 | 11.4 | 0 | 15.6 |
| | 0.1 | 1700 | 91.5 | 155 | 8.4 | 212 | 11.4 |
| | 0.2 | 2871 | 57.7 | 262 | 5.3 | 357 | 7.2 |
| | 0.3 | 3513 | 24.0 | 321 | 2.2 | 437 | 3.0 |
| | 0.4 | 3626 | -9.7 | 331 | -0.9 | 451 | -1.2 |
| | 0.5 | 3210 | -43.4 | 293 | -4.0 | 399 | -5.4 |
| | 0.6 | 2264 | -77.1 | 207 | -7.1 | 282 | -9.6 |
| | 0.7 | 789 | -111 | 72 | -10.1 | 98 | -13.8 |
| | 0.8 | -1215 | -145 | -111 | -13.2 | -151 | -18.0 |
| | 0.9 | -3748 | -178 | -342 | -16.3 | -466 | -22.2 |
| 1.0 | -6833 (-6292) | -216 | -622 (-573) | -19.4 | -847(-781) | -26.4 | |

Catatan:

1. DC1—berat sendiri gelagar interior
2. DC2—berat sendiri penghalang
3. DW—beban permukaan aus
4. Momen dalam braket adalah untuk muka tumpuan pada tekukan
5. Momen pada Bentang 2 simetris terhadap tekukan
6. Geser pada bentang antisimetris terhadap tekukan

Tabel 2.7 Momen Beban Hidup HL-93 Tak Terfaktor, Geser, dan Gaya Terkait untuk Gelagar Interior

| Span | Location (x/L) | Positive Moment and Associated Shear | | Negative Moment and Associated Shear | | Shear and Associated Moment | |
|------|--------------------|--------------------------------------|----------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------------------------|--------------------------|
| | | M_{LL+IM} (kip-ft.) | V_{LL+IM} (kip) | M_{LL+IM} (kip-ft.) | V_{LL+IM} (kip) | V_{LL+IM} (kip) | M_{LL+IM} (kip-ft.) |
| | | 1 | 0.0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| 0.1 | 782 | | 49.8 | -85 | -5.4 | 50.1 | 787 |
| 0.2 | 1312 | | 41.8 | -169 | -5.4 | 42.0 | 1320 |
| 0.3 | 1612 | | 29.3 | -253 | -5.4 | 34.3 | 1614 |
| 0.4 | 1715 | | 21.8 | -337 | -5.4 | -27.7 | 1650 |
| 0.5 | 1650 | | -30.0 | -422 | -5.4 | -35.1 | 1628 |
| 0.6 | 1431 | | -36.7 | -506 | -5.4 | -42.0 | 1424 |
| 0.7 | 1081 | | -42.6 | -590 | -5.4 | -49.9 | 852 |
| 0.8 | 647 | | -47.8 | -748 | -8.3 | -59.2 | 216 |
| 0.9 | 196 | | -32.9 | -1339 | -50.1 | -68.8 | -667 |
| 1.0 | 0 | 0 | -2266 (-2104) | -67.8 | -78.5 | -1788 | |

Catatan:

1. LL + IM—Beban hidup AASHTO HS20-44 ditambah kelonggaran beban dinamis
2. Momen dalam tanda kurung adalah untuk muka tumpuan pada bagian yang bengkok
3. Momen pada Bentang 2 simetris terhadap bagian yang bengkok
4. Geser pada Bentang 2 antisimetris terhadap bagian yang bengkok
5. Faktor distribusi beban hidup dipertimbangkan



Untuk jembatan ini, nilai-nilai berikut diasumsikan:

| Batasi Negara | Daktilitas η_D | Redundansi η_g | Pentingnya η_I | η |
|-----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|--------|
| Status batas kekuatan | 0.95 | 0.95 | 1.05 | 0.95 |
| Status batas layanan | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

2. Faktor beban dan kombinasi beban

Faktor beban dan kombinasinya ditetapkan sebagai (Tabel 3.4.1-1 AASHTO):

Keadaan Batas Kekuatan I: $1.25(DC1 + DC2) + 1.5(DW) + 1.75(LL + M)$

Keadaan Batas Layanan I: $DC1 + DC2 + DW + (LL + IM)$

Keadaan Batas Layanan III: $DC1 + DC2 + DW + 0.8(LL + IM)$

Hitung Properti Penampang untuk Gelagar Interior

Untuk jembatan contoh, sudut kemiringan adalah nol dan $L/S = 157/8.67 = 18.1 > 2$. Untuk gelagar interior, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.21, lebar sayap efektif b_{eff} diambil sebagai lebar tributari pelat beton, yaitu, jarak antar gelagar $S = 8.67$ kaki (AASHTO 4.6.2.6). Properti penampang pada bentang tengah dan lengkung (muka tumpuan) untuk gelagar interior dihitung pada Tabel 2.8 dan 2.9.

Menghitung Kehilangan Prategang

Untuk gelagar kotak pasca-tegang CIP, terdapat dua jenis kehilangan, yaitu kehilangan sesaat (gesekan, pengikatan ankur, dan pemendekan elastis) dan kehilangan yang bergantung waktu (rambat dan susut beton, serta relaksasi baja prategang), yang signifikan. Karena kehilangan prategang tidak simetris terhadap lengkung untuk jembatan ini, perhitungan dilakukan untuk kedua bentang.

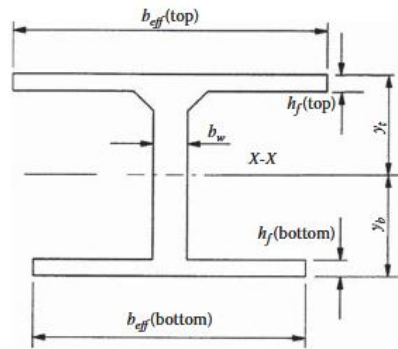
1. Kehilangan Gesekan Δf_{pF}

$$\Delta f_{pF} = f_{pj}(1 - e^{-(Kx + \mu\alpha)}) \quad (2.60)$$

dengan K adalah koefisien gesek goyangan = 0.0002 1/kaki (6.6×10^{-7} 1/mm) dan μ adalah koefisien gesek = 0.25 (AASHTO Pasal 5.9.5.2.2b); x adalah panjang tendon prategang dari ujung dongkrak ke titik yang dipertimbangkan; α adalah jumlah nilai absolut perubahan sudut pada lintasan baja prategang dari ujung dongkrak.

Untuk lintasan kabel parabola (Gambar 2.22), perubahan sudutnya adalah $\alpha = 2e_p/L_p$, dengan e_p adalah jarak vertikal antara dua titik kontrol dan L_p adalah jarak horizontal antara dua titik kontrol. Rinciannya diberikan pada Tabel 2.10.





Gambar 2.21 Penampang melintang gelagar bagian dalam.

Tabel 2.8 Properti Penampang Tengah Bentang untuk Girder Interior

| Komponen | $A_i(in.^2)$ | $y_i(in.)$ | $A_i y_i(in.^3)$ | $y_i - y_b(in.)$ | $A_i(y_i - y_{NCB})^2(in.^4)$ | $I_o(in.^4)$ |
|--------------------------|--------------|------------|------------------|------------------|-------------------------------|--------------|
| Dek atas 104 x 7.875 | 819 | 71.06 | 58,200.2 | 30.77 | 775,487 | 4,233 |
| Fillet 4 x 4 | 16 | 65.79 | 1,052.7 | 25.50 | 10,405 | 14 |
| Jaring 61.25 x 12 | 735 | 36.5 | 26,827.5 | -3.79 | 10,565 | 229,793 |
| Soffit bawah 104 x 5.875 | 611 | 2.94 | 1,794.8 | -37.35 | 825,529 | 1,757 |
| Σ | 2,181 | - | 87,875.2 | - | 1,648,986 | 235,787 |

$$y_b = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{87,852.2}{2,181} = 40.29 \text{ in.}$$

$$y_i = (6.25)(12) - 40.29 = 34.71 \text{ in.}$$

$$I_x = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_b)^2 = 235,787 + 1,648,986 = 1,884,773 \text{ in.}^4$$

Tabel 2.9 Sifat Penampang Bengkok (pada Muka Tumpuan) untuk Balok Interior

| Komponen | $A_i(in.^2)$ | $y_i(in.)$ | $A_i y_i(in.^3)$ | $y_i - y_b(in.)$ | $A_i(y_i - y_{NCB})^2(in.^4)$ | $I_o(in.^4)$ |
|-----------------------|--------------|------------|------------------|------------------|-------------------------------|--------------|
| Dek atas 104 x 7.875 | 819 | 71.06 | 58,200.2 | 37.21 | 1,133,902 | 4,233 |
| Fillet 4 x 4 | 16 | 65.79 | 1,052.7 | 31.94 | 16,321 | 14 |
| Jaring 55.125 x 12 | 661.5 | 39.56 | 26,170.6 | -5.71 | 21,559 | 167,512 |
| Soffit bawah 104 x 12 | 1,248 | 6.00 | 74,988.0 | -27.85 | 968,233 | 14,976 |
| Σ | 2,744.5 | - | 92,911.5 | - | 1,140,015 | 186,735 |

$$y_b = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{92,911.5}{2,744.5} = 33.85 \text{ in.}$$

$$y_i = (6.25)(12) - 33.85 = 41.15 \text{ in.}$$

$$I_x = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_b)^2 = 186,735 + 2,140,015 = 2,326,750 \text{ in.}^4$$



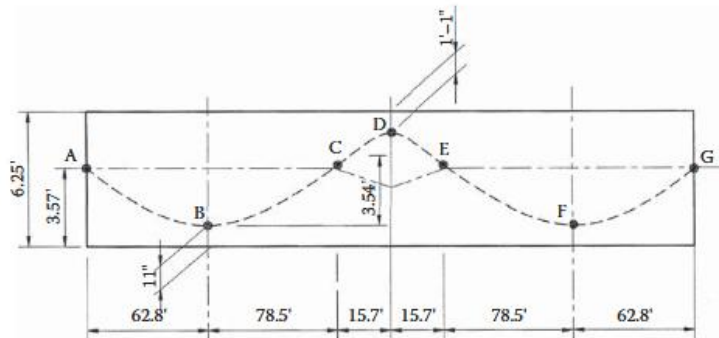
2. Kehilangan Jangkar Δf_{pA}

Kehilangan jangkar dapat didekati dengan asumsi bahwa kehilangan jangkar berubah secara linear dalam panjang L_{pA} seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8.

Asumsikan ketebalan jangkar $\Delta L = 0,375$ inci, $E = 29.000$ ksi, dan perhatikan titik B di mana $L_{pF} = 141,3$ kaki dan $\Delta f_{pF} = 14,9$ ksi:

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L)L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} = \sqrt{\frac{29,000(0.375)(141.3)}{12(14.90)}} = 92.71 \text{ ft.} < 141.3 \text{ ft.}$$

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF}x}{L_{pF}} = \frac{2(14.90)(92.71)}{141.3} = 19.55 \text{ ksi}$$



Gambar 2.22 Jalur kabel parabola.

Tabel 2.10 Kerugian Gesekan Prategang

| Segment | e_p (in.) | L_p (ft.) | α (rad) | $\Sigma\alpha$ (rad) | ΣL_p (ft.) | Point | Δf_{pF} (ksi) |
|---------|-------------|-------------|----------------|----------------------|--------------------|-------|-----------------------|
| A | 31.84 | 0 | 0 | 0 | 0 | A | 0.0 |
| AB | 31.84 | 62.8 | 0.0845 | 0.0845 | 62.8 | B | 7.13 |
| BC | 42.50 | 78.5 | 0.0902 | 0.1747 | 141.3 | C | 14.90 |
| CD | 8.50 | 15.7 | 0.0902 | 0.2649 | 157.0 | D | 20.09 |
| DE | 8.50 | 15.7 | 0.0902 | 0.3551 | 172.7 | E | 25.06 |
| EF | 42.50 | 78.5 | 0.0902 | 0.4453 | 251.2 | F | 32.18 |
| FG | 31.84 | 62.8 | 0.0845 | 0.5298 | 314.0 | G | 38.23 |

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \left(1 - \frac{x}{L_{pA}}\right) = 19.55 \left(1 - \frac{x}{92.71}\right)$$

Kehilangan set angkur dihitung pada Tabel 2.11.

3. Kehilangan pemendekan elastis Δf_{pES}

Kerugian akibat pemendekan elastis pada komponen struktur pasca-tarik dihitung menggunakan rumus berikut (AASHTO Pasal 5.9.5.2.3b):



$$f_{cgp} = \frac{P_j}{A} + \frac{P_j e^2}{I_x} + \frac{M_{DC1} e}{I_x}$$

$$= \frac{1,800}{2,744.5} + \frac{1,800(28.15)^2}{2,326,750} + \frac{(-6,292)(12)(28.15)}{2,326,750}$$

$$= 0.656 + 0.613 - 0.913 = 0.356 \text{ ksi (2.455 MPa)}$$

Tabel 2.11 Jalur Kabel dan Kerugian Prategang

| Span | Location (x/L) | Prestress Losses (ksi) | | | | | Force Coef. | |
|------|-------------------|------------------------|-----------------|------------------|------------------|-----------------|-------------|-----------|
| | | Δf_{pF} | Δf_{pA} | Δf_{pES} | Δf_{pLT} | Δf_{pT} | F_{pCI} | F_{pCF} |
| 1 | 0.0 | 0.00 | 19.55 | | | 39.01 | 0.904 | 0.819 |
| | 0.1 | 1.78 | 16.24 | | | 37.48 | 0.911 | 0.826 |
| | 0.2 | 3.56 | 12.93 | | | 35.95 | 0.918 | 0.834 |
| | 0.3 | 5.35 | 9.93 | | | 34.74 | 0.924 | 0.839 |
| | 0.4 | 7.13 | 6.31 | | | 32.90 | 0.933 | 0.848 |
| | 0.5 | 8.68 | 3.00 | 1.13 | 18.33 | 31.13 | 0.941 | 0.856 |
| | 0.6 | 10.24 | | | | 29.70 | 0.947 | 0.863 |
| | 0.7 | 11.79 | | | | 31.25 | 0.940 | 0.855 |
| | 0.8 | 13.35 | 0.00 | | | 32.81 | 0.933 | 0.848 |
| | 0.9 | 14.90 | | | | 34.36 | 0.926 | 0.841 |
| 2 | 1.0 | 20.09 | | | | 39.55 | 0.902 | 0.817 |
| | 0.0 | 20.09 | | | | 39.55 | 0.902 | 0.817 |
| | 0.1 | 25.06 | | | | 44.52 | 0.879 | 0.794 |
| | 0.2 | 26.49 | | | | 45.95 | 0.872 | 0.787 |
| | 0.3 | 27.91 | | | | 47.37 | 0.866 | 0.781 |
| | 0.4 | 29.34 | | | | 48.80 | 0.859 | 0.774 |
| | 0.5 | 30.76 | 0.00 | 1.13 | 18.33 | 50.22 | 0.852 | 0.768 |
| | 0.6 | 32.18 | | | | 51.64 | 0.846 | 0.761 |
| | 0.7 | 33.69 | | | | 53.15 | 0.839 | 0.754 |
| | 0.8 | 35.21 | | | | 54.67 | 0.832 | 0.747 |
| 0.9 | 36.72 | | | | 56.18 | 0.825 | 0.740 | |
| 1.0 | 38.23 | | | | 57.69 | 0.818 | 0.733 | |

Catatan:

$$F_{pCI} = \frac{\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}}{f_{pj}}$$

$$F_{pCF} = 1 - \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}} = 216 \text{ ksi}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} = \frac{4-1}{2(4)} \left(\frac{28,500}{3,372} \right) (0.356) = 1.13 \text{ ksi (7.778 MPa)}$$

4. Kehilangan susut Δf_{pSR}

Untuk balok beton cor di tempat, beton dek dan balok biasanya dicor sebelum prategang.



Asumsikan $\varepsilon_{bid} = 0,0006$, $A_{ps} = P_j/f_{pj} = 1.800/216 = 8.33 \text{ in.}^2$, dan $t_i = 28$ hari, $t_f = 120$ hari.

$$\frac{V}{s} = \frac{(2,181)(1,0)}{(2)(104 + 7.875 + 5.875 + 92 + 61.25)(1,0)} = 4.02 > 1.0$$

$$k_s = 1.45 - 0.13 \left(\frac{V}{s}\right) \geq 1.45 - (0.13)(4.02) = 0.93 < 1.0 \text{ Use } k_s = 1.0$$

$$k_{hs} = 1.56 - 0.08H = 1.56 - 0.08(70) = 1.0$$

$$k_{hs} = (2.00 - 0.14H) = 2.0 - 0.014(70) = 1.12$$

$$k_f = \frac{5}{1 + f'_c} = \frac{5}{1 + 4} = 1.0$$

$$k_{td} = \frac{t}{61 - 4f'_c + t} = \frac{28}{61 - (4)(3.5) + 28} = 0.373$$

Koefisien mulur

$$\Psi(t_f, t_i) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{td} k_i^{-0.118} = (1.9)(1.0)(1.0)(1.0)(0.373)(120)^{-0.118} = 0.403$$

Kehilangan penyusutan dapat ditentukan dengan rumus (AASHTO 2012):

$$\begin{aligned} K_{id} &= \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g}\right) (1 + 0.7\Psi_b(t_f, t_i))} \\ &= \frac{1}{1 + \frac{28,500}{3,372} \left(\frac{8.33}{2,744.5}\right) \left(1 + \frac{(2,744.5)(28.15)^2}{2,326,750}\right) (1 + 0.403)} \\ &= 0.935 \quad (\text{AASHTO } 5.9.5.4.3a - 2) \end{aligned}$$

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} = (0.0006)(28,500)(0.935) = 16.0 \text{ ksi}$$

5. Kehilangan creep Δf_{pCR}

$$\begin{aligned} \Delta f_{pCR} &= \left(\frac{E_p}{E_{ci}}\right) f_{cgp} \Psi(t_d, t_i) K_{id} \\ &= \left(\frac{28,500}{3,372}\right) (0.356)(0.403)(0.935) = 1.12 \text{ ksi} \quad (\text{AASHTO } 5.9.5.4.2b - 1) \end{aligned}$$



6. Rugi Relaksasi Δf_{pR1}

Untuk untai dengan relaksasi rendah, rugi relaksasi diasumsikan sama dengan 1,2 ksi (AASHTO 5.9.5.4.2c).

7. Rugi Bergantung Waktu Δf_{pLT}

Total rugi bergantung waktu untuk komponen pasca-tegang cor di tempat non-segmental adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pLT} = \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} = 16.0 + 1.13 + 1.2 = 18.33 \text{ ksi}$$

8. Total kerugian Δf_{pT}

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (2.62)$$

Rinciannya diberikan dalam Tabel 2.11.

Menentukan Gaya Prategang P_j untuk Balok Interior

Karena beban hidup umumnya tidak terdistribusi secara merata ke balok, gaya prategang P_j yang dibutuhkan untuk setiap balok mungkin berbeda. Untuk menghitung gaya dongkrak prategang P_j , koefisien gaya prategang awal F_{pCI} dan koefisien gaya prategang akhir F_{pCF} didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{pCI} = 1 - \frac{\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}}{f_{pj}} \quad (2.63)$$

$$F_{pCF} = 1 - \frac{\Delta f_{pT}}{f_{pj}} \quad (2.64)$$

Koefisien gaya prategang dihitung dan disajikan pada Tabel 2.12. Koefisien momen sekunder didefinisikan sebagai berikut:

$$M_{sC} = \begin{cases} \frac{x}{L} \frac{M_{DA}}{P_j} & \text{for span 1} \\ \left(1 - \frac{x}{L}\right) \frac{M_{DG}}{P_j} & \text{for span 2} \end{cases} \quad (2.65)$$

di mana x adalah jarak dari ujung kiri untuk setiap bentang.



Tabel 2.12 Koefisien Gaya dan Momen Prategang

| Span | Location (x/L) | Cable Path <i>e</i> (in.) | Force Coef. | | Moment Coefficients (ft.) | | | | |
|------|----------------|---------------------------|-------------|-----------|---------------------------|------------|----------|------------|------------|
| | | | F_{pCI} | F_{pCF} | $F_{pCI}e$ | $F_{pCF}e$ | M_{sC} | M_{psCI} | M_{psCF} |
| 1 | 0.0 | 0.240 | 0.904 | 0.819 | 0.018 | 0.016 | 0.000 | 0.018 | 0.016 |
| | 0.1 | -13.692 | 0.911 | 0.826 | -1.040 | -0.943 | 0.112 | -0.928 | -0.831 |
| | 0.2 | -23.640 | 0.918 | 0.834 | -1.809 | -1.642 | 0.224 | -1.586 | -1.419 |
| | 0.3 | -29.136 | 0.924 | 0.839 | -2.244 | -2.037 | 0.335 | -1.908 | -1.702 |
| | 0.4 | -31.596 | 0.933 | 0.848 | -2.456 | -2.232 | 0.447 | -2.008 | -1.785 |
| | 0.5 | -29.892 | 0.941 | 0.856 | -2.344 | -2.132 | 0.559 | -1.785 | -1.573 |
| | 0.6 | -24.804 | 0.947 | 0.863 | -1.958 | -1.783 | 0.671 | -1.287 | -1.112 |
| | 0.7 | -16.308 | 0.940 | 0.855 | -1.278 | -1.162 | 0.783 | -0.495 | -0.380 |
| | 0.8 | -4.404 | 0.933 | 0.848 | -0.342 | -0.311 | 0.894 | 0.552 | 0.583 |
| | 0.9 | 10.884 | 0.926 | 0.841 | 0.840 | 0.763 | 1.006 | 1.846 | 1.769 |
| 1.0 | 28.164 | 0.902 | 0.817 | 2.117 | 1.917 | 1.118 | 3.235 | 3.035 | |
| 2 | 0.0 | -28.164 | 0.902 | 0.817 | 2.117 | 1.917 | 1.107 | 3.224 | 3.024 |
| | 0.1 | 10.884 | 0.879 | 0.794 | 0.797 | 0.720 | 0.996 | 1.793 | 1.716 |
| | 0.2 | -4.404 | 0.872 | 0.787 | -0.320 | -0.289 | 0.886 | 0.566 | 0.597 |
| | 0.3 | -16.308 | 0.866 | 0.781 | -1.176 | -1.061 | 0.775 | -0.401 | -0.286 |
| | 0.4 | -24.804 | 0.859 | 0.774 | -1.776 | -1.600 | 0.664 | -1.111 | -0.936 |
| | 0.5 | -29.892 | 0.852 | 0.768 | -2.123 | -1.912 | 0.554 | -1.570 | -1.358 |
| | 0.6 | -31.596 | 0.846 | 0.761 | -2.227 | -2.004 | 0.443 | -1.784 | -1.561 |
| | 0.7 | -29.136 | 0.839 | 0.754 | -2.037 | -1.831 | 0.332 | -1.705 | -1.498 |
| | 0.8 | -23.640 | 0.832 | 0.747 | -1.639 | -1.471 | 0.221 | -1.417 | -1.250 |
| | 0.9 | -13.692 | 0.825 | 0.740 | -0.941 | -0.844 | 0.111 | -0.830 | -0.734 |
| 1.0 | 0.240 | 0.818 | 0.733 | 0.016 | 0.015 | 0.000 | 0.016 | 0.015 | |

Catatan: *e* adalah jarak antara lintasan kabel dan gravitasi pusat penampang gelagar interior. Nilai positif berarti kabel berada di atas gravitasi pusat, dan nilai negatif menunjukkan kabel berada di bawah gravitasi pusat.

Koefisien momen prategang gabungan didefinisikan sebagai berikut:

$$M_{psCI} = F_{pCI}(e) + M_{sC} \quad (2.66)$$

$$M_{psCF} = F_{pCF}(e) + M_{sC} \quad (2.67)$$

di mana *e* adalah jarak antara kabel dan pusat gravitasi suatu penampang; nilai *e* positif menunjukkan bahwa kabel berada di atas pusat gravitasi, dan nilai *e* negatif menunjukkan bahwa kabel berada di bawahnya.

Koefisien momen gabungan dihitung dan disajikan dalam Tabel 2.13. Menurut AASHTO, gaya prategang P_j dapat ditentukan menggunakan batas tegangan tarik beton di zona tarik prakompresi dengan kombinasi beban Layanan III (lihat Tabel 2.5):

$$f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + 0.8 f_{LL+IM} + f_{psF} \geq -0.19\sqrt{f'_c} \quad (2.68)$$



Tabel 2.13 Penentuan Gaya Jacking Prategang untuk Girder Interior

| Span | Location (x/L) | Top Fiber | | | | | Jacking Force (kip) P_j | Bottom Fiber | | | | |
|------|-------------------|--------------|-----------|----------|----------------|-------|------------------------------------|--------------|-----------|----------|----------------|-------|
| | | Stress (psi) | | | | P_j | | Stress (psi) | | | | P_j |
| | | f_{DC1} | f_{DC2} | f_{DW} | $0.8f_{LL+IM}$ | | | f_{DC1} | f_{DC2} | f_{DW} | $0.8f_{LL+IM}$ | |
| 1 | 0.0 | 0 | 0 | 0 | 0 | - | 0 | 0 | 0 | 0 | - | |
| | 0.1 | 389 | 36 | 48 | 143 | - | -512 | -47 | -64 | -188 | 664 | |
| | 0.2 | 658 | 60 | 82 | 240 | - | -865 | -79 | -108 | -316 | 1191 | |
| | 0.3 | 805 | 73 | 100 | 295 | - | -1058 | -97 | -132 | -388 | 1411 | |
| | 0.4 | 831 | 76 | 103 | 314 | - | -1092 | -100 | -136 | -413 | 1438 | |
| | 0.5 | 735 | 67 | 91 | 302 | - | -967 | -88 | -120 | -398 | 1345 | |
| | 0.6 | 519 | 47 | 64 | 262 | - | -682 | -62 | -85 | -345 | 1057 | |
| | 0.7 | 181 | 16 | 22 | 198 | - | -238 | -22 | -30 | -260 | 322 | |
| | 0.8 | -278 | -25 | -35 | -137 | 177 | 366 | 33 | 46 | 203 | - | |
| | 0.9 | -859 | -78 | -107 | -245 | 1121 | 1129 | 103 | 140 | 363 | - | |
| 1.0 | -1336 | -122 | -166 | -357 | 1703 | 1098 | 100 | 136 | 330 | - | | |
| 2 | 0.0 | -1336 | -122 | -166 | -357 | 1707 | 1098 | 100 | 136 | 330 | - | |
| | 0.1 | -859 | -78 | -107 | -245 | 1171 | 1129 | 103 | 140 | 363 | - | |
| | 0.2 | -278 | -25 | -35 | -137 | 186 | 366 | 33 | 46 | 203 | - | |
| | 0.3 | 181 | 16 | 22 | 198 | - | -238 | -22 | -30 | -260 | 367 | |
| | 0.4 | 519 | 47 | 64 | 262 | - | -682 | -62 | -85 | -345 | 1211 | |
| | 0.5 | 735 | 67 | 91 | 302 | - | -967 | -88 | -120 | -398 | 1530 | |
| | 0.6 | 831 | 76 | 103 | 314 | - | -1092 | -100 | -136 | -413 | 1626 | |
| | 0.7 | 805 | 73 | 100 | 295 | - | -1058 | -97 | -132 | -388 | 1588 | |
| | 0.8 | 658 | 60 | 82 | 240 | - | -865 | -79 | -108 | -316 | 1340 | |
| | 0.9 | 389 | 36 | 48 | 143 | - | -512 | -47 | -64 | -188 | 746 | |
| 1.0 | 0 | 0 | 0 | 0 | - | 0 | 0 | 0 | 0 | - | | |

Catatan:

1. Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tegangan tarik.
2. P_j diperoleh dari Persamaan 2.26

di mana

$$f_{DC1} = \frac{M_{DC1}C}{I_x} \quad (2.69)$$

$$f_{DC2} = \frac{M_{DC2}C}{I_x} \quad (2.70)$$

$$f_{DW} = \frac{M_{DW}C}{I_x} \quad (2.71)$$

$$f_{LL+IM} = \frac{M_{LL+IM}C}{I_x} \quad (2.72)$$

di mana C ($= y_b$ atau y_t) adalah jarak dari serat terluar ke pusat gravitasi penampang; f'_c dalam ksi dan P_{pe} adalah gaya prategang efektif setelah semua kehilangan tegangan terjadi; M_{DC1} ,



M_{DC2} , dan M_{DW} adalah momen tak terfaktor akibat $DC1$ dari berat sendiri girder yang bekerja pada kondisi prategang, $DC2$ dari berat rel penghalang yang bekerja pada kondisi siap pakai setelah semua kehilangan tegangan, dan DW dari permukaan aus di masa mendatang yang bekerja pada kondisi siap pakai setelah semua kehilangan tegangan, masing-masing; M_{LL+IM} adalah momen tak terfaktor akibat beban hidup HL93 dan kelonggaran dinamis. Untuk tegangan, tanda positif menunjukkan kompresi dan tanda negatif menunjukkan tarik. Dari Persamaan 2.68 dan 2.73, kita peroleh

$$P_j = \frac{-f_{DC1} - f_{DC2} - f_{DW} - 0.8f_{LL+IM} - 0.19\sqrt{f'_c}}{\frac{F_{pCF}}{A} + \frac{M_{psCF}C}{I_x}} \quad (2.74)$$

Perhitungan detail diberikan pada Tabel 2.13. Sebagian besar titik kritis bertepatan dengan lokasi eksentrisitas maksimum: 0,4 L pada Bentang 1, 0,6 L pada Bentang 2, dan pada lengkung. Untuk jembatan ini, penampang pengendali berada di sisi kanan lengkung. Dalam hal ini, $P_j = 1707$ kip (7566 kN). Pembulatan P_j menjadi 1720 kip (7651 kN) menghasilkan luas baja prategang yang dibutuhkan sebesar $A_{ps} = P_j/f_{pj} = 1720/216 = 7,96$ in.² (5236 mm²).

Periksa Kekuatan Beton untuk Balok Interior—Keadaan Batas Layanan I

Dua kriteria diterapkan pada tingkat tegangan beton saat menghitung kekuatan beton yang dibutuhkan (AASHTO 2012, Pasal 5.9.4.2):

$$\begin{cases} f_{DC1} + f_{psI} \leq 0.55 f'_{ci} & \text{at prestressing state} \\ f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{psF} \leq 0.45 f'_c & \text{at service state} \end{cases} \quad (2.75)$$

$$f_{psI} = \frac{P_{jI}}{A} + \frac{(P_{jI}e)C}{I_x} + \frac{M_{sI}C}{I_x} = \frac{F_{pCI}P_j}{A} + \frac{M_{psCI}P_jC}{I_x} \quad (2.76)$$

Tegangan beton pada serat terluar (setelah kehilangan sesaat dan kehilangan akhir) diberikan pada Tabel 2.14 dan 2.15.

Untuk kekuatan beton awal pada kondisi prategang, lokasi pengendali adalah serat bawah pada penampang 0,9 L di Bentang 1. Dari Persamaan 2.75, kita peroleh

$$f'_{ci,req} \geq \frac{d_{DC1} + f_{psI}}{0.55} = \frac{942}{0.55} = 1713 \text{ psi} < 3500 \text{ psi}$$

∴ pilih $f'_{ci} = 3.500$ psi (24,13 MPa).

Untuk kekuatan beton akhir pada batas layanan I, lokasi pengendali kembali berada di serat bawah pada penampang 0,9 L di Bentang 1. Dari Persamaan 2.75, kita memperoleh

$$f'_{ci,req} \geq \frac{f_{DC1} + f_{DC2} + f_{DW} + f_{LL+IM} + f_{psF}}{0.45}$$



$$= \frac{1608}{0.45} = 3573 \text{ psi} < 4000 \text{ psi}$$

∴ pilih $f'_{ci} = 4000 \text{ psi}$ (27,58 MPa).

Tabel 2.14 Tegangan Beton setelah Kehilangan Seketika untuk Balok Interior

| Span | Location (x/L) | Top Fiber Stress (psi) | | | | Bottom Fiber Stress (psi) | | | | Total Initial Stress | |
|------|-------------------|------------------------|-------------------------|-------------------------------|-----------|---------------------------|-------------------------|-------------------------------|-----------|----------------------------|-----|
| | | f_{DCI} | $\frac{F_{pCI} P_j}{A}$ | $\frac{M_{pCI} P_j Y_i}{I_x}$ | f_{psl} | f_{DCI} | $\frac{F_{pCI} P_j}{A}$ | $\frac{M_{pCI} P_j Y_b}{I_x}$ | f_{psl} | | |
| 1 | 0.0 | 0 | 751 | 7 | 758 | 758 | 0 | 751 | -9 | 742 | 742 |
| | 0.1 | 389 | 757 | -366 | 391 | 781 | -512 | 757 | 481 | 1238 | 726 |
| | 0.2 | 658 | 763 | -625 | 138 | 796 | -865 | 763 | 821 | 1584 | 720 |
| | 0.3 | 805 | 768 | -752 | 16 | 820 | -1058 | 768 | 989 | 1756 | 698 |
| | 0.4 | 831 | 775 | -791 | -17 | 814 | -1092 | 775 | 1040 | 1815 | 723 |
| | 0.5 | 735 | 781 | -703 | 78 | 814 | -967 | 781 | 924 | 1706 | 739 |
| | 0.6 | 519 | 787 | -507 | 280 | 798 | -682 | 787 | 667 | 1454 | 772 |
| | 0.7 | 181 | 781 | -195 | 586 | 767 | -238 | 781 | 256 | 1037 | 800 |
| | 0.8 | -278 | 775 | 217 | 992 | 714 | 366 | 775 | -286 | 489 | 855 |
| | 0.9 | -859 | 769 | 727 | 1496 | 638 | 1129 | 769 | -956 | -187 | 942 |
| 2 | 1.0 | -1336 | 562 | 1181 | 1743 | 407 | 1098 | 562 | -971 | -409 | 689 |
| | 0.0 | -1336 | 562 | 1177 | 1739 | 403 | 1098 | 562 | -968 | -406 | 692 |
| | 0.1 | -859 | 730 | 707 | 1437 | 578 | 1129 | 730 | -929 | -199 | 930 |
| | 0.2 | -278 | 724 | 223 | 947 | 669 | 366 | 724 | -293 | 431 | 797 |
| | 0.3 | 181 | 719 | -158 | 561 | 742 | -238 | 719 | 208 | 97 | 689 |
| | 0.4 | 519 | 713 | -438 | 276 | 794 | -682 | 713 | 576 | 1289 | 607 |
| | 0.5 | 735 | 708 | -618 | 90 | 825 | -967 | 708 | 813 | 1521 | 555 |
| | 0.6 | 831 | 703 | -703 | 0 | 830 | -1092 | 703 | 924 | 1627 | 535 |
| | 0.7 | 805 | 697 | -672 | 25 | 830 | -1058 | 697 | 883 | 1580 | 522 |
| | 0.8 | 658 | 691 | -558 | 133 | 790 | -865 | 691 | 734 | 1425 | 560 |
| 0.9 | 389 | 685 | -327 | 358 | 747 | -512 | 685 | 430 | 1115 | 603 | |
| 1.0 | 0 | 679 | 6 | 686 | 686 | 0 | 679 | -8 | 671 | 671 | |

Catatan: Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tarik



Tabel 2.15 Tegangan Beton setelah Kehilangan Total pada Masa Layanan I untuk Balok Interior

| Span | Location (x/L) | Top Fiber Stress (psi) | | | | | Bottom Fiber Stress (psi) | | | | |
|------|-------------------|------------------------|-------------------------|------------------------------|------------------|--------------------------|---------------------------|-------------------------|------------------------------|------------------|--------------------------|
| | | f _{LOAD} | $\frac{F_{psCF}P_j}{A}$ | $\frac{M_{psCF}P_jY_t}{I_x}$ | f _{psF} | Total Final Stress | f _{LOAD} | $\frac{F_{psCF}P_j}{A}$ | $\frac{M_{psCF}P_jY_b}{I_x}$ | f _{psF} | Total Final Stress |
| | | | A | I _x | | | | A | I _x | | |
| 1 | 0.0 | 0 | 681 | 6 | 687 | 687 | 0 | 681 | -8 | 672 | 672 |
| | 0.1 | 653 | 686 | -328 | 359 | 1012 | -858 | 686 | 431 | 1117 | 259 |
| | 0.2 | 1100 | 692 | -559 | 133 | 1234 | -1466 | 692 | 735 | 1427 | -19 |
| | 0.3 | 1348 | 697 | -671 | 26 | 1374 | -1772 | 697 | 882 | 1579 | -193 |
| | 0.4 | 1403 | 704 | -703 | 1 | 1404 | -1844 | 704 | 925 | 1629 | -216 |
| | 0.5 | 1272 | 711 | -620 | 91 | 1363 | -1672 | 711 | 815 | 1526 | -146 |
| | 0.6 | 958 | 716 | -438 | 278 | 1237 | -1260 | 716 | 576 | 1292 | 33 |
| | 0.7 | 467 | 710 | -150 | 561 | 1028 | -614 | 710 | 197 | 907 | 293 |
| | 0.8 | -510 | 704 | -230 | 934 | 425 | 670 | 704 | -302 | 402 | 1101 |
| | 0.9 | -1351 | 698 | 697 | 1395 | 45 | 1776 | 698 | -916 | -218 | 1608 |
| 1.0 | -2070 | 509 | 1108 | 1617 | -452 | 1702 | 509 | -911 | -402 | 1345 | |
| 2 | 0.0 | -2070 | 509 | 1104 | 1613 | -456 | 1702 | 509 | -908 | -399 | 1349 |
| | 0.1 | -1351 | 659 | 676 | 1336 | -15 | 1776 | 659 | -889 | -230 | 1596 |
| | 0.2 | -510 | 654 | 235 | 889 | 379 | 670 | 654 | -309 | 345 | 1043 |
| | 0.3 | 467 | 648 | -113 | 536 | 1033 | -614 | 648 | 148 | 797 | 182 |
| | 0.4 | 958 | 643 | -369 | 274 | 1233 | -1260 | 643 | 485 | 1128 | -132 |
| | 0.5 | 1272 | 638 | -535 | 102 | 1374 | -1672 | 638 | 704 | 1341 | -331 |
| | 0.6 | 1403 | 632 | -615 | 17 | 1420 | -1844 | 632 | 809 | 1441 | -404 |
| | 0.7 | 1348 | 626 | -590 | 36 | 1383 | -1772 | 626 | 776 | 1403 | -369 |
| | 0.8 | 1100 | 620 | -493 | 128 | 1228 | -1466 | 620 | 648 | 1268 | -178 |
| | 0.9 | 653 | 615 | -289 | 326 | 978 | -858 | 615 | 380 | 995 | 137 |
| 1.0 | 0 | 609 | 6 | 615 | 615 | 0 | 609 | -8 | 601 | 601 | |

Catatan:

1. fLOAD = fDC1 + fDC2 + fDW + fLL+IM
2. Tegangan positif menunjukkan kompresi dan tegangan negatif menunjukkan tarik

Desain untuk Lentur—Keadaan Batas Kekuatan I

AASHTO mensyaratkan bahwa untuk keadaan batas kekuatan I

$$M_u \leq \phi M_n$$

$$M_u = \sum \eta_i \gamma_i M_i = 0.95[1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5M_{DW} + 1.75M_{LLH}] + M_{ps}$$

di mana ϕ adalah faktor tahanan yang meningkat secara linear dari 0,75 untuk penampang terkendali tekan menjadi 1,0 untuk penampang terkendali tarik (AASHTO 2012, Pasal 5.5.4.2); M_{ps} adalah momen sekunder akibat prategang. Permintaan momen terfaktor M_u untuk gelagar interior pada Bentang 1 dihitung pada Tabel 2.16. Meskipun diagram momen tidak simetris terhadap tekukan (akibat momen prategang sekunder yang berbeda), hasil untuk Bentang 2 serupa dan perbedaannya tidak dipertimbangkan dalam contoh ini.



Tabel 2.16 Momen Faktor untuk Balok Interior

| Span | Location (x/L) | M_{DC1} | M_{DC2} | M_{DW} | M_{LL+IM} (kip-ft.) | | M_{ps} | M_u (kip-ft.) | |
|------|-------------------|-------------|-------------|-----------------|-----------------------|----------|-----------|-----------------|----------------|
| | | (kip-ft.) | (kip-ft.) | (kip-ft.) | Positive | Negative | (kip-ft.) | Positive | Negative |
| | | Dead Load-1 | Dead Load-2 | Wearing Surface | | | P/S | | |
| | 0.0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.1 | 1,700 | 155 | 212 | 782 | -85 | 205 | 4,009 | 2,569 |
| | 0.2 | 2,871 | 262 | 357 | 1,312 | -169 | 409 | 6,820 | 4,358 |
| | 0.3 | 3,513 | 321 | 437 | 1,612 | -253 | 614 | 8,469 | 5,368 |
| | 0.4 | 3,626 | 331 | 451 | 1,715 | -337 | 818 | 9,012 | 5,599 |
| 1 | 0.5 | 3,210 | 293 | 399 | 1,650 | -422 | 1,023 | 8,494 | 5,050 |
| | 0.6 | 2,264 | 207 | 282 | 1,431 | -506 | 1,228 | 6,942 | 3,721 |
| | 0.7 | 789 | 72 | 98 | 1,081 | -590 | 1,432 | 4,392 | 1,613 |
| | 0.8 | -1,215 | -111 | -151 | 647 | -748 | 1,637 | 922 | -1,397 |
| | 0.9 | -3,748 | -342 | -466 | 196 | -1,339 | 1,841 | -3,355 | -5,906 |
| | 1.0 | -6,292 | -573 | -781 | 0 | -2,104 | 2,046 | -7,219 | -10,716 |

Note: $M_u = 0.95 [1.25(M_{DC1} + M_{DC2}) + 1.5 M_{DW} + 1.75 M_{LL+IM}] + M_{ps}$

Tabel 2.17 Desain Kekuatan Lentur untuk Girder Interior—Batas Kekuatan Keadaan I

| Span | Location (x/L) | A_{ps} (in.2) | d_p (in.) | A_s (i.2) | d_s (in.) | b (in.) | c (in.) | f_{ps} (ksi) | d_e (in.) | a (in.) | ϕM_n (kip-ft.) | M_u (kip-ft.) |
|------|-------------------|--------------------|----------------|----------------|----------------|--------------|--------------|-------------------|----------------|--------------|-------------------------|-----------------|
| | 0.0 | | 32.16 | 0 | 72.06 | 104 | 6.73 | 253.2 | 32.16 | 5.72 | 4,940 | 0 |
| | 0.1 | | 46.09 | 0 | 72.06 | 104 | 6.85 | 258.1 | 46.09 | 5.83 | 7,412 | 4,009 |
| | 0.2 | | 56.04 | 0 | 72.06 | 104 | 6.90 | 260.1 | 56.04 | 5.87 | 9,183 | 6,820 |
| | 0.3 | | 61.54 | 0 | 72.06 | 104 | 6.93 | 261.0 | 61.54 | 5.89 | 10,163 | 8,469 |
| | 0.4 | | 64.00 | 0 | 72.06 | 104 | 6.93 | 261.3 | 64.00 | 5.89 | 10,602 | 9,012 |
| 1 | 0.5 | 7.96 | 62.29 | 0 | 72.06 | 104 | 6.93 | 261.1 | 62.29 | 5.89 | 10,298 | 8,494 |
| | 0.6 | | 57.20 | 0 | 72.06 | 104 | 6.91 | 260.3 | 57.20 | 5.87 | 9,391 | 6,942 |
| | 0.7 | | 48.71 | 0 | 72.06 | 104 | 6.87 | 258.7 | 48.71 | 5.84 | 7,877 | 4,392 |
| | 0.8 | | 38.20 | 0 | 71.06 | 104 | 11.64 | 228.1 | 38.20 | 9.90 | -5,477 | -1,397 |
| | 0.9 | | 53.48 | 0 | 71.06 | 104 | 12.87 | 237.0 | 53.48 | 10.87 | -8,030 | -5,906 |
| | 1.0 | | 62.00 | 2.0 | 71.06 | 104 | 7.31 | 261.0 | 62.00 | 6.22 | -10,848 | -10,716 |

Catatan:

1. Prestressing steel $f_{pu} = 270$ ksi $f_{py} = 243$ ksi

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right); k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0.28$$

2. For flanged section $c > h_f$

$$M_u = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

$$-A' f_s' \left(d_s' - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f_c' (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right)$$

$$a = \beta_1 c; \beta_1 = 0.85$$



$$c = \frac{A_{ps}f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0.85f'_c(b - b_w)h_f}{0.85\beta_1 f'_c b_w + kA_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Perhitungan terperinci untuk tahanan lentur ϕM_n ditunjukkan pada Tabel 2.17. Terlihat bahwa baja lunak tambahan hanya diperlukan pada tumpuan interior. Tulangan minimum juga disediakan untuk memastikan tahanan lentur terfaktor, M_r , setidaknya sama dengan yang lebih kecil dari $1,2M_{cr}$, dan $1,33M_u$.

Desain untuk Geser—Keadaan Batas Kekuatan I

AASHTO mensyaratkan bahwa untuk keadaan batas kekuatan I

$$V_u \leq \phi V_n$$

$$V_u = \sum \eta_i \gamma_i V_i = 0.95[1.25(V_{DC1} + v_{DC2}) + 15V_{DW} + 1.75V_{LL+IM}] + V_{ps}$$

dengan ϕ adalah faktor tahanan geser 0,9 dan V_{ps} adalah geser sekunder akibat prategang. Kebutuhan geser terfaktor V_u untuk girder interior dihitung pada Tabel 2.18. Untuk menentukan lebar web efektif, asumsikan sistem pasca-tegangan VSL dengan 5–12 unit Tendon akan digunakan dengan diameter saluran grouting 2,88 inci.

Tabel 2.18 Geser Terfaktor untuk Gelagar Interior

| Span | Location (x/L) | V_{DC1} | V_{DC2} | V_{DW} | V_{LL+IM} | M_{LL+IM} | V_{ps} | V_u | M_u |
|------|-------------------|----------------|----------------|--------------------|-------------|-------------|----------|---------|------------|
| | | (kip) | (kip) | (kip) | (kip) | (k-ft.) | (kip) | (kip) | (kip-ft.) |
| | | Dead Load-1 | Dead Load-2 | Wearing Surface | Envelopes | Associated | P/S | | Associated |
| 1 | 0.0 | 125.2 | 11.4 | 15.6 | 60.0 | 0 | 13.03 | 297.1 | 0 |
| | 0.1 | 91.5 | 8.4 | 11.4 | 50.1 | 787 | 13.03 | 231.0 | 4,017 |
| | 0.2 | 57.7 | 5.3 | 7.2 | 42.0 | 1,320 | 13.03 | 168.0 | 6,883 |
| | 0.3 | 24.0 | 2.2 | 3.0 | 34.3 | 1,614 | 13.03 | 105.4 | 8,472 |
| | 0.4 | -9.7 | -0.9 | -1.2 | -27.7 | 1,650 | 130.3 | -47.3 | 8,903 |
| | 0.5 | -43.4 | -4.0 | -5.4 | -35.1 | 1,628 | 13.03 | -109.2 | 8,457 |
| | 0.6 | -77.1 | -7.1 | -9.6 | -42.0 | 1,424 | 13.03 | -170.3 | 6,929 |
| | 0.7 | -111 | -10.1 | -13.8 | -49.9 | 852 | 13.03 | -233.1 | 4,011 |
| | 0.8 | -145 | -13.2 | -18.0 | -59.2 | 216 | 13.03 | -298.3 | 205.4 |
| | 0.9 | -178 | -16.3 | -22.2 | -68.8 | -667 | 13.03 | -364.0 | -4,790 |
| 1.0 | -216 | -19.4 | -26.4 | -78.5 | -1,788 | 13.03 | -434.3 | -10,191 | |

Note: 1. $V_u = 0.95 [1.25(V_{DC1} + V_{DC2}) + 1.5 V_{DW} + 1.75 V_{LL+IM}] + V_{ps}$



Tabel 2.19 Desain Kekuatan Geser untuk Girder Interior—Batas Kekuatan Keadaan I

| Span | Location (x/L) | d_v (in.) | y' (rad) | V_p (kip) | v/f'_c | ϵ_s (1000) | θ (degree) | β | V_c (kip) | s (in.) | ϕV_n (kip) | $ V_u $ (kip) |
|------|-------------------|-------------|------------|----------------|----------|------------------------|-------------------|---------|----------------|-----------|---------------------|---------------|
| 1 | 0.0 | 54.00 | 0.084 | 124.1 | 0.090 | -1.900 | 22.3 | 4.80 | 173.0 | 12 | 630.2 | 297.1 |
| | 0.1 | 54.00 | 0.063 | 93.9 | 0.071 | 0.660 | 31.3 | 3.21 | 115.8 | 12 | 432.6 | 231.0 |
| | 0.2 | 52.90 | 0.042 | 63.1 | 0.055 | 2.227 | 37.0 | 1.77 | 62.3 | 24 | 208.6 | 168.0 |
| | 0.3 | 58.87 | 0.021 | 31.8 | 0.034 | 1.650 | 34.8 | 2.14 | 83.4 | 24 | 221.4 | 105.4 |
| | 0.4 | 60.84 | 0.000 | 0.0 | 0.020 | 0.880 | 32.1 | 2.89 | 117.5 | 24 | 241.1 | 47.3 |
| | 0.5 | 59.14 | 0.018 | 27.8 | 0.037 | -0.100 | 28.5 | 4.80 | 189.5 | 24 | 346.1 | 109.2 |
| | 0.6 | 54.06 | 0.036 | 56.2 | 0.058 | -2.300 | 21.0 | 4.80 | 173.2 | 24 | 400.1 | 170.3 |
| | 0.7 | 54.00 | 0.054 | 83.5 | 0.077 | -5.800 | 29.0 | 4.80 | 173.0 | 12 | 499.1 | 233.1 |

(Lanjutan)

Tabel 2.19 (Lanjutan) Desain Kekuatan Geser untuk Balok Interior—Kondisi Batas Kekuatan I

| Span | Location (x/L) | d_v (in.) | y' (rad) | V_p (kip) | v/f'_c | ϵ_s (1000) | θ (degree) | β | V_c (kip) | s (in.) | ϕV_n (kip) | $ V_u $ (kip) |
|------|-------------------|-------------|------------|----------------|----------|------------------------|-------------------|---------|----------------|-----------|---------------------|---------------|
| | 0.8 | 54.00 | 0.072 | 110.4 | 0.097 | -1.000 | 25.6 | 4.80 | 173.0 | 12 | 565.2 | 298.3 |
| | 0.9 | 54.00 | 0.090 | 136.8 | 0.117 | 4.500 | 44.8 | 1.10 | 39.5 | 8 | 380.8 | 364.0 |
| | 1.0 | 57.42 | 0.000 | 0.0 | 0.199 | 3.830 | 42.4 | 1.24 | 47.5 | 5 | 463.9 | 434.3 |

Notes:

1. $b_v = 10.56$ in. and y' is slope of the prestressing cable
2. $A_v = 0.62$ in.² (2#5)

$$V_n = \text{the lesser of } \begin{cases} V_c + V_s + V_p \\ 0.25 f'_c b_v d_v + V_p \end{cases}$$

$$V_c = 0.0316 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v; \quad V_s = \frac{A_v f_y d_v \cos \theta}{s}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5 N_u + |V_u - V_p| - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}}$$

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750 \epsilon_s}; \quad \theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

$$A_{v \min} = 0.0316 \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

$$\text{For } V_u < 0.1 f'_c b_v d_v, \quad s_{\max} = \text{smaller of } \begin{cases} 0.8 d_v \\ 24 \text{ in.} \end{cases}$$

$$\text{For } V_u \geq 0.1 f'_c b_v d_v, \quad s_{\max} = \text{smaller of } \begin{cases} 0.4 d_v \\ 12 \text{ in.} \end{cases}$$

Dalam contoh ini, $b_v = 12 - 2,88/2 = 10,56$ inci (268 mm). Perhitungan detail tahanan geser ϕV_n (menggunakan sengkang 2 kaki #5 $A_v = 0,62$ in.² (419 mm²)) untuk Bentang 1 ditunjukkan pada Tabel 2.19. Hasil untuk Bentang 2 serupa dengan Bentang 1 dan perhitungan tidak diulang untuk contoh ini. Tulangan longitudinal pada setiap penampang pada sisi tarik lentur komponen struktur juga diperiksa untuk memenuhi persyaratan AASHTO Pasal 5.8.3.5.



2.7 RINGKASAN

Bab ini menyajikan balok beton prategang pascatarik cor di tempat yang umum digunakan pada jembatan jalan raya. Bab ini membahas sistem prategang dan operasi pascatarik, material, dan kehilangan prategang, serta memberikan panduan umum untuk penampang balok kotak pada umumnya. Bab ini membahas pertimbangan desain umum, kondisi batas desain, dan prosedur desain. Contoh desain jembatan balok kotak kontinu dua bentang diberikan untuk mengilustrasikan prosedur desain.



BAB 3

JEMBATAN BETON SEGMENTAL

3.1 PENDAHULUAN

Konstruksi jembatan beton segmental melibatkan perakitan potongan-potongan kecil komponen beton yang disebut segmen menggunakan tendon pasca-tegang untuk membentuk sistem struktur jembatan, baik struktur atas maupun struktur bawah. Segmen-segmen ini dapat diproduksi dengan metode cor di tempat atau pracetak/pabrikasi, sementara sistem pasca-tegang dapat berupa tendon yang diikat, tendon yang tidak diikat, atau kombinasi keduanya. Tendon yang diikat biasanya terdiri dari tendon internal yang telah diberi semen, sementara tendon yang tidak diikat dapat berupa semen atau dilumasi, diberi lilin, dan dilapisi, dalam bentuk tendon eksternal atau internal. Dalam desain jembatan segmental, penentuan sarana dan metode konstruksi sangat penting sebelum melanjutkan perancangan. Metode konstruksi akan sangat memengaruhi hasil desain dan tata letak tendon, tidak seperti jenis struktur lainnya. Dalam kebanyakan kasus, beban konstruksi juga akan memengaruhi desain, kuantitas material, dan detailnya.

Berikut ini adalah beberapa peristiwa/tonggak penting dalam perkembangan konstruksi jembatan beton segmental, dari awal kemunculannya setelah Perang Dunia II hingga standar praktik terkini. Pada tahun 1939, Eugene Freyssinet dari Prancis mengembangkan sistem angkur pasca-tegang baji kerucut untuk kawat yang memungkinkan penerapan struktur pasca-tegang secara luas. Tanpa sistem pasca-tegang, konstruksi jembatan segmental mustahil terwujud.

Dari tahun 1941 hingga 1949, Freyssinet adalah yang pertama menerapkan konstruksi segmental pracetak prategang untuk beberapa jembatan di Luzancy di atas Sungai Marne di sebelah timur Paris, Prancis. Pengembangan jembatan segmental bentang panjang cor di tempat modern, Jembatan Lahn di Balduistein, Jerman, dipelopori oleh insinyur Jerman Dr. Ulrich Finsterwalder dari Dyckerhoff & Widmann AG pada tahun 1951. Jembatan ini dibangun dengan metode kantilever seimbang dan segmen-segmennya dicor pada form-traveler yang terpasang pada segmen-segmen yang telah dicor dan diberi tegangan sebelumnya. Posttensioning diterapkan pada segmen yang baru dicor setelah beton mengeras terhadap segmen-segmen yang diberi tegangan sebelumnya.

Pada tahun 1954, insinyur Prancis Jean Muller pertama kali menerapkan inovasi pengecoran sambungan kering pada konstruksi jembatan bentang tunggal kecil bernama Jembatan Sheldon di bagian utara New York, AS, dengan merakit tiga segmen gelagar pracetak dan melakukan posttensioning di lokasi untuk membentuk gelagar bentang tunggal guna memudahkan pengangkutan gelagar dan meningkatkan kecepatan konstruksi. Penanganan dan pengangkutan potongan-potongan gelagar kecil jauh lebih mudah dibandingkan gelagar panjang. Pada tahun 1962, Muller untuk pertama kalinya menerapkan girder kotak segmental pracetak menggunakan sambungan cor match berlapis epoksi antar segmen dan



memasanginya dengan teknik posttension untuk konstruksi Jembatan Choisy-le-Roi di atas Sungai Seine di Paris, Prancis. Jembatan ini dibangun oleh Campenon Bernard, seorang kontraktor umum di mana Muller menjabat sebagai direktur teknis perusahaan.

Sejak saat itu, konstruksi segmental pracetak telah mendapatkan popularitas dibandingkan cor di tempat karena kecepatan konstruksinya, produksi massal segmen di lokasi pengecoran, kontrol kualitas yang lebih baik, kemudahan transportasi, dan struktur yang secara keseluruhan ekonomis. Namun, teknologi segmental pracetak tidak cocok untuk setiap proyek jembatan; hal ini bergantung pada ukuran proyek, panjang bentang, lokasi, praktik standar setempat, dan sebagainya. Dalam kondisi tertentu, konstruksi jembatan segmental cor di tempat masih populer, seperti untuk jembatan bentang sangat panjang di atas penyeberangan sungai atau lembah yang dalam. Bab ini menyajikan pengetahuan praktis bagi para insinyur praktisi, pemilik, dan mahasiswa pascasarjana tentang spektrum lengkap desain jembatan beton segmental, mulai dari konsepsi hingga desain akhir, termasuk sarana dan metode konstruksi.

Pada Bagian 3.4 hingga 3.8, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (AASHTO 2012) tentang ketentuan desain jembatan segmental banyak dirujuk (Bagian 4 dan 5 AASHTO LRFD). AASHTO LRFD mengadopsi ketentuan desain jembatan segmental dari AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Bridges, Edisi ke-2, 1999. Spesifikasi panduan ini telah menjadi pedoman desain dan spesifikasi konstruksi jembatan beton segmental selama bertahun-tahun sejak edisi pertama pada tahun 1989, sebelum AASHTO LRFD Design Specifications.

Selain desain dan konstruksi, ketahanan jembatan beton segmental dibahas pada Bagian 3.9 untuk memenuhi masa pakai struktur yang direncanakan, meminimalkan biaya perawatan, dan membangun kesadaran akan pentingnya pengerjaan dan kendali mutu selama seluruh proses pembangunan jembatan segmental, mulai dari desain hingga penyelesaian. Detailing yang baik dan praktik industri berstandar tinggi merupakan bagian penting dari proses desain untuk menjaga kelaikan konstruksi selama konstruksi, integritas struktural, dan ketahanan selama masa pakainya.

3.2 MATERIAL STRUKTURAL

Umum

Material struktural dasar untuk jembatan beton segmental pascatarik sangat mirip dengan struktur pascatarik pada umumnya, yang terdiri dari beton mutu tinggi, baja prategang mutu tinggi, dan baja tulangan biasa, termasuk nat pada saluran. Sebelumnya, struktur beton prategang gagal karena kurangnya pemahaman tentang rangkai dan susut serta hilangnya prategang jangka panjang.

Freyssinet berjasa atas keberhasilan penggunaan beton prategang pertama melalui penerapan baja mutu tinggi untuk menangkai rangkai dan susut beton. Baja tulangan biasa juga berperan penting dalam melengkapi beton dan baja prategang mutu tinggi sebagai material struktural utama. Tanpa tulangan biasa, struktur beton prategang pascatarik tidak akan dapat berfungsi dengan baik. Misalnya, zona lokal di sekitar angkur dapat retak, tanpa



pengekangan tulangan biasa dalam bentuk spiral; dan tulangan biasa juga akan berkontribusi terhadap daya dukung geser pada badan jembatan, selain beton dan tendon miring pasca-tarik. Tulangan biasa juga berperan penting dalam struktur beton prategang parsial dalam mengendalikan lebar retak lentur pada beton dan berkontribusi pada kapasitas lentur ultimit struktur.

Ada dua jenis tendon yang digunakan pada jembatan segmental, yaitu tendon terikat dan tendon tidak terikat. Jembatan segmental sebelumnya sebagian besar menggunakan saluran logam bergelombang yang di-grout (internal), tetapi sejak tahun 2003, sebagian besar pemilik di AS telah beralih ke saluran plastik bergelombang yang terbuat dari polietilena (PE) atau polipropilena (PP) untuk perlindungan korosi tendon yang lebih baik. Untuk tendon eksternal, saluran PE halus umumnya ditentukan di Amerika Serikat. Negara-negara Eropa juga telah mengadopsi pelumas minyak bumi, lilin, dan tendon yang dilumasi dan diselubungi monostrand sebagai alternatif lain dari sistem perlindungan korosi.

Beton

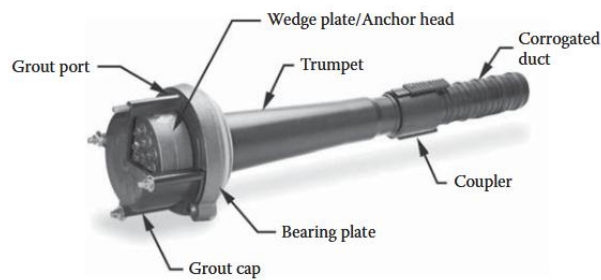
Beton mutu tinggi untuk jembatan pascatarik diperlukan dalam struktur pascatarik karena tegangan tekan tinggi yang ditransfer di sekitar angkur ke komponen beton dan pratekan gaya pascatarik ke penampang komponen. Tanpa beton mutu tinggi, beton prategang tidak efisien dan ekonomis. Umumnya, kekuatan beton minimal 5.000 psi (35 MPa) pada umur 28 hari diperlukan dalam struktur beton prategang. Selain itu, beton dengan mutu yang lebih tinggi menghasilkan modulus elastisitas yang lebih tinggi. Ini merupakan sifat beton yang disukai untuk meminimalkan deformasi rangkai jangka panjang. Dengan kemajuan teknologi beton, produksi beton 10.000 psi (69 MPa) hingga 12.000 psi (83 MPa) merupakan praktik umum saat ini dalam industri pracetak.

Oleh karena itu, semakin banyak struktur beton prategang pracetak yang dibangun dengan kekuatan beton sama dengan atau lebih tinggi dari 8.000 psi (55 MPa). Untuk lingkungan yang agresif, mungkin perlu memilih desain campuran dengan kekuatan tinggi yang dikombinasikan dengan beton kinerja tinggi (permeabilitas rendah). Beton kinerja tinggi akan meningkatkan daya tahan dan melindungi tendon pasca-tegang dari korosi. Untuk komponen beton dengan batang tulangan yang sangat padat seperti diafragma, blister, dan deviator, beton *self-consolidating* (SCC) direkomendasikan untuk menghindari honey combing.

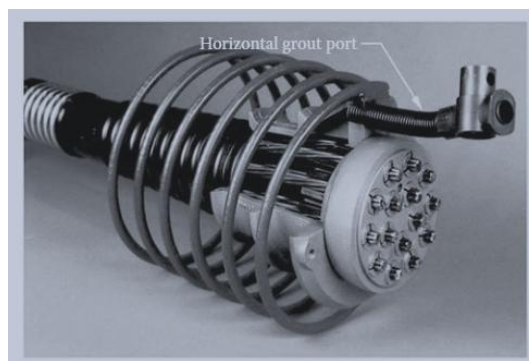
Sistem Pasca-Tegangan

Sistem angkur PT pada jembatan pasca-tegang merupakan sistem yang dipatenkan. Salah satu sistem ini seperti VSL, DSI, Freyssinet, BBR, Schwager Davis, dan sistem lainnya dapat ditemukan di industri/pasaran di Amerika Serikat. Sistem angkur PT dirancang dalam berbagai bentuk, ukuran, dan material. Secara umum, sistem angkur pasca-tegang dasar terdiri dari pelat bantalan, trumpet, pelat baji (kepala angkur), tutup nat, dan port nat seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.1.





Gambar 3.1 Sistem ankur pasca-tegangan dasar. (Courtesy of VSL International.)



Gambar 3.2 Sistem ankur PT generasi lama. (Courtesy of DSI.)

Pada tahun 2003, Departemen Perhubungan Florida (FDOT) mewajibkan port/ventilasi grouting vertikal tambahan yang terletak di atas trumpet untuk memudahkan inspeksi pasca-tegangan dan tutup grouting permanen dalam spesifikasi pasca-tegangannya. Perhatikan perbedaan antara sistem ankur PT generasi lama dan baru seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.2 dan 3.3. Banyak DOT negara bagian lain telah mengadopsi ankur PT yang serupa dengan persyaratan FDOT. Untuk ankur baru, akses inspeksi akan jauh lebih mudah melalui port grouting vertikal.

Secara umum, jembatan pasca-tegangan yang dibangun di Amerika Serikat terdiri dari tendon internal yang di-grouting, tendon eksternal yang di-grouting, atau kombinasi keduanya. Tendon internal terletak di dalam penampang beton struktural dan ditempatkan dalam saluran logam bergelombang atau saluran plastik bergelombang, dan diikat ke beton struktural dengan nat semen seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.4. Saluran plastik bergelombang dapat terbuat dari polietilena densitas tinggi (HDPE) atau polipropilena (PP). Tendon baja berkekuatan tinggi dapat berupa untaian, kawat, atau batang.

Tendon eksternal biasanya terletak di luar perimeter penampang beton dan ditempatkan dalam saluran halus HDPE serta diisi dengan nat semen. Tendon eksternal tidak diikat dengan penampang beton struktural (lihat Gambar 3.5 dan 3.6). Di Eropa, tendon eksternal juga diisi dengan bahan pengisi fleksibel, seperti gemuk petroleum dan lilin.

Baja Prategang

Terdapat banyak jenis baja prategang berkekuatan tinggi di industri di seluruh dunia yang dapat digunakan untuk jembatan segmental dan pascategang seperti untai sembilan belas kawat, untai kompak, untai dua dan tiga kawat, batang deformasi oval, kawat tunggal,

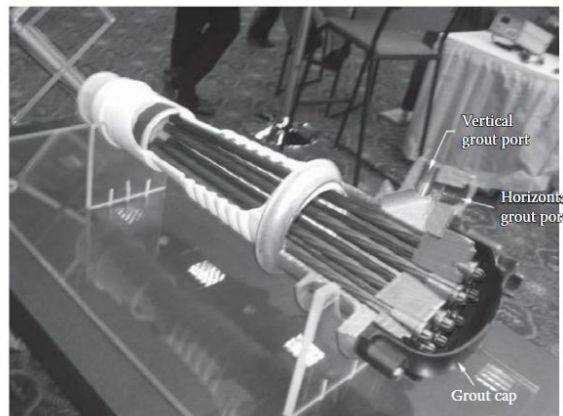


dan sebagainya. Namun, hanya dua jenis baja prategang yang umum digunakan di Amerika Serikat, seperti yang ditunjukkan di bawah ini. Kawat paralel digunakan pada beberapa jembatan tua di masa lalu.

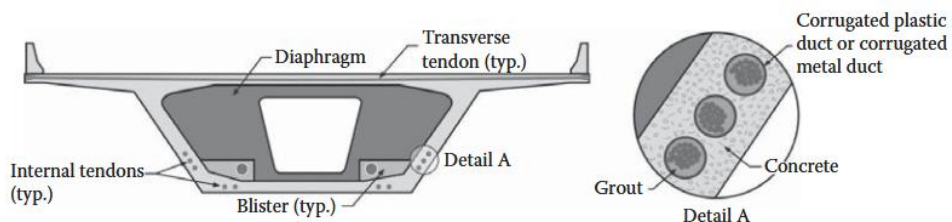
1. Baja prategang tujuh kawat tanpa lapisan untuk beton prategang sesuai dengan ASTM A416-90. Disarankan untuk menggunakan relaksasi rendah untuk jembatan segmental.

Sifat Material:

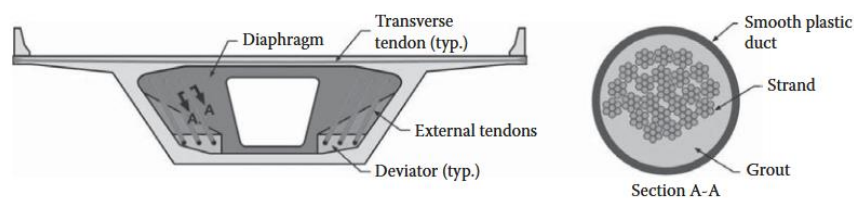
- Kuat tarik ultimit (f_{pu}): 270 KSI (1.860 Mpa)
- Kuat luluh (f_{py}): 243 KSI (1.674 Mpa)
- Modulus elastisitas nyata: 28.500 KSI (197.000 Mpa)



Gambar 3.3 Sistem penjangkaran PT generasi baru. (Courtesy of DSI.)



Gambar 3.4 Tendon internal.



Gambar 3.5 Tendon eksternal.





Gambar 3.6 Tendon eksternal pada deviator.

2. Batang baja mutu tinggi tanpa lapisan untuk beton prategang sesuai ASTM A722-90. Disarankan menggunakan batang Tipe II (terdeformasi) untuk jembatan segmental.

Sifat Material:

- Kuat tarik ultimit (f_{pu}): 150 KSI (1.035 Mpa)
- Kuat luluh (f_{py}): 120 KSI (828 Mpa)
- Modulus elastisitas: 30.000 KSI (207.000 Mpa)

Nat Semen

Material nat terdiri dari campuran semen Portland, aditif mineral, admixture, agregat, dan air. Pada tendon pasca-tarik yang terikat, nat berfungsi sebagai perlindungan korosi utama baja prategang, selain membentuk ikatan yang baik antara baja prategang dan beton di sekitarnya. Semen Tipe I atau Tipe II menurut ASTM C150/C150M dapat digunakan untuk campuran nat. Untuk aplikasi pelepasan panas hidrasi yang lebih lambat, digunakan semen Tipe II. Aditif mineral dapat berupa abu terbang Kelas C dan Kelas F, semen terak Kelas 120, atau silika fume. Peran admixture dalam nat adalah untuk meningkatkan kontrol pengikatan, mengurangi kadar air, kontrol bleed, masuknya udara, korosi, dan kemampuan pompa. Beberapa nat mengandung pasir halus, tetapi pasir bersifat opsional. Air minum bersih digunakan untuk campuran nat. Spesifikasi Grouting Posttensioning Institute (PTI), Edisi ke-2, 2012, mencantumkan empat jenis grouting:

- Kelas A: Paparan non-agresif seperti di dalam ruangan atau di luar ruangan non-agresif.
- Kelas B: Paparan agresif seperti siklus basah/kering, lingkungan laut, dan garam antibeku.
- Kelas C: Dikemas untuk lingkungan non-agresif maupun agresif.
- Kelas D: Grouting rekayasa.

Spesifikasi ini juga menetapkan sifat material yang dibutuhkan untuk setiap jenis grouting, termasuk kriteria dan metode penerimaan dan pengujian. Meskipun sebagian besar pemilik memiliki spesifikasi grouting mereka sendiri, spesifikasi PTI banyak dirujuk dan diterima.

Baja Tulangan Biasa

Batang baja billet polos dan terdeformasi untuk tulangan beton sesuai dengan ASTM A615. Sifat material:



Kekuatan luluh: 60 KSI (400 Mpa)

Modulus elastisitas: 29.000 KSI (200.000 Mpa)

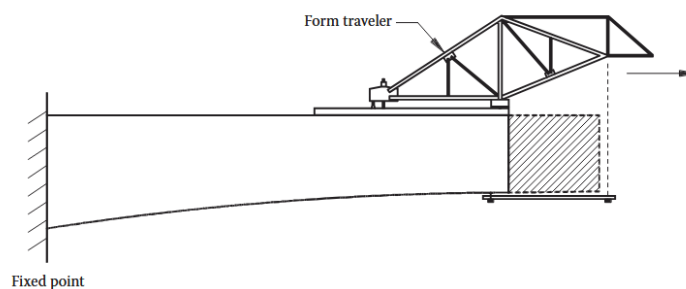
Beberapa pemilik telah menetapkan spesifikasi batang tulangan baja tahan karat padat yang sesuai dengan ASTM A955/A955M untuk elemen struktural yang berada di lingkungan yang sangat korosif.

3.3 METODE KONSTRUKSI

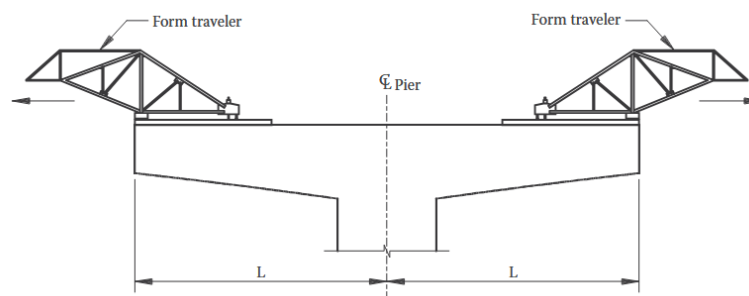
Konstruksi Kantilever Seimbang

Kantilever bebas adalah metode konstruksi yang digunakan untuk membangun ke arah luar dari suatu titik tetap untuk membentuk struktur kantilever-tuas, tanpa penopang sementara, menggunakan konstruksi bertahap seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.7. Definisi "kantilever" dari Kamus Webster adalah: "Anggota struktur kaku yang menjorok dari suatu penopang vertikal, terutama yang tonjolannya besar terhadap kedalamannya, sehingga bagian atasnya mengalami tarikan dan bagian bawahnya mengalami tekan." Arti lain dari "kantilever" adalah "braket." Ketika dua struktur kantilever bebas yang berlawanan dihubungkan sebagai satu struktur dan didirikan pada langkah yang sama, hal ini disebut "metode konstruksi kantilever seimbang" seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.8.

Diyakini bahwa gagasan kantilever dalam konstruksi jembatan berasal dari Timur kuno. Jembatan Shogun yang terletak di Nikko, Jepang, adalah jembatan kantilever paling awal yang tercatat, yang berasal dari abad keempat. Jembatan Wandipore, ditunjukkan pada Gambar 3.9, dibangun pada abad ketujuh belas menggunakan anggota kantilever kayu dengan gelagar bentang drop-in di Bhutan, antara India dan Tibet (Petroski, Henry. 1995).

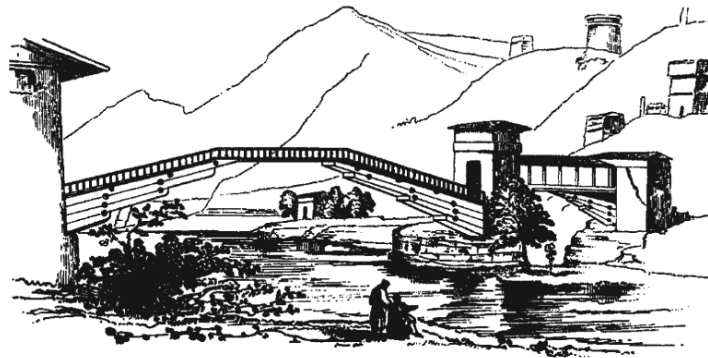


Gambar 3.7 Metode konstruksi kantilever.

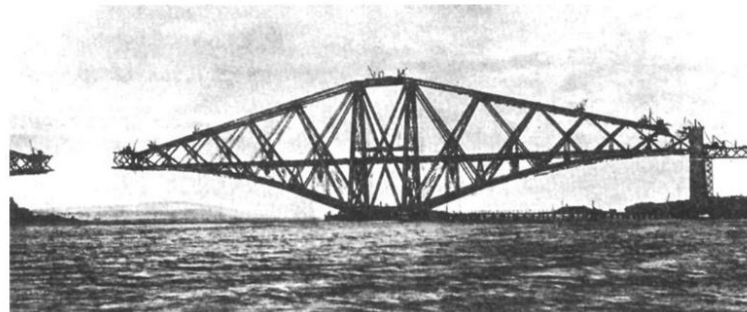


Gambar 3.8 Metode konstruksi kantilever seimbang.





Gambar 3.9 Jembatan Wandipore (Dari Petroski, H., Engineers of Dream; Alfred A. Knopf, Inc., New York, 1995.)



Gambar 3.10 Jembatan Firth of Forth di Britania Raya sedang dibangun.

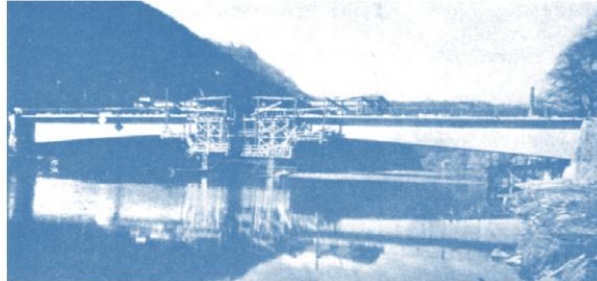
Dalam industri konstruksi jembatan baja, rangka baja berhasil didirikan menggunakan metode kantilever pada akhir abad ke-19 dengan pembangunan Jembatan Firth of Forth di Inggris (Gambar 3.10) dan Jembatan Quebec di atas Sungai Saint Lawrence.

Penerapan metode kantilever pada jembatan beton bertulang cor di tempat pertama kali dilakukan dengan pembangunan jembatan bentang sepanjang 223 kaki (68 m) melintasi Rio de Peixe di Brasil pada tahun 1930. Namun, metode kantilever untuk beton bertulang tidak berhasil karena lendutan yang berlebihan dan tulangan yang berat yang dibutuhkan. Dr. Ulrich Finsterwalder dari firma Dyckerhoff & Widmann AG (DSI International) berhasil menerapkan posttensioning pada jembatan beton cor di tempat menggunakan metode kantilever seimbang dengan pembangunan Jembatan Lahn di Balduinstein di Jerman pada tahun 1950–1951, setelah Perang Dunia II (lihat Gambar 3.11). Jembatan ini terpasang di kedua ujungnya dan memiliki bentang sepanjang 203,65 kaki (62,0 m). Jembatan ini dianggap sebagai pelopor konstruksi jembatan beton segmental kantilever seimbang bentang panjang modern.

Setelah Jembatan Lahn berhasil diselesaikan, sistem ini terus ditingkatkan selama bertahun-tahun dan semakin populer untuk konstruksi jembatan bentang panjang di seluruh dunia (lihat Gambar 3.12). Jembatan kantilever seimbang cor di tempat sangat cocok untuk konstruksi bentang panjang di atas lembah dan sungai yang dalam di mana pemasangan penopang sementara tidak memungkinkan atau biayanya mahal. Satu-satunya kekurangan sistem ini adalah waktu yang dibutuhkan untuk konstruksi struktur atas. Misalnya, waktu yang



dibutuhkan untuk pengecoran setiap penambahan di lokasi dapat dianggap lambat dibandingkan dengan beton pracetak.



Gambar 3.11 Jembatan Lahn. (Courtesy Of Vsl International.)



Gambar 3.12 Jembatan Peringatan Veteran Perang Vietnam, Va.

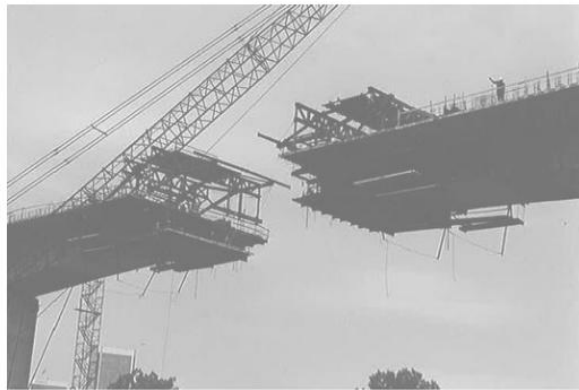
Dalam konstruksi kantilever seimbang cor di tempat, segmen awal pertama kali dibangun di atas kolom pilar. Segmen awal di atas pilar disebut pier-table seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.13. Dari titik awal ini, jembatan dapat dibangun dari satu pilar atau beberapa pilar sekaligus menggunakan form-traveler yang bergerak menuju pertengahan bentang (lihat Gambar 3.14). Di pertengahan bentang, kedua ujung kantilever yang berdekatan dihubungkan untuk membentuk struktur kontinu dengan segmen tuang penutup. Biasanya, form-traveler dan rangka baja yang kuat dipasang pada kedua ujung kantilever untuk mencegah pergerakan diferensial selama tuang penutup (lihat Gambar 3.15). Sambungan ini juga dapat digunakan untuk mengoreksi ketidaksejajaran horizontal serta elevasi kedua ujung kantilever.

Jembatan Pine Valley Creek di California menjulang 450 kaki (137,2 m) di atas dasar lembah, dan panjangnya 1700 kaki (518,2 m) termasuk lima bentang 270 kaki (82,3 m) + 340 kaki (103,6 m) + 450 kaki (137,2 m) + 380 kaki (115,8 m) + 270 kaki (82,3 m) dan merupakan jembatan beton segmental cor di tempat pertama yang dibangun di Amerika Serikat pada tahun 1974.

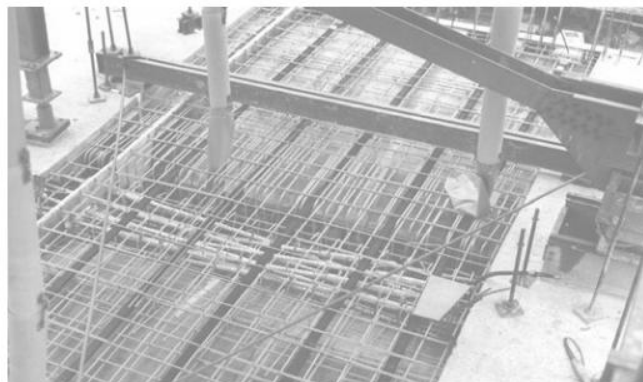




Gambar 3.13 Meja Pier Dari Konstruksi Kantilever Seimbang Cor Di Tempat.



Gambar 3.14 Penempatan Segmen Yang Ditopang Oleh Form-Traveler.



Gambar 3.15 Sandaran Kuat Di Seberang Tuangan Penutup.

Dalam konstruksi jembatan kantilever klasik, segmen-segmen ditempatkan secara simetris dari meja pilar dengan panjang segmen tipikal berkisar antara 10 hingga 16 kaki (3 hingga 4,9 m). Panjang segmen yang lebih panjang dari 16 kaki (4,9 m) tidak direkomendasikan karena segmen yang lebih panjang menghasilkan beban ketidakseimbangan yang besar selama konstruksi. Selain itu, form-traveler segmen 16 kaki tersedia secara luas di pasaran, dan seringkali dapat digunakan kembali tanpa memesan yang baru. Dalam kasus khusus, kantilever dengan form-traveler yang lebih panjang dari 16 kaki telah tercapai.



Setelah keberhasilan pembangunan kantilever seimbang cor-di-tempat modern pertama (Jembatan Lahn) di Jerman pada tahun 1950–1951, Jembatan Choisy-le-Roi di atas Sungai Seine dekat Paris di Prancis adalah jembatan kantilever seimbang pracetak modern pertama yang dibangun menggunakan sambungan epoksi cor korek api pada tahun 1962–1964. Jembatan ini dibangun oleh kontraktor Campenon Bernard dan dirancang oleh Jean M. Muller. Beberapa keunggulan jembatan segmental pracetak dibandingkan konstruksi cor di tempat adalah kecepatan pemasangan struktur atas, efek rangkai dan susut yang lebih rendah, serta kontrol kualitas yang lebih baik saat pengecoran segmen di lokasi pengecoran. Faktanya, konstruksi jembatan menggunakan potongan segmen pracetak pasca-tegang dipelopori oleh Eugene Freyssinet pada tahun 1944 dengan pembangunan Jembatan Luzancy di atas Sungai Marne di Prancis. Konstruksi segmental pracetak diciptakan untuk mengatasi jadwal konstruksi yang lambat dari metode konstruksi cor di tempat. Keunggulan lain dari konstruksi segmental pracetak adalah produksi massal di lokasi pengecoran, sistem perawatan yang lebih baik, tidak bergantung pada kondisi cuaca, kemudahan pengangkutan segmen, fleksibilitas dalam memilih peralatan pemasangan, dan struktur yang ekonomis secara keseluruhan.

Konstruksi segmental pracetak memerlukan tempat pengecoran untuk menampung material konstruksi, sel pengecoran (lihat Gambar 3.16), jig batang tulangan, pabrik beton, menara survei, fasilitas perawatan, transporter segmen, lokasi penyimpanan segmen (lihat Gambar 3.17), kantor, dan fasilitas pengujian material. Segmen pracetak disimpan di lokasi setidaknya satu bulan sebelum pengiriman ke lokasi proyek untuk penempatan. Biasanya, segmen dicetak serasi dalam segmen sepanjang 10 kaki (3 m) hingga 12 kaki (3,65 m) untuk memudahkan penanganan dan transportasi. Penting untuk membatasi berat segmen menjadi sekitar 60 (534 KN) hingga 80 t (712 KN), karena hal itu memengaruhi kapasitas peralatan pemasangan untuk mengangkat dan menempatkan segmen pada tempatnya. Oleh karena itu, biasanya segmen dermaga dibagi menjadi dua segmen untuk mengurangi berat segmen seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.18. Tergantung pada kondisi lokasi dan ukuran proyek, pemasangan segmen dapat dilakukan dengan peralatan berikut:

1. Derek darat
2. Gantry peluncur di atas kepala (Gambar 3.19)
3. Pengangkat segmen (Gambar 3.20)
4. Balok dan winch



Gambar 3.16 Lapangan Pengecoran.





Gambar 3.17 Lokasi Penyimpanan Segmen.



Gambar 3.18 Segmen Dermaga Pracetak Terpisah.

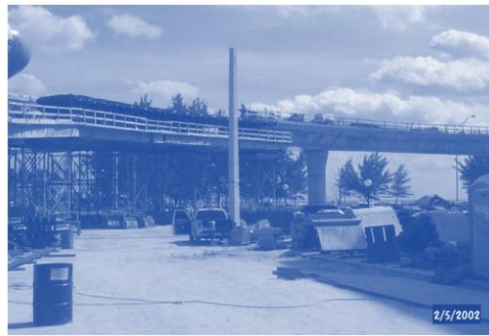


Gambar 3.19 Pemasangan Segmen Dengan Gantry Peluncur Di Atas Kepala.



Gambar 3.20 Ereksi Segmen Dengan Pengangkat Segmen.





Gambar 3.21 Cor Di Tempat Pada Rangka Jembatan.

Cor di Tempat pada Rangka Jembatan

Metode konstruksi cor di tempat pada rangka jembatan adalah membangun struktur atas jembatan di atas rangka jembatan yang ditopang langsung di atas tanah untuk seluruh panjang jembatan. Konstruksi struktur ini juga umum dilakukan secara bertahap/segmen. Oleh karena itu, konstruksi ini dapat dianggap sebagai konstruksi segmental cor di tempat. Jenis konstruksi ini cocok untuk struktur atas dengan geometri kompleks, kolom relatif pendek, bentang pendek hingga sedang, dan kondisi tanah yang baik. Rangka jembatan sementara dilepas setelah pengetatan pasca-tegangan selesai. Konstruksi cor di tempat pada rangka jembatan relatif lambat dan padat karya. Konstruksi cor di tempat pada rangka jembatan digambarkan pada Gambar 3.21.

Konstruksi Bentang Demi Bentang

Metode konstruksi bentang demi bentang biasanya digunakan untuk pemasangan segmen pracetak dengan memberikan tegangan pascategang pada segmen tersebut untuk seluruh bentang. Setiap segmen diberi tegangan pascategang sementara dengan batang tarik pascategang pada segmen yang berdekatan setelah lem epoksi diaplikasikan pada sambungan cor-cocok antar segmen. Beberapa jembatan bentang-demi-bentang sebelumnya tidak menggunakan epoksi pada sambungannya. Jenis sambungan ini disebut sambungan kering. Namun, sambungan segmental pracetak dengan sambungan kering tidak lagi diizinkan di Amerika Serikat karena kebocoran air dari dek mengakibatkan masalah ketahanan, meskipun beberapa negara masih menggunakan sambungan kering. Tendon permanen biasanya terdiri dari tendon eksternal sepenuhnya (Gambar 3.22) atau kombinasi tendon eksternal dan internal. Konstruksi jembatan bentang-demi-bentang juga dapat dirancang sebagai struktur kontinu hingga sepuluh bentang, dengan menyambung tendon longitudinal pada diafragma. Untuk tendon eksternal, deviator diperlukan di antara pilar (lihat Gambar 3.23). Ereksi segmen bentang-demi-bentang dapat dilakukan dengan menggunakan gantry peluncur di atas kepala (lihat Gambar 3.24) atau gantry underslung. Dalam kasus gantry underslung, braket penopang diperlukan pada kolom untuk menopang gantry.





Gambar 3.22 Tendon Eksternal Di Dalam Girder Kotak.



Gambar 3.23 Deviator Tipikal.



Gambar 3.24 Ereksi Segmen Bentang Demi Bentang Menggunakan Gantry Overhead.

Jembatan Peluncuran Inkremental

Metode konstruksi jembatan peluncuran inkremental telah digunakan untuk ereksi jembatan baja selama bertahun-tahun. Hal ini tidak mengherankan karena material baja dapat menahan tarikan dan tekan dengan baik, yang tidak terjadi pada struktur beton. Jembatan peluncuran inkremental beton pertama diterapkan pada konstruksi jembatan beton bertulang di atas Rio Caroni di Venezuela, Amerika Selatan, pada tahun 1962. Segera setelah itu, jembatan peluncuran inkremental beton prategang modern pertama dibangun pada tahun 1965 di Jembatan Inn di Kufstein, Austria. Profesor Dr. Fritz Leonhardt dan rekannya Willi Baur



berjasa atas pengembangan kedua jembatan tersebut. Sejak saat itu, mereka telah merancang banyak jembatan peluncuran inkremental beton pascatarik, dan memegang paten untuk metode tersebut di Jerman. Banyak jembatan peluncuran inkremental beton pascatarik telah dibangun di seluruh dunia, tetapi metode konstruksi ini hanya diterapkan sedikit di Amerika Utara.

Ide dasar jembatan peluncuran bertahap sangat sederhana. Jembatan dibangun dalam segmen-segmen pendek yang berurutan di atas cetakan stasioner yang terletak di belakang salah satu abutmen, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.25. Biasanya, setiap segmen memiliki panjang sekitar 50 (15) hingga 80 kaki (25 m). Segmen pertama dicor dan diberi tegangan pascategang dengan ujung peluncur baja yang terpasang pada ujung segmen yang paling dekat dengan abutmen. Selanjutnya, cetakan diturunkan dan segmen pertama diluncurkan dengan cara didorong atau ditarik ke depan. Segmen baru dicor pada segmen pertama dan kemudian tegangan pascategang diberikan untuk menghubungkan kedua segmen tersebut. Segmen kedua dan pertama kemudian siap diluncurkan ke depan. Urutan konstruksi diulang hingga segmen pertama mencapai posisi akhirnya di abutmen lainnya. Keuntungan dari metode konstruksi ini adalah peluncuran struktur atas dapat dilakukan di atas pilar dari abutmen ke abutmen tanpa mengganggu area di bawah jembatan.

Selama fase desain konseptual suatu proyek, kelebihan dan kekurangan setiap alternatif konstruksi dievaluasi secara cermat untuk menentukan solusi paling ekonomis di lokasi tertentu. Jembatan luncur bertahap memiliki serangkaian fitur menariknya sendiri. Beberapa keunggulan jembatan luncur bertahap adalah sebagai berikut:

1. Membutuhkan cetakan pendek dengan panjang sekitar 30 m dan peralatan yang lebih ringan.
2. Memungkinkan pengecoran segmen selama cuaca buruk dan sepanjang musim dingin dengan menyediakan perlindungan dan insulasi di atas cetakan.



Gambar 3.25 Cetakan Cor.

3. Memberikan kontrol kualitas yang lebih baik, serupa dengan segmen pracetak.
4. Memiliki kontrol geometri yang sederhana.
5. Meningkatkan efisiensi dengan pekerjaan yang berulang.
6. Tidak memerlukan penyimpanan dan pengangkutan segmen.
7. Konstruksi relatif cepat (rata-rata satu segmen per minggu).



8. Pemasangan struktur atas dapat dilakukan di atas pilar tanpa alat pengangkat berbasis darat. Oleh karena itu, tidak memerlukan pemeliharaan lalu lintas dan cocok untuk konstruksi jembatan di atas rel kereta api, sungai, lembah, dan kondisi tanah lunak.
9. Cocok untuk konstruksi atas-bawah di atas area yang sensitif terhadap lingkungan.
10. Tidak memerlukan pekerjaan sementara.
11. Batang tulangan kontinu di seluruh sambungan segmen.

Jembatan yang diluncurkan secara bertahap memerlukan peralatan peluncuran, yang terdiri dari hidung peluncur, dongkrak hidrolik, perangkat pendorong atau penarik, bantalan geser sementara, dan pemandu lateral.

Untuk mengurangi momen lentur kantilever selama peluncuran sebelum mencapai puncak pilar, sebuah ujung peluncuran baja dipasang pada muka depan segmen pertama. Ujung peluncuran baja terdiri dari dua gelagar pelat baja atau dua rangka baja, masing-masing terpasang pada ujung depan rangka gelagar kotak beton dengan batang-batang pasca-tegang yang tertanam di dalamnya (Gambar 3.26). Kedua gelagar pelat baja atau rangka baja tersebut dikencangkan secara lateral. Ujung yang ringan dan cukup kaku lebih disukai. Panjang ujung sekitar 60%–80% dari bentang terpanjang jembatan.

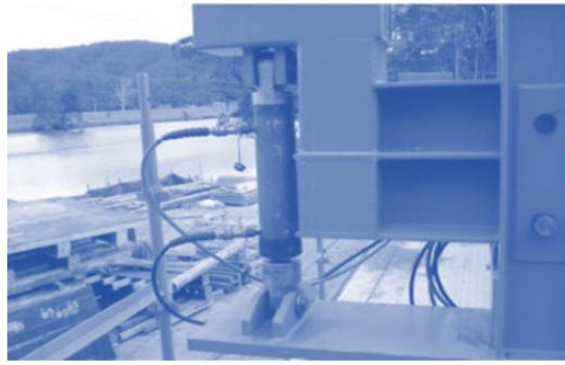
Dongkrak hidrolik di bagian depan ujung peluncuran memudahkan pengangkatan ujung peluncuran saat mencapai pilar atau penyangga sementara (Gambar 3.27). Dongkrak diberi beban dengan gaya yang telah ditentukan untuk memberikan dukungan bagi ujung peluncuran dan mengurangi momen lentur pada gelagar. Ketika gelagar mencapai penyangga, geometri vertikal dapat disesuaikan lebih lanjut ke tingkat kemiringan yang tepat. Sistem tiang dan kabel penyangga juga dapat digunakan sebagai pengganti hidung peluncur untuk mengurangi momen lentur pada segmen depan.

Struktur atas dapat digerakkan ke depan dengan menariknya menggunakan dongkrak hidrolik yang bereaksi terhadap abutmen tempat cetakan cor berada, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.28. Cara lain untuk meluncurkan struktur atas adalah dengan mendorongnya menggunakan alat khusus, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.29.

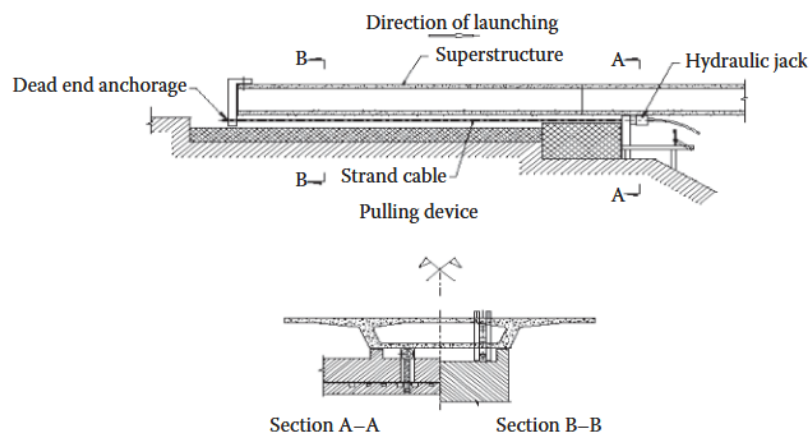


Gambar 3.26 Sambungan Hidung Peluncur Dan Segmen.





Gambar 3.27 Dongkrak Hidrolik Di Ujung Hidung Peluncur.



Gambar 3.28 Alat Penarik Jembatan.



Gambar 3.29 Alat Pendorong Jembatan.





Gambar 3.30 Pemasangan Gelagar Bentang Penuh.

Pemasangan Bentang Penuh

Metode pemasangan bentang penuh adalah bentuk lain dari pemasangan bentang demi bentang untuk jembatan bentang pendek hingga sekitar 120 kaki (36 m). Perbedaannya dengan pemasangan bentang demi bentang adalah gelagar dicor utuh untuk seluruh bentang, bukan dalam segmen-segmen pendek. Pemasangan bentang penuh ideal untuk viaduk yang sangat panjang seperti struktur untuk proyek kereta api kecepatan tinggi seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.30. Pengangkutan dan penempatan gelagar dapat ditangani oleh satu peralatan pemasangan. Pengangkutan gelagar biasanya dapat dilakukan pada bentang yang telah selesai. Keuntungan pemasangan bentang penuh adalah pembuatan girder yang lebih sederhana dan kecepatan pemasangan yang lebih cepat. Namun, kelemahan metode pemasangan ini adalah penggunaan girder yang sangat berat. Penting untuk mempelajari panjang bentang optimal untuk viaduk dengan mempertimbangkan ketersediaan peralatan pemasangan.

Girder U Pracetak Sambungan

Jembatan girder U pracetak sambungan akhir-akhir ini semakin populer untuk jembatan bentang menengah, terutama jembatan lengkung horizontal (lihat Gambar 3.31 dan 3.32). Beberapa segmen panjang girder bak pra-tarik atau pasca-tarik diberi tegangan pasca-tarik menggunakan tendon internal yang terbungkus pada badan gelagar untuk membentuk girder multi-bentang yang kontinu dari ujung ke ujung. Sambungan antar girder terbuat dari beton cor di tempat. Diafragma biasanya dicor pada lokasi sambungan.





Gambar 3.31 Jembatan U-Girder Pracetak Yang Disambung Selama Pemasangan.



Gambar 3.32 U-Girder Pracetak Yang Ditopang Oleh Rangka Sementara.

Diafragma ini terbuat dari beton bertulang atau pasca-tarik melintang. Penopang sementara disediakan pada lokasi sambungan cor di tempat untuk menstabilkan struktur hingga girder menjadi kontinu. Pada kenyataannya, konsep konstruksi girder sambung juga merupakan bentuk konstruksi jembatan segmental yang menggunakan segmen yang lebih panjang. Segmen-segmen tersebut biasanya diangkat dengan derek berbasis darat. Pilihan ini sangat menarik untuk rentang bentang 150 hingga 250 kaki.

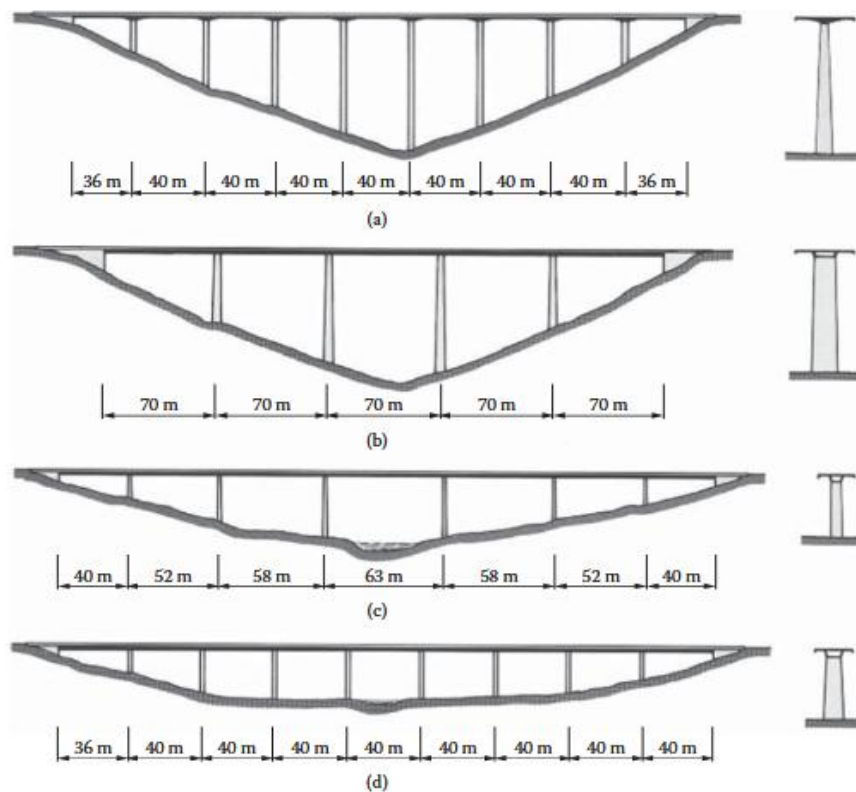
3.4 DESAIN KONSEPTUAL

Konfigurasi Bentang

Pada tahap desain konseptual, pengaturan dan konfigurasi bentang harus dipelajari secara saksama terlebih dahulu dengan mempertimbangkan lokasi jembatan. Sebuah jembatan yang melintasi perairan yang dapat dilayari sangat ditentukan oleh jarak bebas horizontal dan vertikal yang diperlukan. Penting juga untuk mengetahui kondisi tanah dan bentang (misalnya, di atas air, daratan, lembah, atau daerah pegunungan). Untuk jembatan beton segmental, keseragaman panjang bentang sangat penting untuk memaksimalkan manfaat pracetak segmen-segmen tersebut. Semakin seragam distribusi bentang, semakin

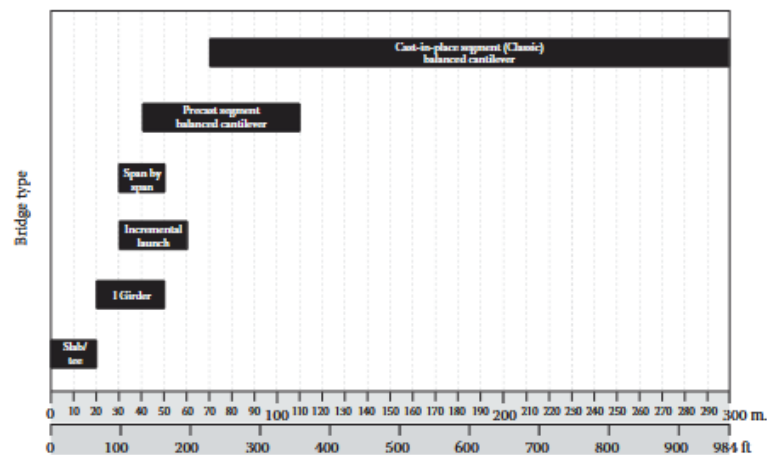


ekonomis jembatan tersebut. Dari sudut pandang arsitektur, jumlah bentang yang tidak merata juga lebih disukai. Leonhard membahas berbagai pendekatan (Lihat Gambar 3.33) untuk kondisi lembah berbentuk V yang dalam dan lembah dangkal (masing-masing tampak a, b dan c, d). Untuk kondisi lembah yang dalam dan lereng yang curam serta tanah yang tidak stabil, penempatan banyak pilar dengan bentang yang pendek bukanlah praktik yang baik. Oleh karena itu, jumlah pilar harus dikurangi dan panjang bentang ditingkatkan. Perhatikan juga bentuk dan ukuran pilar. Untuk bentang yang lebih pendek, dimensi pilar lateral harus ramping untuk mengurangi efek pandangan dinding dari pandangan miring. Untuk lembah dangkal, penting untuk mempertimbangkan rasio L/H bukaan antara dua pilar, dengan L adalah panjang bentang dan H adalah tinggi pilar. Rasio L/H yang ideal adalah sama dengan atau lebih besar dari 1,5. Bentang ujung harus lebih pendek dari panjang bentang tipikal (60% hingga 80% dari panjang bentang tipikal) untuk mencapai desain yang efisien.



Gambar 3.33 Distribusi Rentang.





Gambar 3.34 Rentang Panjang Bentang Ekonomis Untuk Jenis Jembatan Beton Pada Umumnya.

Setelah panjang bentang tipikal dipilih, gunakan bagan berikut (Gambar 3.34) untuk menentukan jenis metode konstruksi yang sesuai untuk bentang tertentu. Tentu saja, ini hanyalah salah satu parameter yang perlu dipertimbangkan saat memilih metode konstruksi.

Rasio Bentang terhadap Kedalaman

Untuk bentang hingga 250 kaki (75 m), penampang dengan kedalaman konstan biasanya digunakan. Namun, ketika panjang bentang lebih dari 250 kaki, penampang dengan kedalaman variabel lebih ekonomis dan efisien. Rasio panjang bentang terhadap kedalaman (L/D) memainkan peran penting dalam desain konseptual. Kedalaman penampang awal dipilih berdasarkan aturan praktis rasio L/D untuk menetapkan kedalaman struktural bangunan atas. Kedalaman awal yang dipilih terus disempurnakan dalam desain awal dan akhir. Gambar 3.35 menunjukkan rasio L/D awal untuk penampang dengan kedalaman konstan pada gelagar tumpuan sederhana dan gelagar kontinu. Gambar 3.36 menunjukkan rasio L/D untuk girder dengan kedalaman variabel.

Penampang Proporsional

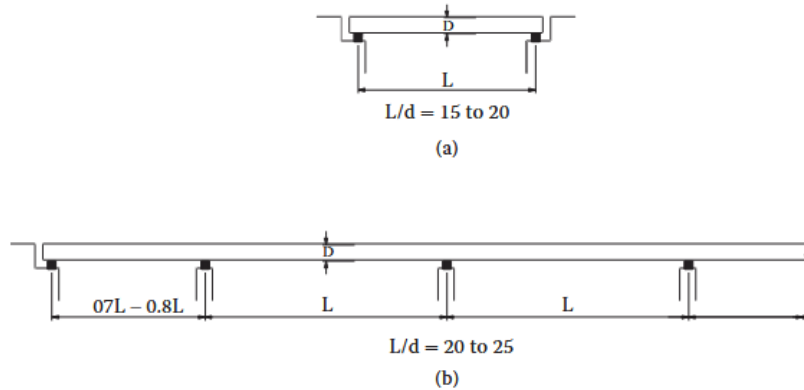
Setelah semua komponen struktural jembatan telah ditentukan secara kasar, termasuk bentuk dan dimensi eksterior, proses desain konseptual dilanjutkan dengan mempelajari dimensi proporsional keseluruhan serta kompatibilitas dan kesesuaian bentuk struktur yang diusulkan di lokasi tertentu. Biasanya, beberapa alternatif dipelajari dengan memvariasikan konfigurasi bentang, jenis bangunan atas, material, metode dan cara konstruksi, serta perkiraan biaya untuk setiap alternatif. Dalam kebanyakan kasus, rendering dalam tiga dimensi (3D) (Lihat Gambar 3.37 untuk rendering 3D) diperlukan agar pemilik juga dapat berpartisipasi dalam pengambilan keputusan tentang alternatif yang dipilih.

Sistem Struktural

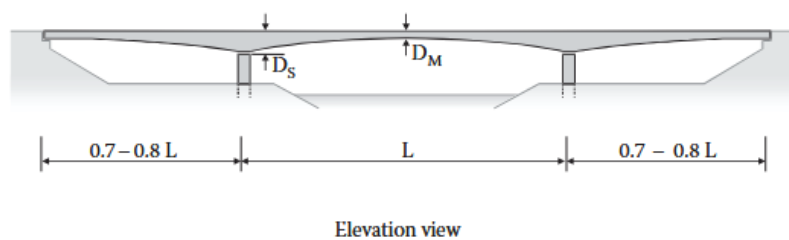
Seiring dengan perkembangan desain konseptual ke tahap yang lebih lanjut, langkah selanjutnya adalah mempelajari sistem struktur jembatan. Sistem struktur jembatan akhir dipelajari dengan saksama, terutama stabilitas selama konstruksi dan bagaimana sistem statis berubah dari tahap ke tahap konstruksi hingga jembatan selesai. Inilah sifat jembatan



segmental, tidak seperti jenis struktur lain seperti beton bertulang atau jembatan baja konvensional. Pemasangan dan penyambungan potongan-potongan segmen memerlukan banyak tahapan, dan sistem strukturnya terus berubah dari waktu ke waktu hingga selesai.



Gambar 3.35 Rasio Bentang Terhadap Kedalaman Untuk Gelagar Jembatan Dengan Kedalaman Konstan: (A) Gelagar Dengan Tumpuan Sederhana; (B) Gelagar Menerus.



Span/Depth ratio: $L/D_S = 15 \text{ to } 18$
 $L/D_M = 35 \text{ to } 45$

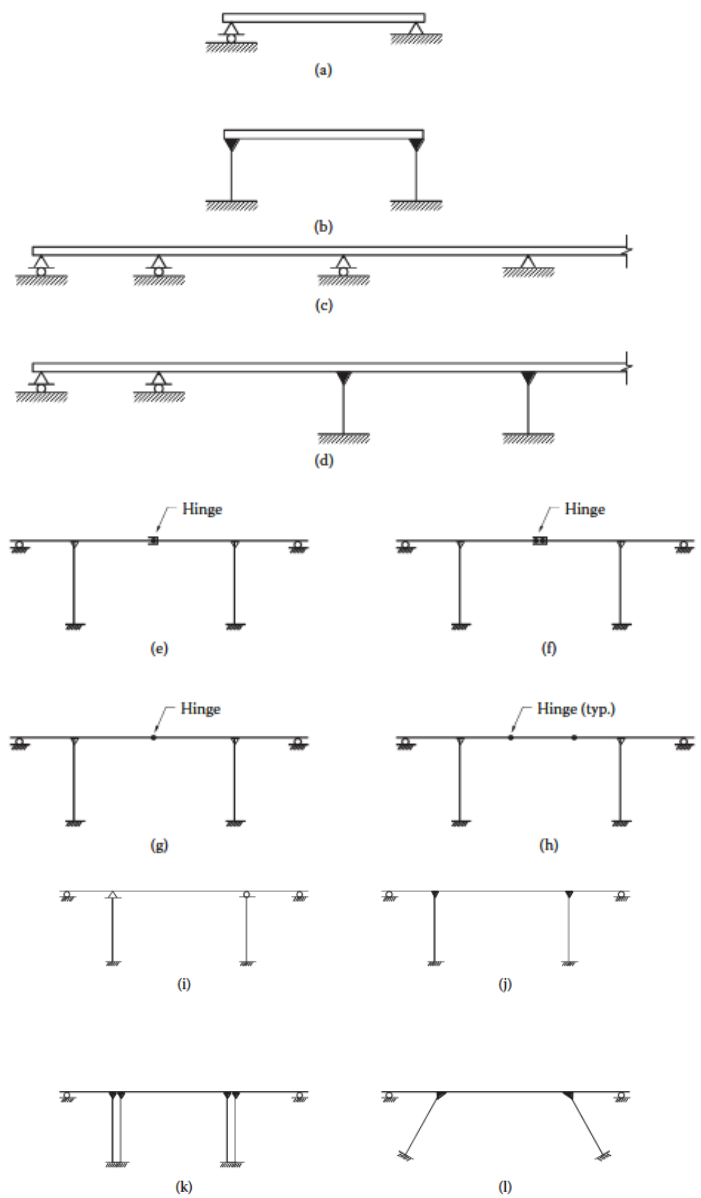
Gambar 3.36 Rasio Bentang Terhadap Kedalaman Untuk Gelagar Jembatan Dengan Kedalaman Variabel (Untuk Bentang $\geq 250'$).



Gambar 3.37 Rendering Ramp Bandara Cincinnati.

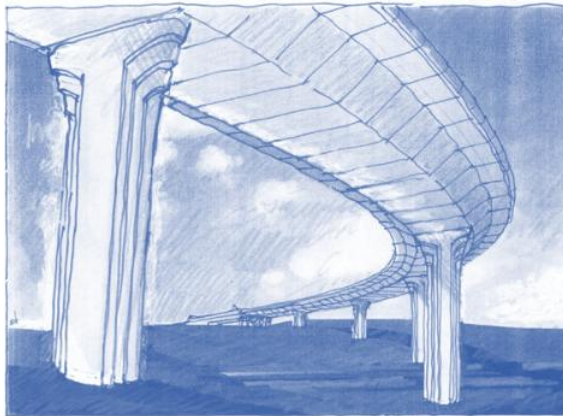


Gambar 3.38a–l menunjukkan beberapa sistem struktur yang memungkinkan untuk jembatan segmental, mulai dari girder dengan tumpuan sederhana hingga sistem rangka portal yang paling rumit. Meskipun menyediakan engsel dalam bentang secara teoritis memungkinkan, (Gambar 3.38e–h) secara praktis engsel dalam bentang seperti itu harus dihindari untuk jembatan segmental. Jembatan kantilever seimbang cor di tempat yang lebih awal di Eropa telah mengadopsi engsel tengah bentang pada jembatan mereka. Kemudian ditemukan bahwa jembatan-jembatan tersebut mengalami masalah pemeliharaan karena defleksi yang berlebihan pada engsel tengah bentang akibat rangkakan dan susut jangka panjang. Generasi jembatan segmental berikutnya telah menghilangkan engsel tengah bentang atau engsel dalam bentang lainnya. Jika karena suatu alasan, engsel tengah bentang tidak dapat dihilangkan, perlu untuk menyediakan sandaran yang kuat di atas engsel untuk menghindari defleksi jangka panjang yang berlebihan akibat rangkakan dan susut.



Gambar 3.38 Kemungkinan Sistem Struktural.

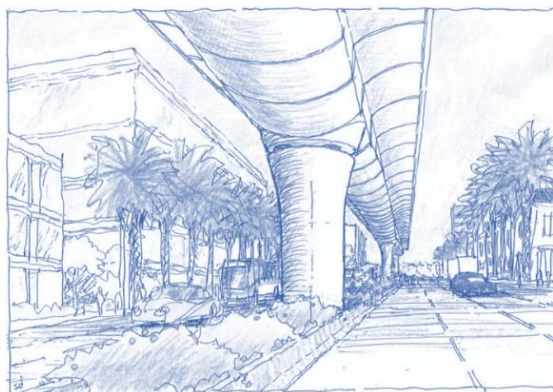




Gambar 3.39 Konsep Jembatan Segmental Di Wilayah Perkotaan

Aspek Estetika

Konstruksi jembatan segmental tidak hanya populer untuk jembatan bentang panjang di atas sungai dan ngarai, tetapi juga di persimpangan perkotaan dan perkotaan, serta untuk struktur transit seperti struktur pemandu kereta api ringan dan kereta api kecepatan tinggi. Nilai estetika telah menjadi salah satu parameter terpenting dalam pemilihan struktur jembatan. Para pemilik dan pemangku kepentingan semakin mementingkan struktur yang estetis. Untungnya, untuk jembatan girder kotak segmental, bentuk girder kotak sudah menarik. Arsitek harus merancang bentuk pilar dengan tepat untuk memastikan tampilan keseluruhan jembatan kompatibel dan sesuai untuk lokasi tertentu. Beberapa contohnya ditunjukkan pada Gambar 3.39 hingga 3.42. Para insinyur struktur memandang estetika dari sudut pandang yang berbeda. Insinyur struktur mempertimbangkan estetika dari fungsionalitas setiap elemen jembatan, dari atas hingga bawah, serta aliran logis gaya yang bekerja pada jembatan, mulai dari beban hidup, beban mati, beban seismik, beban angin, beban suhu, rangkai jangka panjang, dan penyusutan beton serta benturan kapal, termasuk konstruktabilitas dan durabilitas. Desain jembatan yang sukses melibatkan kolaborasi erat antara perencana, insinyur struktur, arsitek, kontraktor, dan pemangku kepentingan/pemilik.

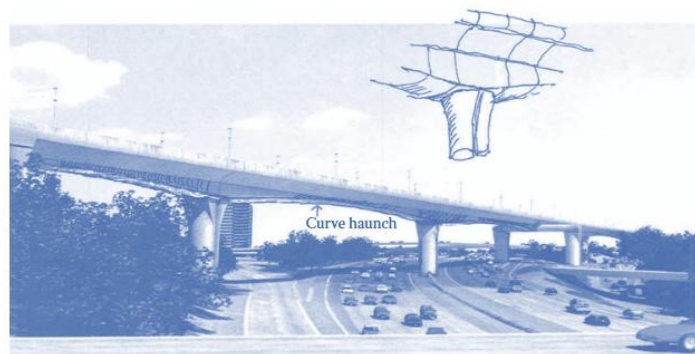


PB
Sd 8.14.02
R 8.28.02

Highly sculpted
Seg. conc. box

Gambar 3.40 Konsep Jembatan Segmental Di Kota

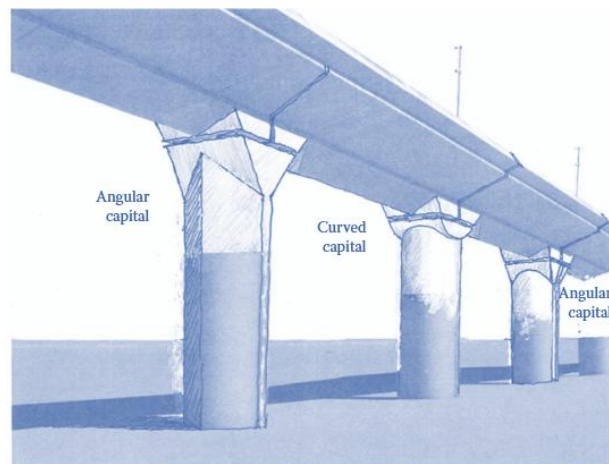




Gambar 3.41 Konsep Jembatan Segmental Di Atas Jalan Raya

3.5 DESAIN DEK

Dek atas gelagar kotak mengalami gaya eksternal yang kompleks, beban statis dan dinamis, gradien termal, serta efek rangkai dan susut. Pertimbangan yang tepat harus diberikan terhadap efek-efek ini untuk mencegah keretakan dan kerusakan. Bahan kimia pencair es dan aksi pembekuan-pencairan juga harus dipertimbangkan dalam desain untuk mencegah degradasi.



Gambar 3.42 Konsep Jembatan Segmental Untuk Jalur Pemandu Kereta Api Kecepatan Tinggi

Penggantian dek tidak hanya mahal tetapi juga mengakibatkan ketidaknyamanan bagi pengguna jalan. Untuk superstruktur jembatan segmental, penggantian dek tidak praktis dan hampir mustahil dilakukan tanpa menutup seluruh jembatan. Oleh karena itu, ketika merancang dek untuk jembatan segmental, strategi yang baik adalah bersikap konservatif/kokoh dan memperhitungkan kapasitas cadangan.

Studi telah menunjukkan bahwa pemberian posttension melintang pada dek atas meningkatkan daya tahan dek jangka panjang dan menghasilkan biaya siklus hidup yang rendah. Direkomendasikan agar untuk semua girder kotak posttension, dek atas diberi posttension melintang, bahkan untuk overhang pendek. Untuk jembatan yang tidak mengalami aksi beku-cair dan bahan kimia pencair es, setidaknya dek harus diberi prategang



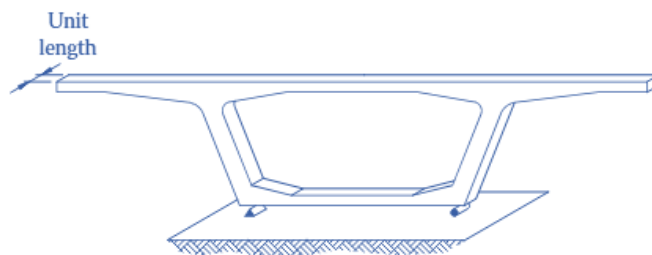
sebagian. Dek atas harus dirancang menggunakan metode elastis dan kemudian diperiksa untuk kondisi batas ultimitnya, bukan sebaliknya.

Secara umum, praktik standar adalah memilih ketebalan dek atas minimal 8 inci (200 mm), meskipun Komite Bagian Standar AASHTO-PCI-ASBI merekomendasikan ketebalan dek minimal 9 inci (230 mm).

Pendekatan Desain

Untuk merepresentasikan sistem akhir gelagar kotak dengan tepat, diperlukan analisis tiga dimensi yang menggabungkan semua beban dengan kondisi batas yang tepat. Karena kompleksitas jenis analisis ini, khususnya penerapan prategang pada sistem tiga dimensi, hal ini jarang dilakukan. Sebagai pengganti analisis yang kompleks ini, praktik umum adalah memodelkan gelagar kotak sebagai rangka bidang dua dimensi (2D) dengan panjang satuan, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.43. Jika ketebalan badan dan pelat bawah bervariasi di sepanjang jembatan, beberapa rangka 2D mungkin perlu dianalisis untuk mendapatkan interpretasi yang lebih representatif dari sifat-sifat penampang yang bervariasi ini. Model rangka 2D memungkinkan distribusi beban ke badan dan anggota pelat relatif terhadap kekakuannya.

Model rangka 2D yang umum diasumsikan ditopang di ujung bawah jaring seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.43. Meskipun dapat dikatakan bahwa terdapat kondisi batas yang berbeda untuk model ini, asumsi yang disederhanakan ini menghasilkan hasil yang wajar.



Gambar 3.43 Rangka Bidang Dua Dimensi Yang Disederhanakan Dengan Panjang Satuan.

Beban desain yang dipertimbangkan dalam desain transversal meliputi, tetapi tidak terbatas pada:

- DC = Beban mati komponen struktural dan komponen non-struktural, seperti dinding pembatas lalu lintas
- DW = Beban mati permukaan aus atau permukaan aus di masa mendatang dan utilitas, jika ada
- LL = Beban hidup
- IM = Kelonggaran beban dinamis
- PT = Gaya prategang primer
- EL = Efek gaya terkunci lain-lain yang dihasilkan dari proses konstruksi, termasuk pembongkaran kantilever pada konstruksi segmental



- TG = Gradien termal (selisih $\pm 10^\circ\text{F}$ antara bagian dalam dan luar gelagar kotak)
Catatan: saat ini tidak diwajibkan oleh Spesifikasi Desain AASHTO LRFD, tetapi umumnya dilakukan dalam praktik standar
- PS = Gaya sekunder dari pasca-tegang
- CR = Efek rangkai beton
- SH = Efek susut beton

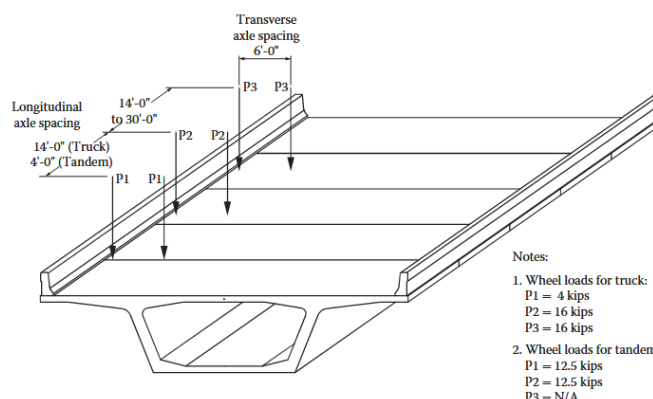
Gaya sekunder pasca-tegang termasuk dalam kombinasi beban batas ultimit dengan faktor beban 1,0.

Selain kombinasi beban kondisi layanan dan batas kekuatan, desain dek harus diperiksa untuk kombinasi beban konstruksi, seperti pengangkatan segmen, peralatan konstruksi, dan penumpukan segmen (lihat Pasal 5.14.2 LRFD).

Analisis Beban Hidup

Ketika beban terpusat statis diterapkan pada dek, dek akan mengalami defleksi baik secara transversal maupun longitudinal, serupa dengan perilaku struktural pelat dua arah. Distribusi beban menjadi lebih kompleks ketika beberapa beban titik diterapkan pada dek, seperti beban truk. Ketika model struktural disederhanakan menjadi model rangka 2D, sebagaimana dinyatakan dalam Bagian 3.5.1, penting untuk mendapatkan gaya 3D yang dihasilkan ke model 2D. Umumnya, terdapat dua cara untuk menangani distribusi beban hidup pada arah transversal:

1. Sebelumnya, permukaan pengaruh dari Peta Pucher atau Homberg telah banyak digunakan dalam desain transversal girder kotak. Peta ini didasarkan pada teori elastisitas pelat (homogen dan isotropik). Beberapa bagan valid untuk ketebalan pelat dengan kedalaman konstan dan beberapa untuk ketebalan pelat dengan kedalaman variabel dengan soffit parabola. Bergantung pada kondisi batas pelat yang dipilih, bagan tanpa dimensi hanya memberikan momen lentur per satuan panjang pada ujung tetap dan bentang tengah. Momen ujung tetap (FEM) kemudian diterapkan sebagai gaya eksternal pada rangka 2D. Momen lentur antar tumpuan didekati dengan interpolasi. Metode ini memiliki keterbatasan untuk pelat dek yang miring, terkait rasio kedalaman tumpuan terhadap kedalaman bentang tengah. Metode ini bersifat perkiraan dan dapat berguna untuk desain awal.



Gambar 3.44 Konfigurasi Beban Hidup Lrfd Dalam 3d.



2. Metode yang lebih akurat didasarkan pada model elemen hingga 3D parsial dari gelagar kotak. Istilah "parsial" menyiratkan bahwa seluruh struktur atas jembatan tidak perlu dimodelkan; melainkan harus diinterpretasikan sebagai panjang parsial gelagar kotak yang cukup panjang untuk mencakup efek tiga dimensi. Dari model ini, garis pengaruh dapat dihasilkan di setiap bagian yang diinginkan. Garis pengaruh harus dihasilkan menggunakan beban garis yang terdiri dari roda depan dan belakang truk rancangan. Karena program elemen hingga umum sudah tersedia saat ini, disarankan agar metode ini digunakan untuk desain akhir.

Perlu dicatat bahwa, secara teoritis, penghalang kendaraan kontinu dapat dimasukkan ke dalam model ini untuk mendistribusikan beban hidup secara longitudinal.

Namun, karena diskontinuitas penghalang dan kualitas masa depan yang tidak pasti, efek pengakutan tepi ini diabaikan dan tidak direkomendasikan. Sangat penting bahwa konfigurasi beban hidup ditempatkan secara strategis untuk menghasilkan kondisi terburuk (lihat Gambar 3.44 dan 3.45). Beberapa titik umum di mana tegangan diperiksa meliputi:

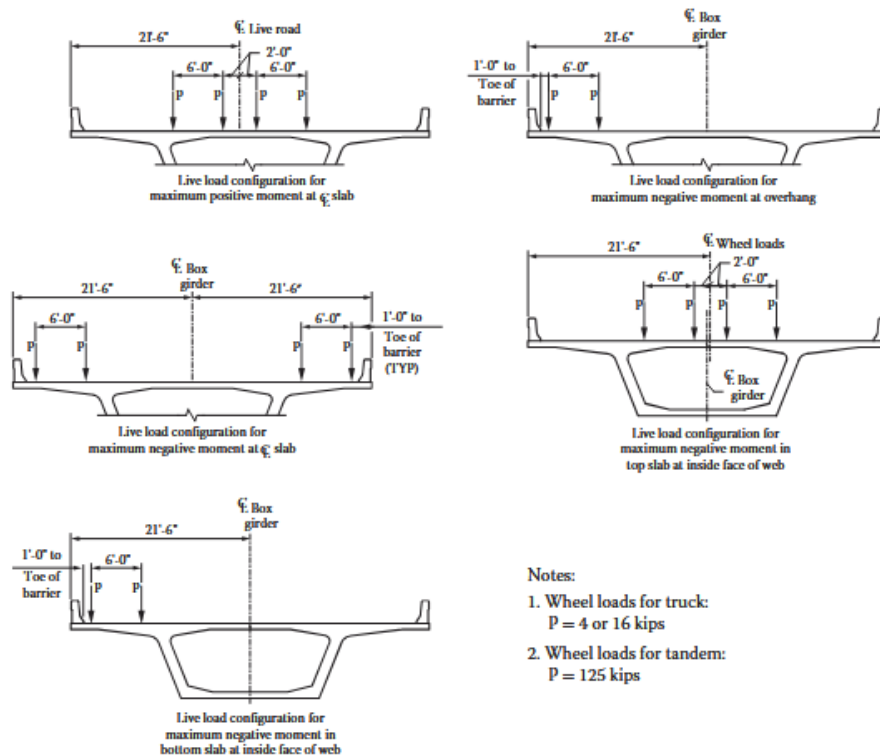
- Momen lentur negatif maksimum pada pangkal geladak yang menjorok
- Momen lentur positif dan negatif maksimum pada garis tengah antara dua badan geladak
- Momen lentur negatif maksimum pada geladak atas pada permukaan bagian dalam badan geladak
- Momen lentur negatif dan positif maksimum pada badan geladak dan pelat bawah
- Momen negatif maksimum pada geladak yang menjorok di mana kemiringan dimulai

Gambar 3.46 hingga 3.51 menunjukkan garis pengaruh tipikal yang sesuai dengan lokasi di atas menggunakan metode 2. Dalam Spesifikasi LRFD AASHTO (AASHTO 2012), hanya pengaruh truk desain (atau tandem) yang perlu dipertimbangkan untuk desain melintang dan tanpa beban lajur (lihat Pasal 3.6.1.3.3).

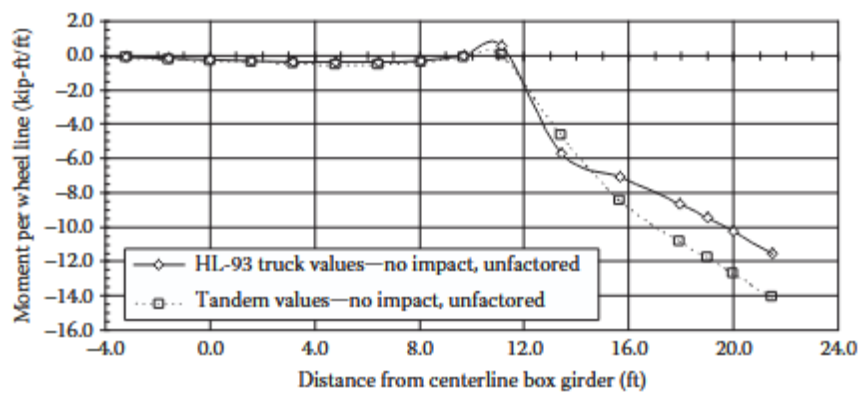
Tata Letak Tendon Pasca-Tegangan

Pasca-tegangan pada arah melintang biasanya terdiri dari tiga hingga empat untai berdiameter 0,5 (13) atau 0,6 inci (15 mm) per tendon yang melewati pelat atas dan dijangkarkan pada permukaan overhang di setiap sisi box girder. Tendon-tendon ini biasanya ditempatkan dalam saluran datar karena pelat atas yang tipis. Agar tendon dapat dimanfaatkan secara efisien, profilnya harus sesuai untuk efisiensi struktural yang maksimal.





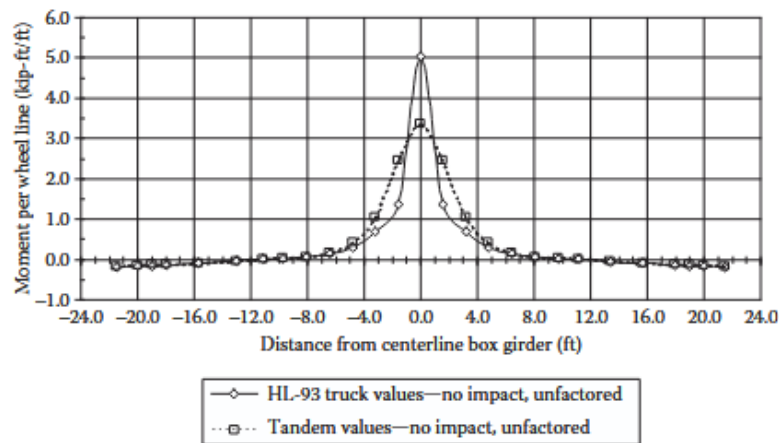
Gambar 3.45 Konfigurasi Melintang Beban Hidup Lrfd.



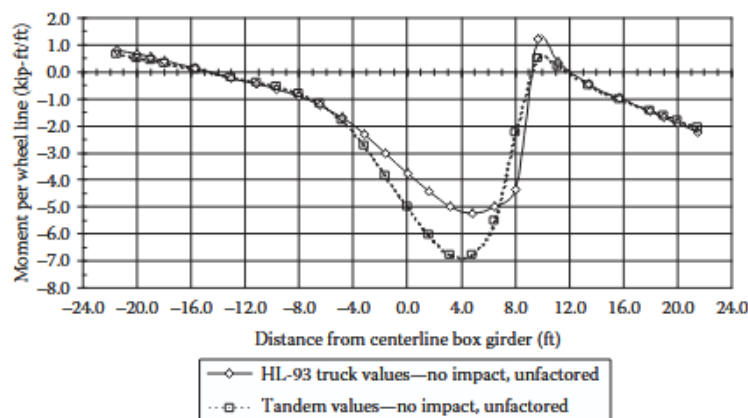
Gambar 3.46 Garis Pengaruh Beban Hidup Untuk Momen Pada Pangkal Sayap Luar.

Tendon tipikal umumnya dijangkarkan di tengah tinggi pelat di ujung sayap dan kemudian secara bertahap naik ke ketinggian di atas sumbu netral dek di atas badan sayap. Hal ini membantu tendon menahan momen negatif pada badan sayap. Tendon kemudian secara bertahap turun ke ketinggian di bawah sumbu netral pelat atas di dekat garis tengah gelagar kotak untuk menahan lentur positif di wilayah tersebut. Gambar 3.52 menunjukkan salah satu contoh lintasan tendon.





Gambar 3.47 Garis Pengaruh Beban Hidup Untuk Momen Di Garis Tengah Kotak.



Gambar 3.48 Garis Pengaruh Beban Hidup Untuk Momen Pada Muka Bagian Dalam Pelat Badan.

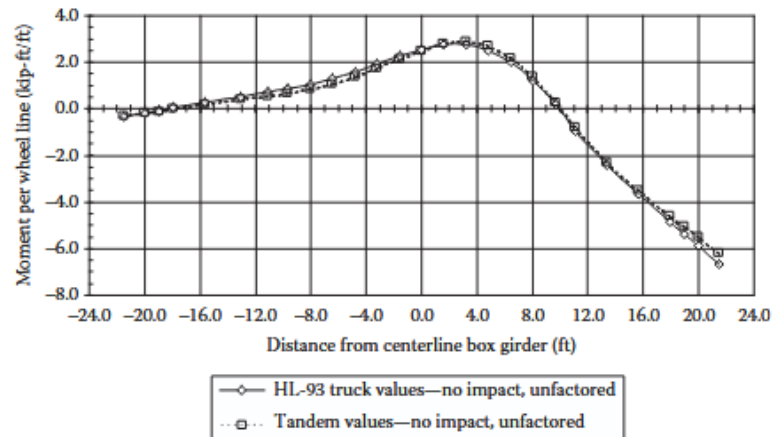
Secara longitudinal, jarak tendon ditentukan menggunakan pemeriksaan kondisi batas layanan dan kekuatan yang sesuai. Jarak maksimum tendon biasanya dibatasi hingga 4 kaki (1,2 m) untuk membatasi efek geser antar angkur. Namun, sebaiknya jarak tendon transversal didasarkan pada distribusi tegangan 30° dari titik angkur pada setiap sisi tendon yang dipertimbangkan. Jika jarak tendon maksimum tidak diperhitungkan, zona di dekat tepi luar pelat mungkin tidak memiliki prategang efektif.

Ringkasan Gaya Desain

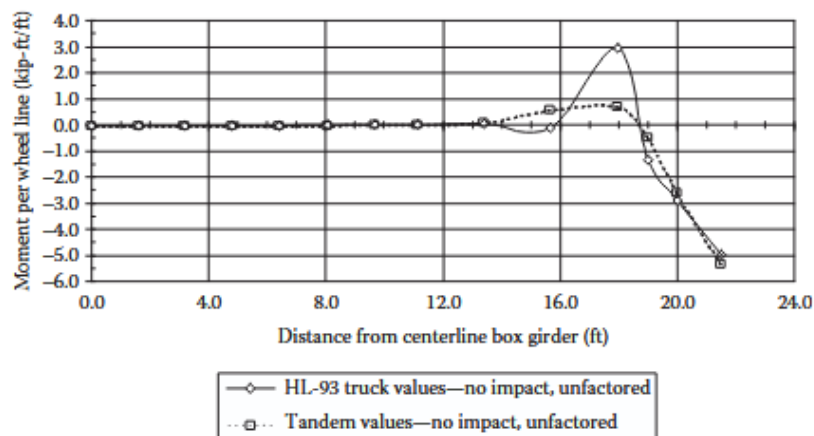
Gaya desain yang diperoleh dari analisis rangka 2D dan garis pengaruh beban hidup 3D dapat digabungkan dalam spreadsheet menggunakan kombinasi Kondisi Batas Layanan dan Kondisi Batas Kekuatan LRFD. Tegangan tarik dan tekan maksimum pada setiap penampang yang telah ditentukan sebelumnya pada pelat atas dirangkum dan dibandingkan dengan batas tegangan pada Kondisi Batas Layanan yang ditentukan dalam Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO-LRFD (AASHTO 2012). Gaya prategang biasanya diperkirakan dalam perhitungan manual awal, dan kemudian dianalisis dalam operasi 2D yang bergantung waktu menggunakan perangkat lunak khusus. Semua beban lainnya dimasukkan ke dalam model 2D, kecuali beban



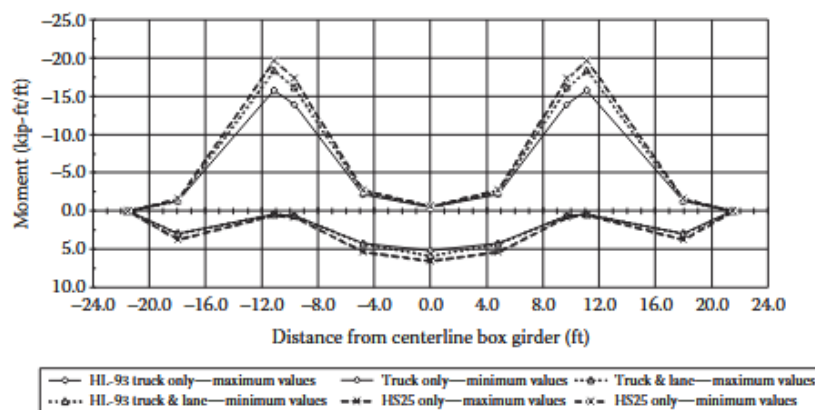
hidup. Hasilnya kemudian dikompilasi dalam spreadsheet untuk memeriksa tegangan. Dengan memvariasikan gaya prategang, tegangan gabungan dari kondisi batas layanan dihitung. Dengan menggunakan gaya tendon yang dipilih per satuan panjang, ukuran dan jarak tendon transversal dalam segmen ditentukan.



Gambar 3.49 Garis Pengaruh Beban Hidup Untuk Momen Di Puncak Web.

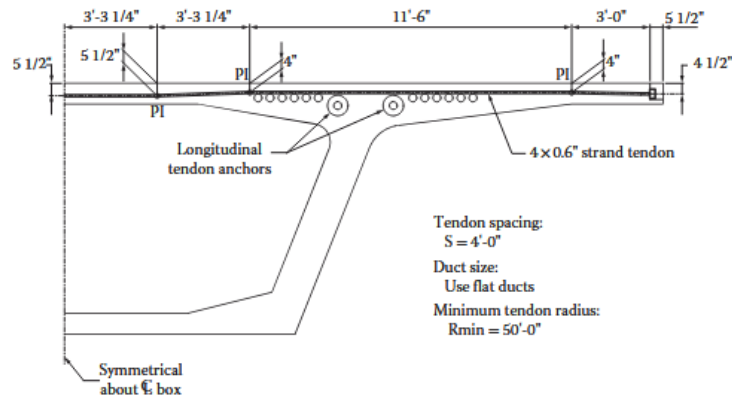


Gambar 3.50 Garis Pengaruh Beban Hidup Pada Transisi Sayap/Ketebalan Luar.

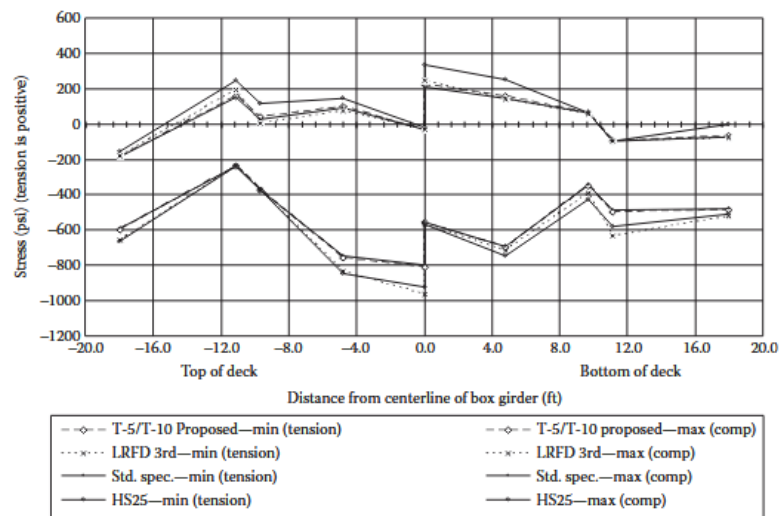


Gambar 3.51 Selubung Momen Beban Hidup Dek





Gambar 3.52 Tata Letak Tendon Transversal Yang Umum.



Gambar 3.53 Tegangan Layanan Beton

Kondisi Batas Kekuatan LRFD juga dapat ditabulasi dalam spreadsheet dan amplop nilai maksimum dan minimum ditentukan untuk setiap penampang yang dipilih. Nilai amplop momen kemudian dapat dibandingkan dengan kapasitas lentur yang dihitung untuk masing-masing komponen transversal yang sesuai. Tegangan layanan beton dihitung menggunakan beberapa Spesifikasi Standar AASHTO dan Spesifikasi LRFD terkini untuk tujuan perbandingan (lihat Gambar 3.53).

Desain Kondisi Batas Layanan

Saat memeriksa tegangan beton, hanya Kondisi Batas Layanan I yang diperiksa dengan faktor beban hidup 1,0 untuk tarik dan tekan. Selain itu, gradien suhu linier 10°F antara permukaan interior dan eksterior kotak digunakan dalam Kondisi Batas Layanan I. Spesifikasi LRFD saat ini tidak menentukan pembebanan ini, sehingga pemilik atau perancang yang menentukan apakah pembebanan ini harus disertakan dalam setiap proyek. Contoh ini didasarkan pada faktor beban 0,5 untuk gradien suhu transversal ketika menyertai beban hidup. Selain itu, selain Kondisi Batas Layanan I, LRFD mensyaratkan pemeriksaan tegangan beban layanan akibat beban mati dan gradien suhu penuh. Kondisi batas ini seringkali berlaku di lokasi dengan pengaruh beban hidup yang kecil.



Selain kondisi batas layanan pada pembebanan maksimum, tegangan sementara seperti sebelum pemasangan penghalang dan lalu lintas kendaraan harus diperiksa untuk memastikan bahwa tegangan yang diizinkan tidak terlampaui selama proses konstruksi. Kombinasi beban layan yang digunakan dalam contoh ini meliputi:

Layan I (Tarik & Tekan)

$$1.0(DC + DW + EL) + 1.0(PT) + 1.0(LL + IM) + 1.0(CR + SH) + /- 0.5(TG)$$

Kombinasi Beban Segmental (Persamaan LRFD 3.4.1-2)

$$1.0(DC + DW + EL) + 1.0(PT) + 1.0(CR + SH) \pm 1.0(TG)$$

Desain Batas Kekuatan

Pemeriksaan Desain Kekuatan Lentur

Untuk keperluan desain transversal, Batas Kekuatan IV sama dengan Batas Kekuatan Kondisi Batas I tanpa beban hidup, dengan berat sendiri 25% lebih besar. Pembebanan ini tidak berlaku dalam contoh ini.

Untuk faktor beban gradien suhu, Spesifikasi LRFD menyarankan penentuan faktor beban berdasarkan proyek tertentu, dengan rekomendasi 0,0 untuk sebagian besar kasus. Karena beban ini merupakan akibat dari deformasi tertahan, beban tersebut akan hilang jika tulangan mulai luluh pada batas ultimit. Selain itu, Spesifikasi Panduan Segmental tidak memasukkan komponen ini dalam kombinasi beban ultimit. Karena alasan ini, gradien suhu tidak digunakan dalam kombinasi kondisi batas kekuatan di bawah ini.

Spesifikasi LRFD mensyaratkan tulangan minimum yang sama dengan yang dibutuhkan untuk menahan momen retak 1,2 kali lipat. Persyaratan ini hanya mengatur desain pelat bawah (soffit). Untuk memenuhi persyaratan baja minimum, jarak antar batang melintang di soffit bawah dikurangi dari 12 (205) menjadi 8 in (203 mm), yang menunjukkan peningkatan tulangan sebesar 50%.

Selain itu, pada lentur ultimit, jumlah tulangan baja web yang dibutuhkan untuk lentur transversal harus dihitung. Jumlah ini harus dikombinasikan dengan tepat dengan tulangan yang dibutuhkan untuk geser longitudinal.

Di bawah ini tercantum kombinasi beban ultimit per LRFD:

Kekuatan I

$$\gamma_p DC + \gamma_p DW + 1.0EL + 1.75(LL + IM) + 0.5(CR + SH)$$

Pemeriksaan Desain Kekuatan Geser

Secara tradisional, perilaku geser diabaikan dalam desain dek beton untuk jembatan AASHTO. Dek girder kotak serupa dalam hal ini, tetapi seringkali dapat menerima beban konstruksi yang besar. Dalam kasus khusus ini, geser aksi satu arah dan dua arah harus diselidiki.



3.6 DESAIN LONGITUDINAL

Metodologi Desain

Contoh desain berikut mengilustrasikan proses desain longitudinal untuk jembatan segmental pracetak pada umumnya. Struktur diasumsikan didirikan menggunakan metode konstruksi kantilever pracetak seimbang dengan derek berbasis darat. Karena adanya perubahan sistem statis selama proses ereksi, karena kantilever dibuat kontinu melalui sambungan penutup cor di tempat, maka perlu dilakukan analisis struktur untuk mengetahui pengaruhnya terhadap waktu. Analisis bergantung waktu merupakan fungsi dari tanggal pengecoran segmen, waktu segmen tersebut dimasukkan ke dalam struktur, serta tanggal yang terkait dengan perubahan sistem statis selama proses konstruksi.

Merupakan kebiasaan untuk menetapkan urutan konstruksi yang diasumsikan dan memperkirakan jadwal konstruksi yang wajar. Tanggal pengecoran dan ereksi segmen ditetapkan berdasarkan jadwal konstruksi dan laju produksi segmen. Tanggal pengecoran merupakan fungsi dari jumlah sel pengecoran yang diasumsikan dan waktu yang dibutuhkan untuk mengecor setiap segmen. Untuk keperluan estimasi tanggal-tanggal ini, laju produksi segmen diasumsikan sebagai satu segmen tipikal per hari per sel pengecoran dan satu segmen sambungan dermaga/ekspansi per minggu per sel pengecoran. Segmen tidak boleh didirikan lebih awal dari satu bulan setelah pengecoran. Selama konstruksi, ketika tanggal pengecoran dan pemasangan aktual tersedia, analisis tahap demi tahap harus dijalankan ulang untuk mendapatkan nilai camber yang tepat.

Sifat beton yang bergantung waktu ditetapkan berdasarkan kelembapan lingkungan dan dimensi penampang, dan dapat disesuaikan dengan komposisi beton (misalnya agregat batu kapur), laju pengerasan, dan suhu lingkungan. Sifat penampang ditentukan untuk setiap segmen dengan mempertimbangkan efek kelambatan geser pada pelat atas dan bawah.

Informasi di atas dimasukkan ke dalam perangkat lunak analisis bergantung waktu yang dimiliki. Analisis tahap demi tahap dilakukan menggunakan tata letak pasca-tarik yang diasumsikan sambil secara cermat memodelkan kondisi batas yang sesuai untuk setiap langkah proses konstruksi. Setelah konstruksi dimodelkan, struktur diurutkan melalui hari waktu 10.000 untuk memungkinkan semua efek yang bergantung waktu terjadi. Dalam struktur statis tak tentu, penting juga untuk menjumlahkan semua gaya terkunci yang dihasilkan dari berbagai tahap sistem struktur hingga hari ke-10.000. Beban tambahan diberikan pada struktur seperti beban hidup, gradien suhu, dan penurunan tumpuan, jika sesuai, dan dianalisis untuk kondisi awal (pada akhir konstruksi) dan akhir pada hari ke-10.000.

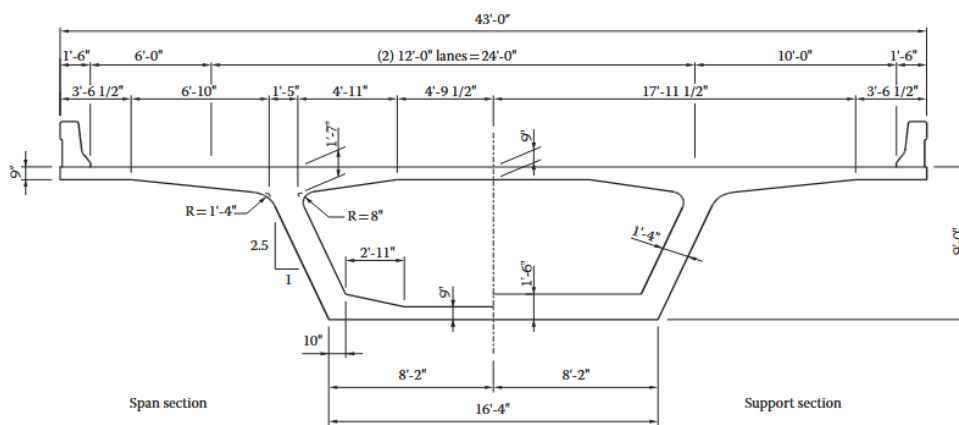
Tata Letak Tendon dan Selubung

Tata letak tendon perkiraan dapat didasarkan pada perhitungan awal untuk pembebanan konstruksi kantilever tipikal. Tendon kontinuitas bentang dapat diperkirakan melalui desain awal berdasarkan perkiraan efek rangkai dan susut struktur akhir menggunakan kombinasi faktor beban mati dan beban hidup. Tata letak yang diasumsikan kemudian dapat dengan mudah dimodifikasi selama desain akhir untuk memenuhi semua Kombinasi Beban Keadaan Batas LRFD yang berlaku.

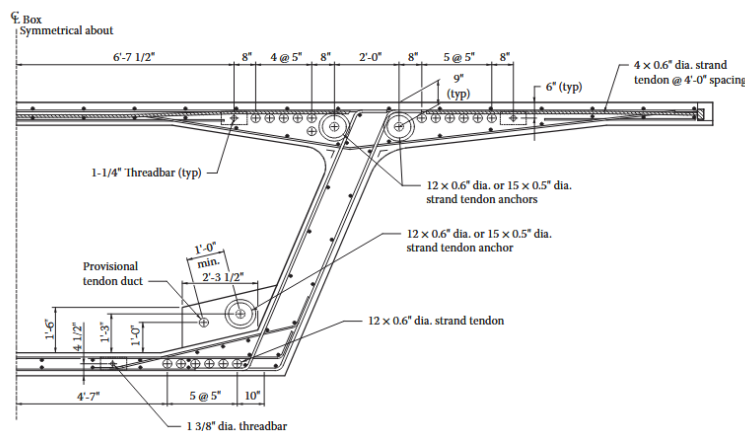


Desain awal untuk contoh ini menunjukkan perlunya dua belas tendon kantilever dan lima tendon kontinuitas bawah per badan. Berdasarkan pengalaman sebelumnya, dua tendon kontinuitas delapan untai ditambahkan pada pelat atas melintasi tuangan penutup untuk mengendalikan tegangan akibat gradien suhu. Desain akhir menghasilkan penambahan satu tendon kantilever dan satu tendon kontinuitas bentang bawah hanya pada bentang interior (lihat Gambar 3.54 hingga 3.56).

Tendon yang digunakan didasarkan pada sistem 12 untai dengan untai berdiameter 0,6 inci (15,24 mm). Hanya 11 untai yang digunakan untuk tendon kontinuitas bawah guna menyediakan ruang untuk 5% posttensioning kontingensi sebagaimana diperlukan untuk tendon internal. Satu dari 12 untai akan menyediakan sekitar 8% posttensioning kontingensi jika diperlukan. Sebuah saluran kosong disediakan untuk tendon kantilever yang dikombinasikan dengan angkur pada segmen terakhir kantilever untuk memungkinkan posttensioning kontingensi. Saluran kosong ini harus diberi nat jika tidak diperlukan tendon kontingensi.



Gambar 3.54 Bagian Tipikal.



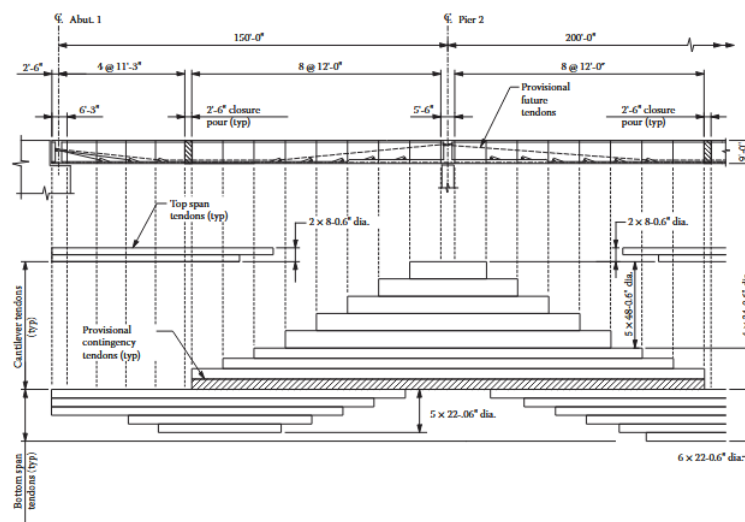
Gambar 3.55 Lokasi Tendon Pasca-Tegang.



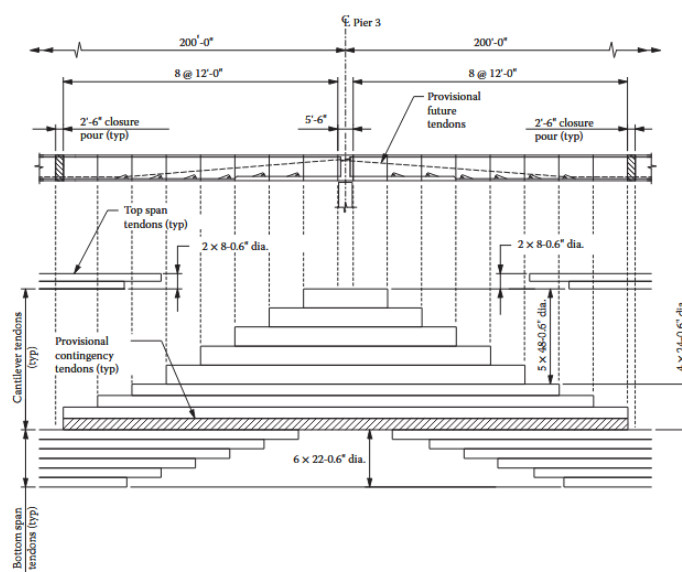
Persiapan juga dibuat untuk pasca-tegang di masa mendatang dengan penambahan angkur dan titik deviasi untuk tendon eksternal (di dalam penampang kotak), yang dapat digunakan untuk penyesuaian defleksi atau untuk kondisi tak terduga lainnya. Saluran pasca-tegang dan angkur sementara dicakup dalam Pasal 5.14.2.3.8 Spesifikasi Desain Jembatan LRFD AASHTO (AASHTO 2012).

Beban Hidup LRFD

Beban hidup LRFD (HL-93) terdiri dari satu truk desain per lajur atau tandem yang dikombinasikan dengan beban lajur yang terdistribusi merata. Untuk momen negatif saja, truk kedua ditambahkan dan efek total berkurang sebesar 10%. Truk kedua hanya diperlukan di antara titik-titik kontrafleksur beban seragam, dan harus menyisakan ruang minimal 50 kaki (15 m) antar truk yang diukur antara as roda belakang truk terdepan dan as roda depan truk yang tertinggal. Truk fatik juga ditentukan tetapi tidak dipertimbangkan untuk contoh ini.

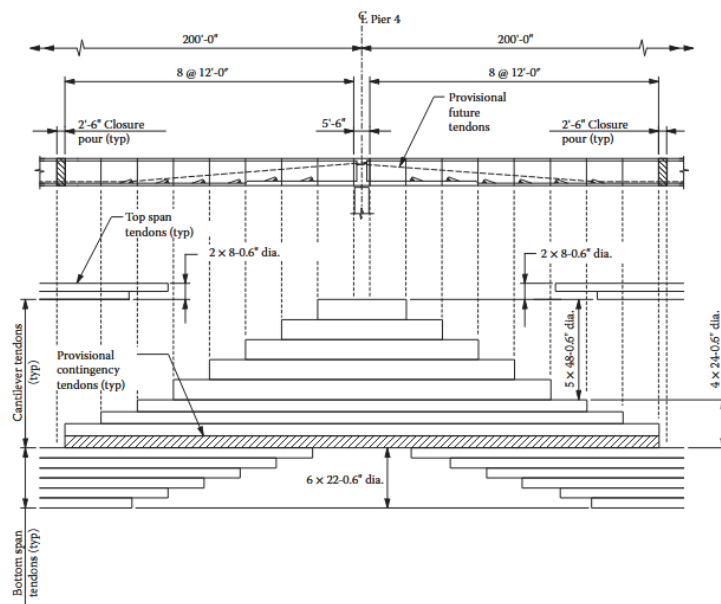


(a)

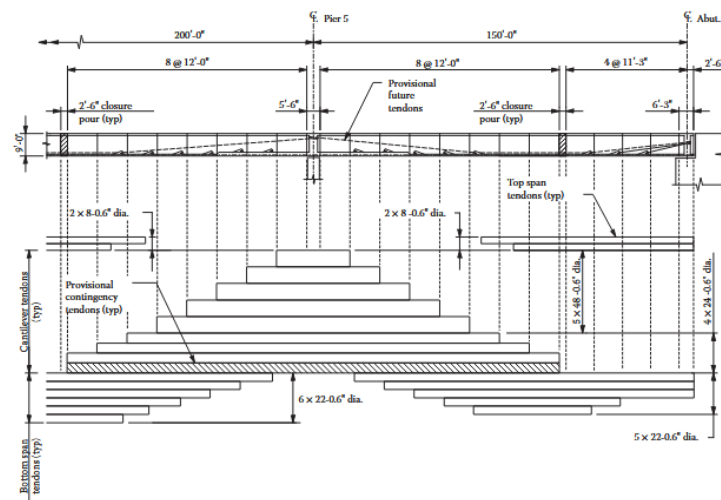


(b)





(c)

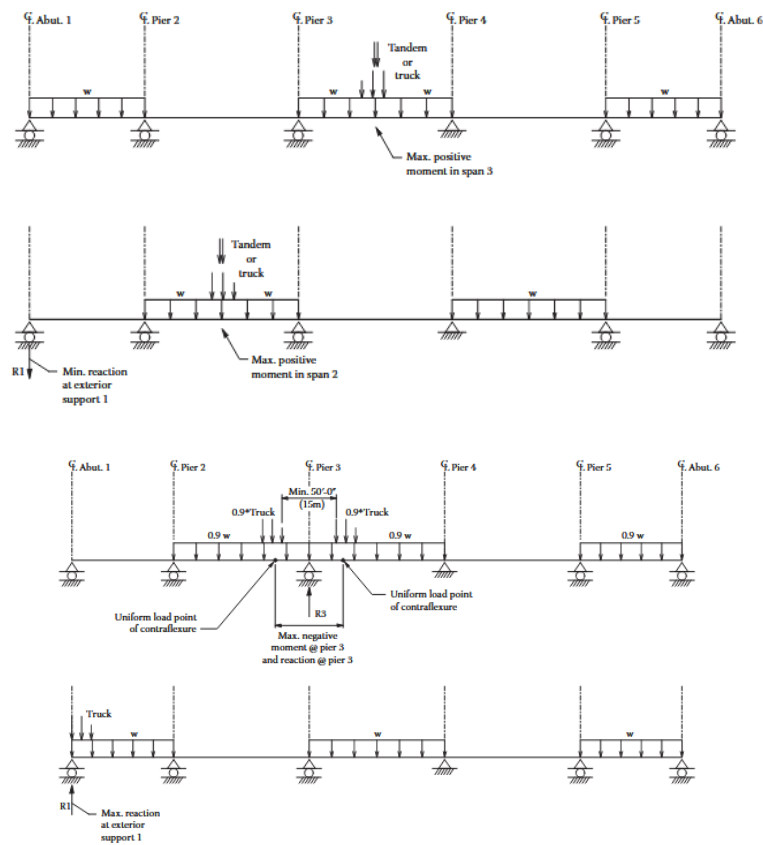


(d)

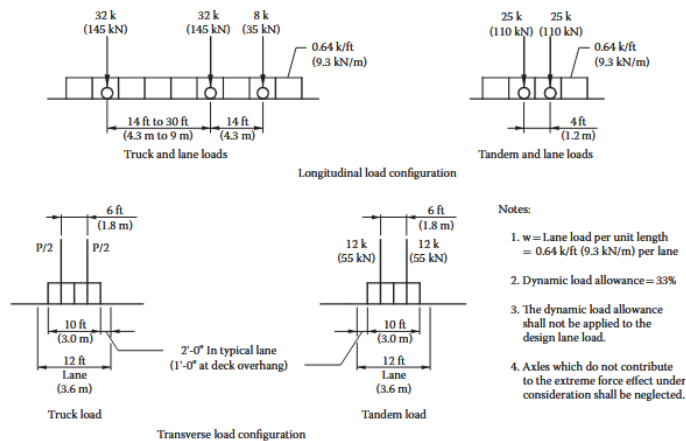
Gambar 3.56 Tata Letak Tendon Khas Untuk Konstruksi Jembatan Kantilever Yang Seimbang.

Kelonggaran beban dinamis (impaksi) sebesar 33% ditambahkan ke truk rancangan, tetapi tidak diperlukan untuk beban lajur rancangan. Faktor kehadiran ganda berkisar dari 1,2 untuk satu lajur hingga 0,85 untuk tiga lajur dan 0,65 untuk lebih dari tiga lajur. Contoh ini didasarkan pada tiga lajur, dan memiliki faktor kehadiran ganda sebesar 0,85. Penerapan beban hidup LRFD ditunjukkan pada Gambar 3.57 dan 3.58.





Gambar 3.57 Penerapan Beban Hidup Lrfd Pada Struktur Kontinu.



Gambar 3.58 Konfigurasi Beban Hidup Longitudinal Dan Transversal.

Efek Shear Lag

Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Desain dan Konstruksi Jembatan Beton Segmental, Edisi Pertama (AASHTO 1989a) mengadopsi ketentuan shear lag dari DIN 1075 (Kode Beton Jerman) menggunakan transisi linier sayap efektif. Namun, pada edisi kedua, ketentuan shear lag diubah menjadi fungsi langkah antara bentang dan daerah tumpuan. Berbeda dengan perubahan ini, Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRF, Edisi Ketiga (AASHTO 2004) mengadopsi ketentuan shear lag yang serupa dengan DIN 1075, seperti yang ditunjukkan pada



Pasal 4.6.2.6.2. Perbedaan antara kedua metode ini tidak signifikan, tetapi ketentuan shear lag LRFD dianggap lebih akurat.

Saat menentukan sifat penampang, umumnya diasumsikan bahwa shear lag berlaku untuk momen inersia dan lokasi sumbu netral penampang. Namun, luas penampang tetap didasarkan pada penampang bruto penuh, agar tidak melebihi-lebihkan komponen "P/A" dari tegangan pasca-tarik, di mana P = gaya efektif PT dan A = luas penampang bruto.

Lag geser merupakan fungsi dari sistem struktur pada saat sedang dipertimbangkan. Jika perangkat lunak yang digunakan memungkinkan, properti penampang dapat diubah dalam model konstruksi untuk mendekati kondisi statis sebenarnya di semua langkah antara. Akurasi tambahan ini mungkin tidak diperlukan untuk semua desain, tetapi dapat dievaluasi berdasarkan kasus per kasus.

Perhitungan efek lag geser berikut ini sesuai dengan pasal 4.6.2.6 dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (AASHTO 2012).

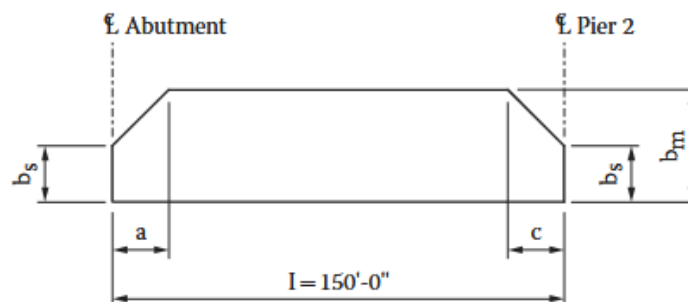
A. Struktur yang telah selesai

A.1- Bentang ujung (lihat Gambar 3.59) di mana

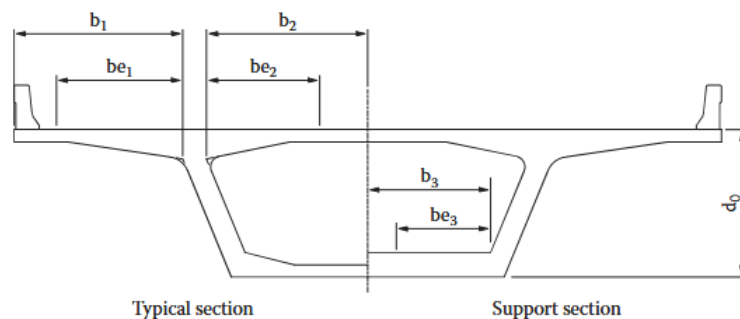
b = lebar sayap pada setiap sisi badan (Lihat Gambar 3.60)

$$b_1 = 10,37'$$

$$b_2 = 9,71'$$



Gambar 3.59 Diagram Lebar Flensa Efektif Bentang Akhir.



Gambar 3.60 Lebar Flensa Efektif Penampang Balok Kotak Tipikal.

$$b_3 = 7.34'$$

a = the largest of b , but not exceeding $0.25 \times l$

$$= 10.37' < 0.25 \times 150' = 37.5'$$

$$c = 0.1 \times l = 0.1(150') = 15'0''$$



$$l_1 = 0.8 \times l = 0.8(150') = 120'$$

| | b | b/l_i | b_s/b | b_m/b | b_{se} | b_{me} |
|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|
| b_1 | 10.37' | 0.086 | 0.8 | 1.0 | 8.3 | 10.37 |
| b_2 | 9.71' | 0.081 | 0.8 | 1.0 | 7.77 | 9.71 |
| b_3 | 7.34' | 0.061 | 1.0 | 1.00 | 7.34 | 7.34 |

Rasio b_s/b dan b_m/b diperoleh dari LRFD Gambar 4.6.2.6.2-2. Flensa efektif: b_{me} (tanpa reduksi)

$$b_{s1e} = 8,3'$$

$$b_{s2e} = 7,77'$$

$$b_{s3e} = 7,34' \text{ (tanpa reduksi)}$$

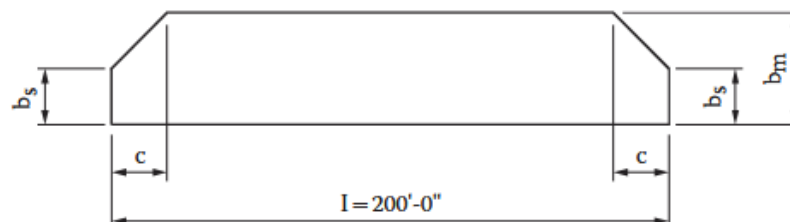
A.2-Bentang dalam (lihat Gambar 3.61)

dengan

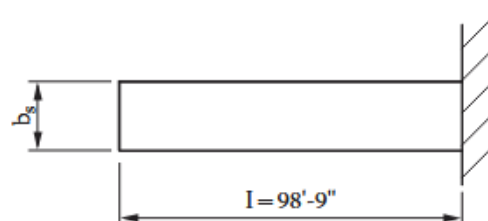
$$c = 0,1 \times l = 0,1 \times 200' = 20'$$

$$l_i = 0,6 \times l = 0,6 \times 200' = 120'$$

| | b | b/l_i | b_s/b | b_m/b | b_{se} | b_{me} |
|-------|--------|---------|---------|---------|----------|----------|
| b_1 | 10.37' | 0.086 | 0.8 | 1.0 | 8.3' | 10.37' |
| b_2 | 9.71' | 0.080 | 0.8 | 1.0 | 7.77' | 9.71' |
| b_3 | 7.34 | 0.060 | 1.0 | 1.00 | 7.34' | 7.34' |



Gambar 3.61 Diagram Lebar Sayap Efektif Bentang Dalam.



Gambar 3.62 Diagram Lebar Sayap Efektif Bentang Kantilever.

Flensa efektif: b_{me} (tanpa reduksi)

$$b_{s1e} = 8,3'$$

$$b_{s2e} = 7,77'$$



$$b_{s3e} = 7,34' \text{ (tanpa reduksi)}$$

| | b | b/l_i | b_s/b | b_{se} |
|-------|--------|---------|---------|----------|
| b_1 | 10.37' | 0.07 | 0.75 | 7.77' |
| b_2 | 9.71' | 0.07 | 0.75 | 7.28' |
| b_3 | 7.34 | 0.05 | 1.00 | 7.34' |

B. Selama konstruksi

B.1- Kantilever (lihat Gambar 3.62)

di mana $l_i = 1,5 \times l = 1,5 \times 98,75 = 148,125'$

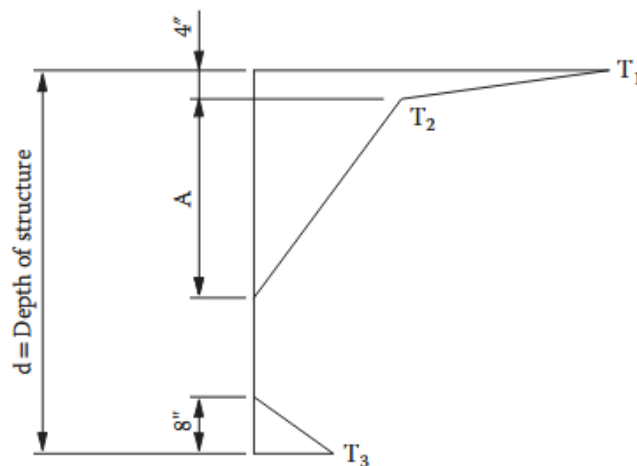
Flensa efektif: $b_{s1e} = 7,77'$

$b_{s2e} = 7,28'$

$b_{s3e} = 7,34'$ (tanpa reduksi)

Beban Suhu

Beban suhu untuk bangunan atas terdiri dari perubahan suhu yang seragam serta gradien suhu. Perubahan suhu yang seragam pada bangunan atas didefinisikan sebagai pemanasan atau pendinginan seluruh penampang pada laju yang sama. Sebaliknya, gradien suhu didefinisikan sebagai perubahan suhu vertikal dari atas ke bawah kotak. Gradien suhu positif dihasilkan dari pemanasan matahari pada permukaan dek dan akan menyebabkan suhu yang lebih tinggi di dek atas. Gradien suhu negatif dihasilkan dari pendinginan beton dek yang cepat, sementara suhu tanah mungkin relatif tidak berubah dibandingkan kondisi siang hari. Gradien yang disebutkan di atas bervariasi secara nonlinier terhadap kedalaman struktur atas, sehingga memerlukan metode analisis yang cukup rumit untuk menentukan tegangan yang dihasilkan. Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (Pasal 3.12.3) mengadopsi profil gradien suhu (lihat Gambar 3.63) yang berbeda dari yang digunakan oleh Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Efek Termal pada Struktur Atas Jembatan Beton (AASHTO 1989b), yang merupakan versi singkat dari Laporan NCHRP 276.



Positive vertical temperature gradient



| Temperature | | |
|-------------|-----------------------|-----------------------|
| Zone | T ₁ (DegF) | T ₂ (DegF) |
| 1 | 54 | 14 |
| 2 | 46 | 12 |
| 3 | 41 | 11 |
| 4 | 38 | 9 |

Catatan:

1. T₃ = 0 atau T ≤ 5 derajat Fahrenheit
2. A = 1' - 0'' untuk d ≥ 1' - 4'' A = 4' untuk d < 1' - 4''
3. Untuk gradien suhu vertikal negatif, kalikan T dengan -0,30 untuk beton polos dan -0,20 untuk dek dengan lapisan aspal.

Gambar 3.63 Profil Gradien Suhu Vertikal Untuk Jembatan.

Baik suhu seragam maupun gradien suhu disertakan dalam kombinasi beban kondisi batas layanan. Gradien suhu dapat dikurangi hingga 50% jika terdapat beban hidup dalam kombinasi beban layanan. Hanya untuk desain jembatan segmental, kombinasi beban khusus (Persamaan LRFD 3.4.1-2) untuk kondisi layanan harus diperiksa. Kombinasi beban ini tidak memiliki beban hidup; oleh karena itu, 100% gradien suhu disertakan. Secara umum, kombinasi beban ini mengendalikan jembatan beton segmental di mana efek gaya beban hidup kecil. Dalam contoh ini, area tersebut terjadi pada tuangan penutup di bagian atas kotak. Harap dicatat, untuk suhu seragam, gunakan faktor beban 1,0 saat memeriksa tegangan, dan 1,2 untuk deformasi struktural. Faktor 1,2 akan memastikan bahwa bantalan dan sambungan ekspansi tidak berada di bawah desain.

Gradien suhu tidak disertakan dalam kombinasi beban kondisi batas kekuatan, sementara suhu seragam disertakan. Dua faktor beban ditetapkan untuk suhu seragam dalam kondisi batas kekuatan. Faktor 0,5 digunakan untuk perhitungan kapasitas kekuatan dan 1,2 untuk deformasi struktural.

Efek Bergantung Waktu

Rakit dan susut beton, termasuk relaksasi baja prategang, umumnya disebut sebagai efek jangka panjang bergantung waktu. Efek-efek ini merupakan faktor penting yang perlu dipertimbangkan dalam desain jembatan segmental (lihat Gambar 3.64). Deformasi nonlinier bergantung waktu mengakibatkan redistribusi gaya akibat perubahan sistem statis selama konstruksi, dan berlanjut hingga hari ke-10.000 ketika efek jangka panjang dianggap berkurang (lihat Gambar 3.65).

Susut, yang menyebabkan pemendekan beton akibat dehidrasi, tidak bergantung pada tegangan (beban yang diberikan). Rakit merupakan akibat dari deformasi beton di bawah tegangan permanen (beban) di samping deformasi elastis.

Redistribusi gaya penampang akibat perubahan sistem statis dan efek rangkai dapat diperkirakan dengan persamaan Dischinger:

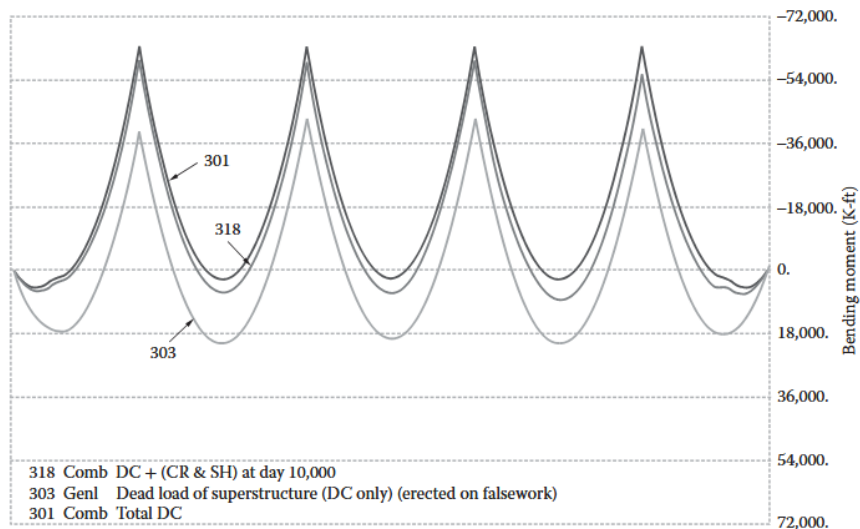
$$M_f = M_{II} + (M_I - M_{II})e^{-\phi}$$



di mana

M_f = Momen akhir pada hari ke-10.000

M_I = Momen yang dibangun pada akhir konstruksi



Gambar 3.64 Momen Akhir Yang Ditumpangkan (Diagram 318), Momen (Diagram 301) Dan Momen Yang Dibangun Pada Pekerjaan Palsu (Diagram 303).



Gambar 3.65 Perkembangan Momen Lentur Bergantung Waktu Akibat Rangkak Dan Susut Dari Akhir Konstruksi (Diagram 312) Hingga Hari Ke-10.000 (Diagram 310).

M_{II} = Momen dengan asumsi jembatan dibangun di atas pekerjaan yang salah

ϕ = Koefisien rangkak

M_{CR} = Momen akibat efek rangkak



Persamaan di atas dapat ditulis ulang untuk mendapatkan M_{cr} akibat efek rangkai: $M_{cr} = (1 - e^{-\phi})(M_{II} - M_I)$.

Relaksasi baja adalah hilangnya tegangan pada baja prategang dengan panjang dan suhu konstan selama periode waktu tertentu. Untuk mencegah hilangnya relaksasi yang berlebihan pada jembatan segmental, digunakan untai relaksasi rendah. Untai relaksasi rendah memenuhi persyaratan Standar ASTM bahwa kehilangan relaksasi setelah 1000 jam di bawah suhu 70°F tidak lebih dari 2,5% ketika awalnya diberi tekanan hingga 70% kekuatan tarik ultimit terjamin (GUTS) dan tidak lebih dari 3,5% ketika diberi tekanan hingga 80% GUTS.

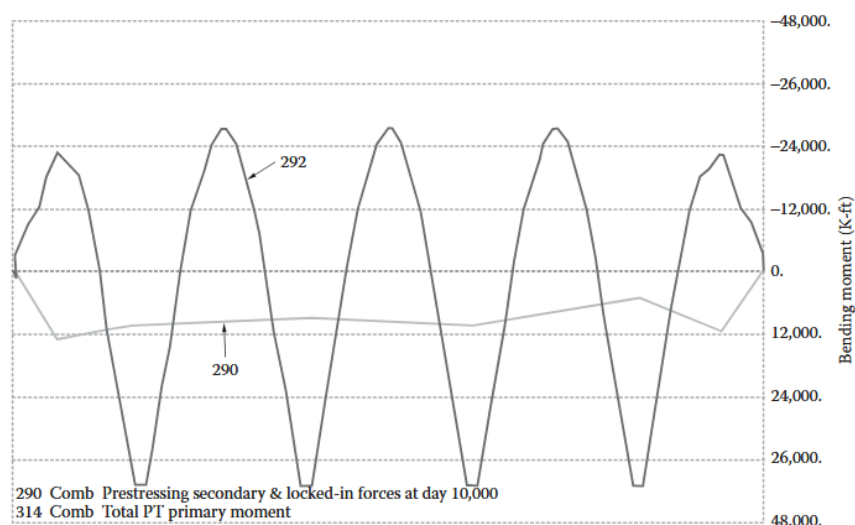
Meskipun Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD memperbolehkan evaluasi efek rangkai dan susut menggunakan ketentuan Kode Model CEB-FIP atau ACI 209, untuk desain jembatan segmental, ketentuan Kode Model CEB-FIP umumnya digunakan. Contoh desain ini menggunakan Kode Model CEB-FIP 1990.

Gaya Sekunder

Gaya sekunder adalah gaya internal yang dihasilkan sebagai akibat dari deformasi yang diterapkan atau beban yang diberikan pada sistem statis tak tentu. Beberapa gaya sekunder yang dikenal dalam desain jembatan segmental adalah sebagai berikut:

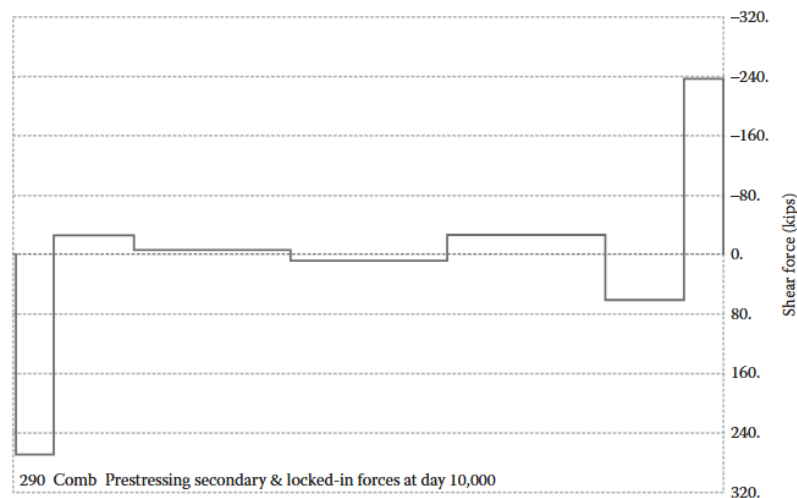
- Gaya sekunder akibat posttensioning primer (lihat Gambar 3.66 dan 3.67)
- Gaya sekunder akibat proses konstruksi seperti gaya terkunci (lihat Gambar 3.66 dan 3.67)
- Gaya sekunder akibat efek rangkai dan susut
- Gaya sekunder akibat beban temperatur (temperatur seragam dan gradien)
- Gaya sekunder akibat penurunan tumpuan

Semua gaya sekunder di atas termasuk dalam kombinasi beban batas layanan tanpa terkecuali. Namun, penyertaan berbagai jenis gaya sekunder dalam kombinasi beban batas kekuatan dapat berbeda-beda di setiap kode.



Gambar 3.66 Tumpangan Momen Primer Pt (292) Dan Momen Sekunder Serta Gaya Terkunci (290) Pada Hari Ke 10.000.





Gambar 3.67 Pt Gaya Geser Sekunder Dan Terkunci Pada Hari Ke-10.000.

Berdasarkan AASHTO LRFD Edisi ke-6 (2012), gaya terkunci (EL) dipisahkan dari gaya sekunder prategang (PS), tidak seperti pada edisi sebelumnya. Untuk kombinasi beban batas kekuatan, baik EL maupun PS memiliki faktor beban 1,0, sedangkan beban mati (DC) memiliki faktor beban 0,9 (minimum) dan 1,2 (maksimum). Pada sebagian besar perangkat lunak jembatan segmental, beban mati tidak dibedakan dari gaya terkunci. Karena banyaknya tahapan konstruksi selama proses ereksi, dimungkinkan untuk mengumpulkan sejumlah besar kasus beban mati dan kasus beban gaya terkunci. Setelah proses konstruksi selesai, penelusuran balik untuk memisahkan kasus beban mati dari kasus beban terkunci menciptakan pembukuan yang rumit, dan hanya memberikan sedikit manfaat bagi hasil akhir. Faktor beban EL harus mengikuti DC, karena faktor beban ini memodifikasi gaya desain akhir akibat banyaknya tahapan konstruksi, tidak seperti jenis struktur lain seperti baja.

Gaya sekunder akibat gradien suhu tidak termasuk dalam kombinasi beban batas kekuatan, sementara gaya sekunder penurunan tumpuan harus dipertimbangkan berdasarkan spesifikasi proyek. Gaya sekunder suhu seragam, termasuk efek rangkai dan susut, termasuk dalam kombinasi beban batas kekuatan dengan faktor beban 0,5.

Ringkasan Gaya Desain

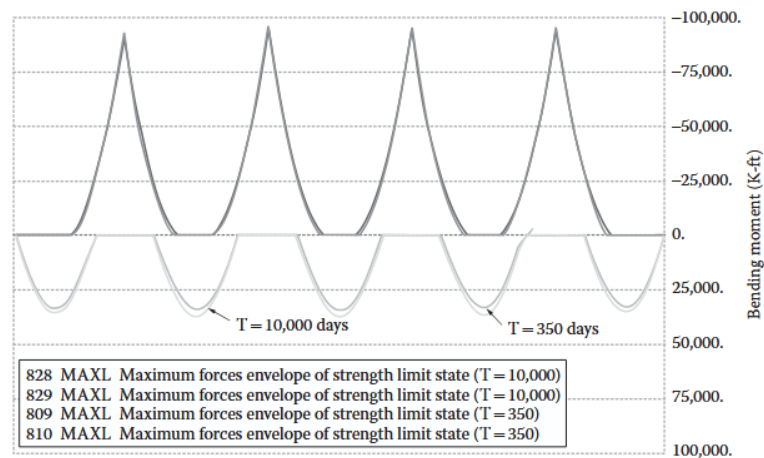
Ringkasan semua gaya desain disajikan dalam bentuk amplop gaya desain maksimum seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.68 dan 3.69.

Desain Batas Layanan

Desain batas layanan struktur atas memerlukan pemeriksaan tegangan untuk tiga kombinasi beban. Kombinasi ini terdiri dari Batas Layanan I, Batas Layanan III, dan kasus beban khusus untuk jembatan segmental. Kondisi Batas Layanan III memungkinkan evaluasi tegangan menggunakan faktor beban hidup 0,8, sementara Kondisi Batas Layanan I memeriksa kompresi dengan faktor beban hidup 1,0. Kombinasi ketiga kondisi batas ini akan menghasilkan gradien suhu nonlinier. Untuk Kondisi Batas Layanan I dan III, yang menggunakan pengaruh beban hidup maksimum, LRFD merekomendasikan faktor 0,5 untuk gradien suhu, bukan data spesifik proyek. Untuk kasus beban khusus yang berlaku pada jembatan segmental, gradien suhu

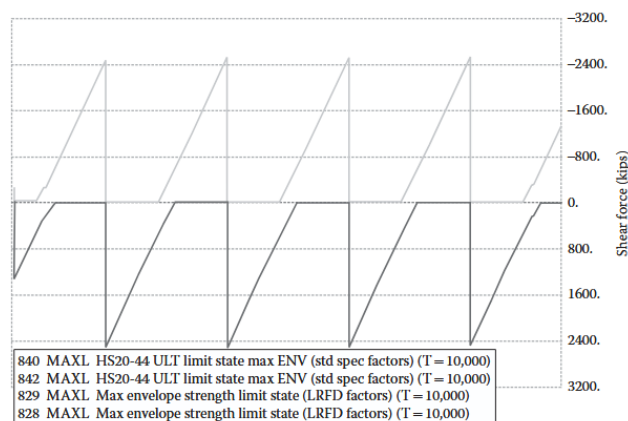


menerima faktor beban 1,0, karena beban hidup tidak diperhitungkan. Untuk deskripsi kasus beban ini, lihat Persamaan LRFD 3.4.1-2.



Gambar 3.68 Selubung Momen Lentur Maksimum Untuk Kombinasi Beban Pada Kondisi Batas Kekuatan.

Penting untuk dicatat bahwa, meskipun kasus beban khusus mungkin tidak mengendalikan lokasi dengan jumlah pasca-tarik yang besar, kasus ini memang dapat mengendalikan lokasi dengan efek beban hidup yang kecil atau di lokasi di luar zona tarik pra-kompresi. Lokasi tersebut untuk contoh ini mencakup tarikan di bagian atas tuangan penutup dan kompresi di bagian atas kotak pada lokasi pilar. Untuk contoh ini, tendon ditambahkan di bagian atas kotak yang melintasi tuangan penutup untuk mengimbangi tarikan yang dihasilkan oleh bagian bawah kotak yang lebih hangat daripada bagian atas.



Gambar 3.69 Selubung Gaya Geser Maksimum Untuk Kombinasi Beban Pada Kondisi Batas Kekuatan.

Pemeriksaan Tegangan Tarik Utama

Untuk mengendalikan retak tarik diagonal yang berkembang pada badan jembatan yang berdekatan dengan tumpuan pilar pada kombinasi beban batas layanan untuk geser dan



torsi, tegangan tarik utama harus diperiksa. Tegangan dihitung menggunakan lingkaran Mohr untuk menentukan tegangan utama (lihat Gambar 3.70). Jika kapasitas tarik beton yang diizinkan terlampaui, retak tarik diagonal dapat diantisipasi. Biasanya, tegangan tarik utama maksimum dibatasi dari $3\sqrt{f'_c}$ hingga $4\sqrt{f'_c}$ (psi). AASHTO LRFD membatasi tegangan tarik utama hingga nilai maksimum $3.5\sqrt{f'_c}$ (psi) pada beban layanan (Tabel 5.9.4.1.2-1 dan 5.9.4.2.2-1) dan $4\sqrt{f'_c}$ (psi) selama konstruksi (Tabel 4.14.2.3.3-1) untuk jembatan segmental. Meskipun pemeriksaan ini hanya diperlukan pada sumbu netral badan jembatan, disarankan untuk menyelidiki lokasi antarmuka pelat atas dan badan jembatan juga. Untuk contoh ini, tegangan $3.5\sqrt{f'_c}$ digunakan sebagai nilai maksimum yang diizinkan pada beban layanan.

Karena tegangan utama merupakan fungsi dari tegangan longitudinal, vertikal, dan geser, maka perlu untuk menentukan momen bersamaan untuk geser beban hidup maksimum. Perlu dicatat bahwa tegangan utama yang tinggi umumnya terjadi di lokasi pilar interior, dan momen beban hidup HL-93 yang berkaitan dengan geser sebaiknya hanya menggunakan satu truk, bukan dua, seperti yang digunakan dalam menghitung momen negatif pada pilar interior. Beban hidup juga memiliki faktor beban 0,8 yang serupa dengan Keadaan Batas Layanan III atau praktis mustahil untuk memenuhi tegangan utama saat serat terluar berada dalam kondisi tarik.

Tegangan utama maksimum dalam contoh ini terjadi di dekat pilar interior di bagian atas badan untuk kondisi akhir. Dari analisis pada penampang kritis, tegangan tarik utama maksimum adalah sekitar $4.5\sqrt{f'_c}$; lebih besar dari batas yang telah dibahas sebelumnya. Untuk contoh khusus ini, batang pasca-tarik vertikal digunakan untuk mengontrol tegangan tarik utama. Perhitungan menunjukkan bahwa tiga batang berdiameter $1\frac{1}{4}$ " diperlukan pada setiap badan baja untuk mengurangi tegangan utama ke nilai yang dapat diterima (lihat Gambar 3.71). Tegangan berlebih juga dapat diatasi dengan memodifikasi penampang (ketebalan badan baja) atau menambahkan tegangan tekan longitudinal (strand tambahan). Solusi yang disajikan dianggap dapat diterima karena hanya sejumlah kecil segmen yang memerlukan posttensioning vertikal. Grafik tegangan utama sebelum penambahan batang posttensioning vertikal dapat dilihat pada Gambar 3.72. Pemeriksaan tegangan tarik utama

$$v = \frac{VQ}{Ib}$$

di mana

V = Gaya geser vertikal

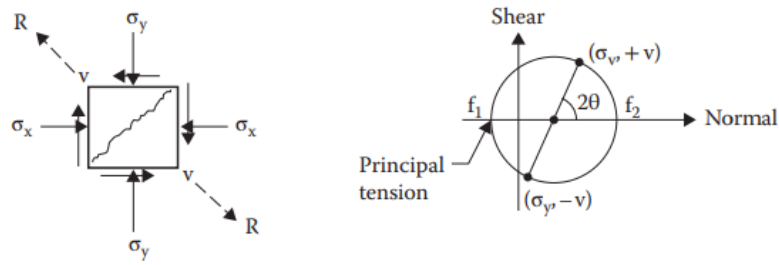
Q = Momen pertama suatu luas terhadap CG penampang

I = Momen inersia terhadap CG penampang

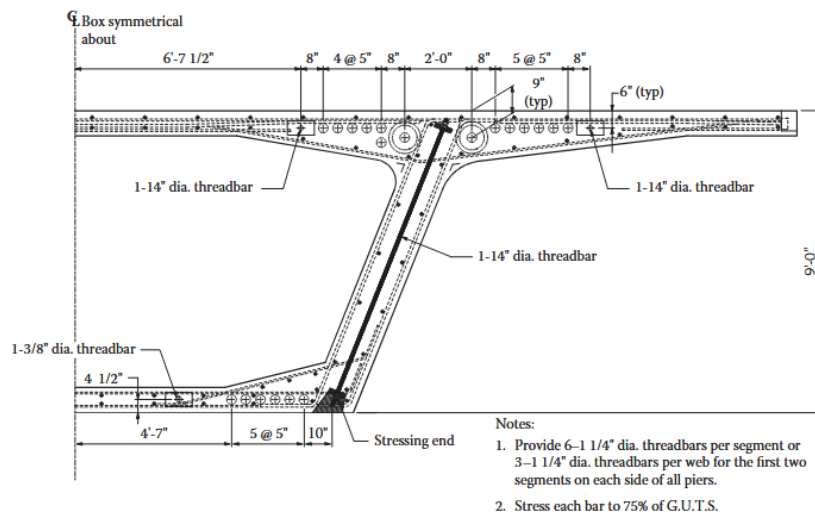
b = Ketebalan badan tegak lurus

$$f_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2}\sqrt{4v^2 + (\sigma_x - \sigma_y)^2}$$

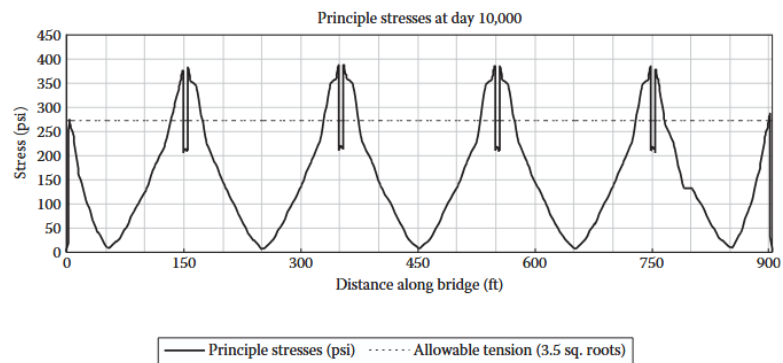




Gambar 3.70 Tegangan Utama Dan Lingkaran Mohr.



Gambar 3.71 Batang PT Vertikal Di Web.



Gambar 3.72 Tegangan Tarik Utama Pada Kombinasi Beban Batas Layanan Di Sepanjang Jembatan.

di mana tegangan tekan bernilai positif

Untuk $\sigma_y = 0$: (pada penampang di mana tidak terdapat posttensioning badan vertikal)

$$V_a = \sqrt{f_a \times (f_a + f)}$$

di mana

f_a = Tegangan utama yang diijinkan



f = Tegangan tekan pada level web yang diteliti

Pemeriksaan Kekuatan Lentur

Setelah tegangan layan terpenuhi pada struktur atas, kondisi batas kekuatan lentur harus diperiksa. Untuk sebagian besar kasus struktur atas, Kondisi Batas Kekuatan I adalah satu-satunya kombinasi beban yang perlu dipertimbangkan. Namun, untuk bentang yang lebih panjang dengan rasio beban mati terhadap beban hidup yang besar, Kondisi Batas Kekuatan IV dapat menjadi faktor kontrol. Untuk contoh ini, besarnya efek gaya beban hidup lebih besar dari selisih 25% pada beban mati komponen struktural. Oleh karena itu, Kondisi Batas Kekuatan IV tidak akan menjadi faktor kontrol.

Faktor beban untuk penurunan tumpuan dan gradien suhu tidak disediakan oleh LRFD; faktor-faktor tersebut akan ditentukan berdasarkan spesifikasi proyek. Sebagai pengganti data spesifik proyek, LRFD merekomendasikan penggunaan faktor beban 0,0 untuk gradien suhu. Terkait gradien suhu, beban yang diberikan merupakan hasil dari deformasi terkekang dan akan hilang jika tulangan mulai luluh pada titik ultimit. Karena hal ini, gradien suhu tidak dipertimbangkan dalam kondisi batas kekuatan. Penurunan tumpuan juga tidak dipertimbangkan dalam contoh ini. Spesifikasi LRFD, Pasal 5.7.3.3.2, mensyaratkan tulangan minimum untuk mencegah kegagalan getas lentur, terutama pada gelagar yang lebih dalam di mana tulangan lentur yang dibutuhkan sangat sedikit.

Desain Geser dan Torsi

Prosedur Desain Umum Geser dan Torsi LRFD AASHTO

Teori medan kompresi termodifikasi (MCFT) dikembangkan oleh Collins dan Mitchell di Kanada. MCFT untuk desain geser dan torsi diadopsi pertama kali oleh Ontario Highway Bridge Design Code pada tahun 1991. Spesifikasi Desain Jembatan LRFD AASHTO (AASHTO 2012) juga mengadopsi metode baru desain geser dan torsi, selain Spesifikasi Panduan ACI dan AASHTO tradisional untuk persamaan empiris jembatan segmental. Tidak seperti persamaan empiris sebelumnya, MCFT merupakan pendekatan rasional yang memberikan signifikansi fisik pada parameter yang dihitung. MCFT didasarkan pada rangka batang sudut variabel, bukan model rangka batang 45°. Berkat model rangka ini, tulangan longitudinal menjadi elemen penting dalam desain geser. Sebelum AASHTO LRFD Interim 2008, prosedur umum untuk kontribusi kapasitas geser beton memerlukan iterasi untuk menentukan parameter α dan θ . Saat ini, AASHTO menyediakan ekspresi aljabar noniteratif. Prosedur iteratif telah dipindahkan ke Lampiran B5 dan dapat diterima sebagai alternatif Prosedur Umum Bagian 5.8.3.4.2. AASHTO LRFD juga memungkinkan V_c dihitung menggunakan prosedur yang disederhanakan sesuai Bagian 5.8.3.4.3 yang kompatibel dengan Kode ACI 318-05 dan Spesifikasi Standar AASHTO. Untuk jembatan girder kotak segmental, prosedur desain geser dan torsi pada Bagian 5.8.6 dapat diterapkan sebagai pengganti Bagian 5.8.3.

Penampang yang Hanya Mengalami Geser

Pada balok kotak, tegangan akibat geser dan torsi bersifat aditif pada satu sisi badan dan saling berlawanan pada sisi lainnya. Oleh karena itu, tulangan badan melintang akhir harus didasarkan pada penjumlahan tulangan akibat geser dan torsi.



Biasanya, pembebanan yang menghasilkan geser maksimum tidak sama dengan pembebanan yang menghasilkan torsi maksimum. Oleh karena itu, perancangan berdasarkan geser maksimum dan torsi maksimum adalah konservatif. Namun, perancangan dengan menggunakan geser maksimum beserta torsi terkaitnya dan torsi maksimum beserta geser terkaitnya sudah cukup. Untuk perancangan geser, hubungan dasar berikut harus dipenuhi pada setiap penampang:

$$V_u \leq \phi V_n$$

di mana

V_n ditentukan sebagai yang lebih kecil dari

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (\text{LRFD 5.8.3.3-1})$$

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p \quad (\text{LRFD 5.8.3.3-1})$$

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (\text{LRFD 5.8.3.3-3})$$

Nilai β pada suatu penampang diperoleh dari persamaan:

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} \quad (\text{LRFD 5.8.3.4.2-1})$$

di mana β adalah faktor yang menunjukkan kemampuan beton retak diagonal untuk mentransmisikan tarik dan geser, dan ϵ_s adalah regangan tarik longitudinal netto pada penampang di titik pusat tulangan tarik. Regangan tarik ϵ_s dapat ditentukan dengan persamaan:

$$\epsilon_s = \frac{M_u/d_v + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (\text{LRFD 5.8.3.4.2-4})$$

Kontribusi tulangan melintang dihitung menggunakan persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (\text{LRFD 5.8.3.3-4})$$

di mana α adalah sudut kemiringan tulangan melintang dan θ adalah sudut kemiringan tegangan tekan diagonal sebagaimana ditentukan oleh persamaan:

$$\theta = 29 + 3500\epsilon_s \quad (\text{LRFD 5.8.3.4.2-3})$$



Tulangan Longitudinal

Salah satu prinsip dasar teori medan tekan termodifikasi adalah pengakuan bahwa geser menyebabkan tarikan pada baja longitudinal. Pada setiap penampang balok yang tidak mengalami torsi, kapasitas tulangan longitudinal harus diperiksa kecukupannya. Hubungan ini dinyatakan sebagai berikut:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left[\frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0.5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\frac{|V_u - V_p|}{\phi_v} - 0.5 V_s \right) \cot \theta \right] \quad (\text{LRFD 5.8.3.5-1})$$

Penampang yang Mengalami Kombinasi Geser dan Torsi

Untuk penampang yang mengalami kombinasi geser dan torsi, lihat Pasal 5.8.3.6. Regangan harus dihitung dengan mempertimbangkan kombinasi efek-efek ini. Tegangan geser, tulangan longitudinal, dan luas tulangan geser juga harus dimodifikasi.

Prosedur Desain Geser dan Torsi AASHTO untuk Jembatan Girder Kotak Segmental

Lihat Pasal 5.8.6 LRFD. Tahanan geser nominal adalah jumlah aljabar dari komponen-komponen yang berkontribusi:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Pada bagian-bagian di mana pengaruh torsi dapat diabaikan, resistansi geser nominal dibatasi pada

$$V_n = 0.379 \sqrt{f'_c} b_v d \quad (\text{LRFD 5.8.6.5-2})$$

Geser yang diberikan oleh bagian beton ditentukan sebagai berikut:

$$V_c = 0.0632 K \sqrt{f'_c} b_o d \quad (\text{LRFD 5.8.6.5-3})$$

di mana K adalah parameter variabel tegangan yang dinyatakan dengan persamaan:

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.0632 \sqrt{f'_c}}} \leq 2.0 \quad (\text{LRFD 5.8.6.3-3})$$

di mana

f_{pc} = Tegangan tekan pada beton setelah memperhitungkan semua kehilangan prategang pada pusat penampang yang menahan geser

f'_c = Kekuatan beton yang ditentukan

Geser yang dihasilkan oleh tulangan transversal ditentukan dari persamaan:

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad (\text{LRFD 5.8.6.5-4})$$



A_v = Luas tulangan transversal dalam jarak s (in^2)

Efek torsi diselidiki pada penampang di mana momen torsi terfaktor pada penampang lebih besar daripada momen retak torsi:

$$T_u \geq \phi T_{cr} \quad (\text{LRFD 5.8.6.3-1})$$

di mana

T_u = Momen torsi terfaktor (kip-ft)

T_{cr} = Momen retak torsi (kip-ft)

Momen retak torsi T_{cr} diberikan oleh persamaan:

$$T_{cr} = 0.0632K\sqrt{f'_c}2A_o b_e \quad (\text{LRFD 5.8.6.3-2})$$

di mana

A_o = Luas yang dibatasi oleh jalur aliran geser (in^2)

b_e = Lebar badan atau sayap aliran geser efektif minimum untuk menahan tegangan torsi (in^2)

Jika efek torsi dipertimbangkan, tulangan longitudinal dan transversal harus memenuhi kondisi berikut:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (\text{LRFD 5.8.6.4-1})$$

di mana T_n adalah tahanan torsi nominal tulangan melintang yang dihitung sebagai berikut:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f}{s} \quad (\text{LRFD 5.8.6.4-2})$$

Tulangan longitudinal harus memenuhi:

$$A_l = \frac{T_n p_h}{2A_o f_y} \quad (\text{LRFD 5.8.6.4-3})$$

di mana

A_l = Total tulangan longitudinal tambahan yang diperlukan untuk torsi (in^2)

p_h = Keliling tulangan transversal tertutup kontinu terluar di garis tengah (in). Selain itu, penampang diukur untuk memenuhi:

$$\left(\frac{V_u}{b_v d} + \frac{T_u}{2A_o b_e} \right) \leq 0.474\sqrt{f'_c} \quad (\text{LRFD 5.8.6.5-5})$$

Contoh Desain (Menggunakan Teori Medan Kompresi Termodifikasi LRFD)

3.6.12.2.1.1 Nomor Node: 41 (Pada Penampang Geser Kritis)

Momen ultimit: $M_u = 82.091$ kip-ft (momen negatif, pelat bawah dalam keadaan tekan)



$$V_u = 2,391 \text{ kip}$$

$\phi = 0,90$ untuk geser

Tahanan geser nominal:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Atau

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

di mana

$f'_c = 6$ ksi, kuat tekan beton

$b_v = 32$ in, lebar badan efektif

$d_v = 108 - 6 - 17.1/2 = 93.4$ in = 7.79 ft > Max{0.9(108 - 6), 0.72 × 108},

kedalaman geser efektif

$$V_p = 0$$

$$V_n = 0.25 \times 6 \times 32 \times 93.4 = 4,483 \text{ kip}$$

$$V_n = 4,483 \text{ kip} > V_u/\phi = 2,391/0.9 = 2,657 \text{ kip}$$

Dimensi penampang melintang sudah memadai.

Kontribusi konkret:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_v d_v$$

Kontribusi tulangan transversal:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

di mana

β = faktor yang menunjukkan kemampuan beton retak diagonal untuk menyalurkan tegangan

θ = sudut kemiringan tegangan tekan diagonal

Langkah 1: Hitung regangan tarik longitudinal netto pada penampang di titik berat tulangan tarik:

$$\epsilon_s = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + |V_u| - |V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} = \frac{\frac{82,091}{7.79} + 2,391 - 67.7 \times 189}{28,500 \times 67.7}$$



$$= \frac{133.7}{1,929,450} = 0.00007$$

Langkah 2: Hitung nilai β :

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\varepsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750 \times 0.00007} = 4.53$$

Langkah 3: Hitung nilai θ :

$$\theta = 29 + 3,500\varepsilon_s = 29 + 3,500 \times 0.00007 = 29.24^\circ$$

Langkah 4: Hitung kontribusi baja beton V_c :

$$\begin{aligned} V_c &= 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \\ &= 0.0316 \times 4.53\sqrt{6} \times 32 \times 93.4 = 1,048 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c = V_u/\phi - V_c \\ &= 2,391/0.9 - 1,048 = 1,609 \text{ kip} = 805 \text{ kip/web} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y d_v \cot \theta} \\ &= \frac{805}{60 \times 93.4 \times \cot 29.24^\circ} = 0.08 \text{ in}^2/\text{in} = 0.96 \text{ in}^2/\text{ft} \end{aligned}$$

Gunakan batang ganda #6 pada jarak tengah 9" per web Rata-rata $A_v = 1.17\text{in}^2/\text{kaki}$

3.6.12.2.1.2 Tulangan Longitudinal Untuk penampang yang tidak mengalami torsi, tulangan longitudinal harus memenuhi:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{1}{d_v \phi} \left[\frac{M_u}{\phi} + 0.5 \frac{N_u}{\phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5V_s - V_p \right) \cot \theta \right] \quad (\text{LRFD 5.8.3.5-1})$$

$\phi = 0.95$ for flexure; (Table 5.5.4.2.2-1)

$\phi = 0.90$ for shear; (Table 5.5.4.2.2-1)

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 0 \times 0 + 67.7 \times 253 = 17,136 \text{ kip}$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s} = \frac{2 \times 0.44 \times 60 \times 93.4 \times \cot(29.24)}{9} \times 2 = 1,958 \text{ kip}$$



$$\begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v \phi} + 0.5 \frac{N_u}{\phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5V_s - V_p \right) \cot \theta \\ &= \frac{82,091}{7.79 \times 0.95} + 0 + \left(\frac{2,391}{0.90} - 0.5 \times 1,958 - 0 \right) \cot 29.24^\circ \\ &= 13,909 \text{ kip} \end{aligned}$$

Oleh karena itu, kondisi (5.8.3.5-1) terpenuhi.

3.6.12.2.1.3 Nomor Node: 29 (Pada Penampang 60 Kaki dari Muka Diafragma) Momen ultimit:
 $M_u = 20.816 \text{ kip-ft}$ (momen positif, pelat atas dalam keadaan tekan)

$$V_u = 1,087 \text{ kip}$$

$$\phi = 0,90$$

Resistensi geser nominal:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Atau

$$V_n = 0.25f'_c b_v d_v + V_p$$

di mana

$f'_c = 6 \text{ ksi}$, kuat tekan beton

$b_v = 32 \text{ in}$, lebar web efektif

$d_v = 108 - 5 - 2.6/2 = 101.7 \text{ in} = 8.48 \text{ ft} > \text{Max}\{0.9(108 - 5), 0.72 \times 108\}$, kedalaman geser efektif;

$$V_p = 0$$

$$V_n = 0.25 \times 6 \times 32 \times 101.7 = 4,882 \text{ kip}$$

$$V_n = 4,882 \text{ kip} > V_u/\phi = 1,087/0.9 = 1,208 \text{ kip}$$

Dimensi penampang cukup Kontribusi beton:

$$V_c = 0.0316\beta\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

Kontribusi tulangan transversal:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$



di mana

β = Faktor yang menunjukkan kemampuan beton retak diagonal untuk menyalurkan tegangan

θ = Sudut kemiringan tegangan tekan diagonal

Langkah 1: Hitung regangan tarik longitudinal netto pada penampang di titik berat tulangan tarik:

$$\begin{aligned}\epsilon_s &= \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0.5N_u + |V_u| - |V_p| - A_{ps}f_{po}}{E_sA_s + E_pA_{ps}} = \frac{\frac{20,816}{8.48} + 1,087 - 19.1 \times 189}{28,500 \times 19.1} \\ &= \frac{-68.2}{544,350} = -0.00013 \rightarrow \epsilon_s = 0\end{aligned}$$

Langkah 2: Hitung nilai β :

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} = \frac{4.8}{1 + 750 \times 0.0} = 4.8$$

Langkah 3: Hitung nilai θ :

$$\theta = 29 + 3,500\epsilon_s = 29 + 3,500 \times 0.0 = 29.0^\circ$$

Langkah 4: Hitung kontribusi baja beton V_c :

$$\begin{aligned}V_c &= 0.0316\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v \\ &= 0.0316 \times 4.8\sqrt{6} \times 32 \times 101.7 = 1,209 \text{ kip}\end{aligned}$$

$$V_u/\phi = 1,087/0.9 = 1,207 \text{ kip} \approx V_c$$

Tulangan minimum $A_v = 0.0316\sqrt{f'_c}b_v\frac{s}{f_y} = 0.0316\sqrt{6} \times 16 \times \frac{12}{60} = 0.248 \text{ in}^2/\text{ft}$

Secara konservatif, gunakan tulangan ganda #5 pada jarak tengah 18 inci $A_v = 0,413 \text{ in}^2/\text{kaki}$

$$V_s = \frac{A_vf_yd_v \cot \theta}{s} = \frac{2 \times 0.413 \times 60 \times 101.7 \times \cot 29^\circ}{12} \times 2 = 1,515.5 \text{ kip}$$

3.6.12.2.1.4 Tulangan Longitudinal Untuk penampang yang tidak mengalami torsi, tulangan longitudinal harus memenuhi:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{1}{d_v \phi} \left[\frac{M_u}{\phi} + 0.5 \frac{N_u}{\phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5 V_s - V_p \right) \cot \theta \right] \quad (\text{LRFD 5.8.3.5-1})$$



$\phi = 0,95$ untuk lentur; (Tabel 5.5.4.2.2-1)

$\phi = 0,90$ untuk geser; (Tabel 5.5.4.2.2-1)

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} = 0 \times 0 + 19.1 \times 268 = 5,118 \text{ kip}$$

$$\begin{aligned} & \frac{M_u}{d_v \phi} + 0.5 \frac{N_u}{\phi} + \left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5 V_s - V_p \right) \cot \\ &= \frac{20,816}{8.48 \times 0.95} + 0 + \left(\frac{1,087}{0.90} - 0.5 \times 1,515.5 - 0 \right) \cot 29^\circ \\ &= 3,396 \text{ kip} \end{aligned}$$

Oleh karena itu, kondisi (5.8.3.5-1) terpenuhi.

Contoh Desain (Menggunakan AASHTO LRFD Bagian 5.8.6)

Nomor Node: 41 (Pada Penampang Geser Kritis)

$$V_u = 2,391 \text{ kip}$$

$\phi = 0,90$ untuk geser

$f_{pc} = 906$ psi pada sumbu netral

$f'_c = 6$ ksi, kuat tekan beton

$b_v = 32$ in, lebar web efektif

Kontribusi beton:

$$V_c = 0.0632 K \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.0632 \sqrt{f'_c}}} \leq 2.0$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{0.9}{0.0632 \sqrt{6}}} = 2.62 \Rightarrow 2.0$$

Catatan: Tegangan tarik pada serat terluar di bawah beban terfaktor dengan prategang efektif diperiksa untuk memastikannya di bawah $6\sqrt{f'_c}$.

$$V_c = 2 \times 0.0632 \sqrt{6} \times 32 \times 102 = 1,011 \text{ kip}$$

Kontribusi tulangan transversal:



$$V_s = V_n - V_c = V_u/\phi - V_c$$
$$= 2,391/0.90 - 1,011 = 1,646 \text{ kip} = 823 \text{ kip/web}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y d}$$
$$= \frac{823}{60 \times 102} = 0.134 \text{ in}^2/\text{in} = 1.61 \text{ in}^2/\text{ft}$$

Gunakan tulangan ganda #6 dengan jarak antar tulangan 6 inci per web. Rata-rata $A_v = 1,76$ in²/kaki

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$
$$V_s = \frac{2 \times 1.76 \times 60 \times 102}{12} = 1,795 \text{ kip}$$

Tahanan geser maksimum:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + V_p)$$

$$V_p = 0$$

$$\phi V_n = 0.9(1,011 + 1,795) = 2,525 \text{ kip} > V_u = 2,391 \text{ kip}$$

Periksa resistansi geser nominal maksimum:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \leq 0.379\sqrt{f'_c} b_v d_v$$

$$V_n = 1,011 + 1,795 = 2,806 \text{ kip}$$

$$0.379\sqrt{f'_c} b_v d_v = 0.379 \times \sqrt{6} \times 32 \times 103 = 3,060 \text{ kip}$$

Penampangnya cukup untuk menahan gaya geser terfaktor.

Nomor Node: 29 (Pada Penampang 60 Kaki dari Muka Diafragma)

$$V_u = 1,087 \text{ kip}$$

$\phi = 0,90$ untuk geser

$f_{pc} = 533$ psi pada sumbu netral

$f'_c = 6$ ksi, kuat tekan beton



$b_v = 32$ in, lebar web efektif Kontribusi beton:

$$V_c = 0.0632K\sqrt{f'_c}b_wd$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.0632\sqrt{f'_c}}} \leq 2.0$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{0.533}{0.0632\sqrt{6}}} = 2.11 \Rightarrow 2.0$$

Catatan: Tegangan tarik pada serat terluar di bawah beban faktor dengan prategang efektif diperiksa untuk memastikannya berada di bawah $6\sqrt{f'_c}$.

$$V_c = 2 \times 0.0632\sqrt{6} \times 32 \times 103 = 1,021 \text{ kip}$$

Kontribusi tulangan transversal:

$$\begin{aligned} V_s &= V_n - V_c = V_u/\phi - V_c \\ &= 1,087/0.90 - 1,021 = 187 \text{ kip} = 93 \text{ kip/web} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_v}{s} &= \frac{V_s}{f_y d} \\ &= \frac{93}{60 \times 103} = 0.015 \text{ in}^2/\text{in} = 0.18 \text{ in}^2/\text{ft} \end{aligned}$$

$$\text{Penguatan minimum } A_v = \frac{50b_ws}{f_y} = \frac{50 \times 16 \times 12}{60,000} = 0.16 \text{ in}^2/\text{ft}$$

Tulangan minimum tidak mengendalikan. Namun, secara konservatif, gunakan rangkap #5 pada jarak 18 inci. $A_v = 0,413 \text{ in}^2/\text{kaki}$

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s} = \frac{2 \times 0.413 \times 60 \times 103}{12} = 425 \text{ kip}$$

Tahanan geser maksimum:

$$\phi V_n = \phi(V_c + V_s + V_p)$$

$$V_p = 0$$

$$\phi V_n = 0.9(1,021 + 425) = 1,301 \text{ kip} > V_u = 1,087 \text{ kip}$$



Periksa resistansi geser nominal maksimum:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \leq 0.379\sqrt{f'_c}b_wd_v$$

$$V_n = 1,021 + 425 = 1,446 \text{ kip}$$

$$0.379\sqrt{f'_c}b_wd_v = 0.379 \times \sqrt{6} \times 32 \times 103 = 3,060 \text{ kip}$$

Penampang tersebut memadai untuk memikul gaya geser terfaktor.

3.7 ANALISIS TAHAP KONSTRUKSI

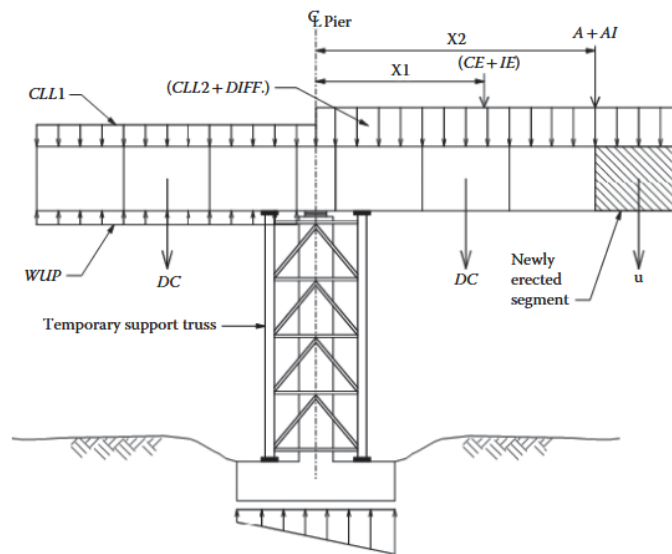
Stabilitas selama Konstruksi

Analisis stabilitas selama konstruksi merupakan salah satu kriteria desain untuk desain jembatan segmental. Selama konstruksi jembatan segmental, kondisi batas terus berubah dari awal hingga akhir konstruksi. Selama konstruksi, struktur dan pondasi harus selalu dalam keadaan stabil dan memiliki faktor keamanan yang memadai terhadap kegagalan material, guling, dan tekuk. Oleh karena itu, analisis stabilitas menjadi isu desain yang penting karena tingkat redundansi yang lebih rendah dan ketidakseimbangan beban struktur selama periode ini.

Struktur kantilever bebas adalah salah satu contoh yang memerlukan pemeriksaan stabilitas selama pemasangan segmen (lihat Gambar 3.73). Semakin panjang bentang, semakin besar beban yang tidak seimbang. Dalam banyak kasus, tumpuan sementara diperlukan untuk menangani ketidakseimbangan beban selama pemasangan. Selain kondisi kantilever yang seimbang, struktur lain yang sebagian telah selesai mungkin juga perlu diselidiki.

Penting bagi insinyur untuk menentukan rencana desain dan beban konstruksi yang diasumsikan selama desain terkait dengan metode konstruksi yang dipilih. Merupakan praktik umum bahwa setidaknya satu metode konstruksi dirancang dan ditunjukkan dalam rencana. Batasan beban ini dan lokasi penerapan beban pada struktur juga harus ditunjukkan. Selain itu, skema konstruksi insinyur harus dinyatakan dengan jelas, termasuk perkiraan reaksi tumpuan akibat peralatan konstruksi. Tegangan yang disebabkan oleh beban konstruksi kritis dan kekuatan komponen struktur juga harus diperiksa. Gambar 3.74 hingga 3.76 menunjukkan beban konstruksi kritis untuk contoh ini.





Gambar 3.73 Beban Konstruksi Tidak Seimbang Untuk Konstruksi Kantilever Seimbang.

Spesifikasi analisis stabilitas awalnya dibahas dalam Pasal 7.4 dari AASHTO Guide Specifications for Design and Construction of Segmental Concrete Bridges, Edisi Kedua (AASHTO 1999). Kemudian, spesifikasi tersebut diadopsi oleh AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, berdasarkan Pasal 5.14.2.3. Tabel 3.1 menunjukkan kombinasi beban kondisi batas layanan selama konstruksi dan batas tegangan terkait. Beban konstruksi berikut harus dipertimbangkan dalam analisis stabilitas:

DC = Berat struktur yang ditopang (kip).

$DIFF$ = Beban diferensial: hanya berlaku untuk konstruksi kantilever seimbang, diambil sebesar 2% dari beban mati yang diterapkan pada satu kantilever (kip).

DW = Beban mati superimposed (kip atau klf).

CLL = Beban hidup konstruksi terdistribusi; diambil sebesar 0,01 ksf dari luas dek yang diterapkan pada satu sisi kantilever dan 0,005 ksf pada sisi lainnya.

CE = Peralatan konstruksi khusus, beban dari gantry peluncur, form-traveler, balok dan winch, dan lainnya.

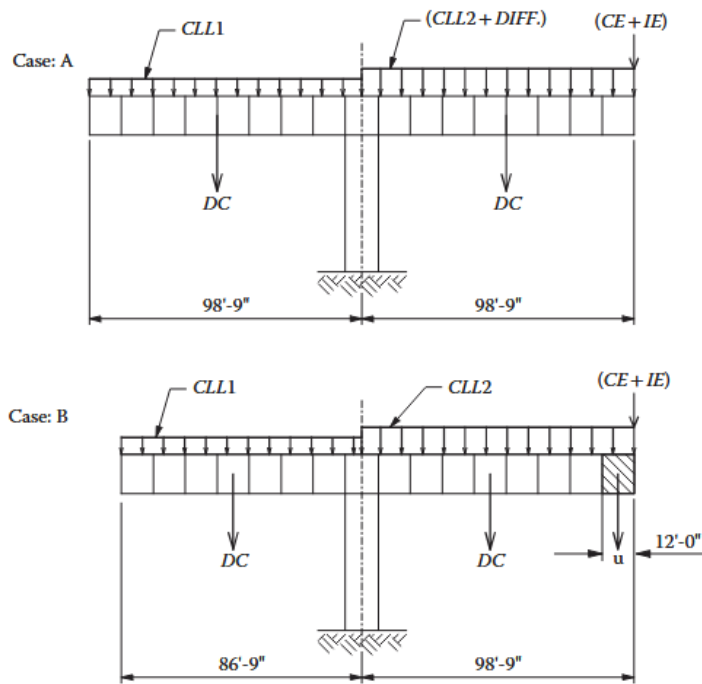
IE = Beban dinamis dari peralatan; ditentukan berdasarkan jenis mesin. (Untuk pengangkatan bertahap, dapat diambil sebesar 10% dari beban angkat.)

CLE = Beban peralatan konstruksi longitudinal (kip).

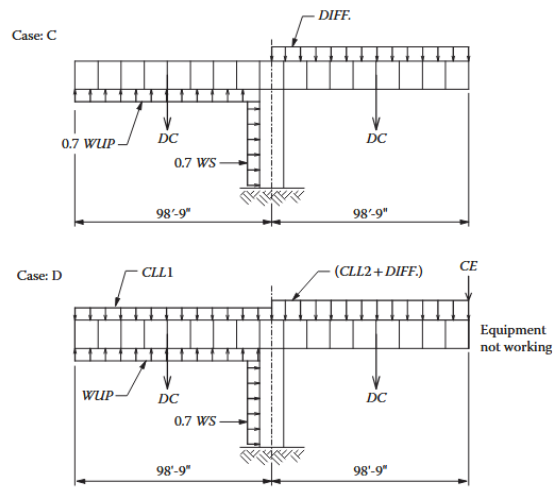
U = Beban segmen tidak seimbang (kip).

WS = Beban angin horizontal pada struktur sesuai dengan ketentuan Bagian 3 (LRFD) (ksf).

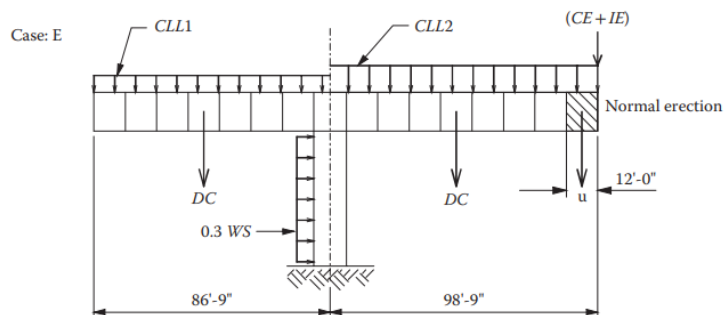


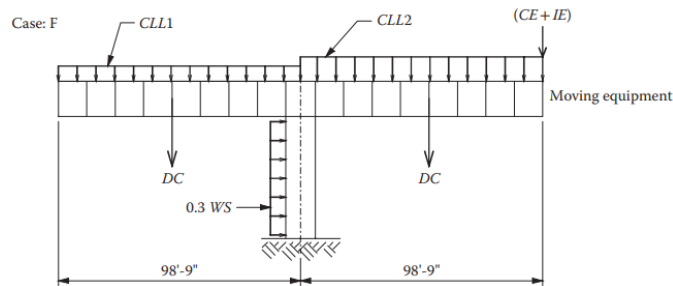


Gambar 3.74 Beban Konstruksi Kasus A Dan Kasus B.



Gambar 3.75 Beban Konstruksi Kasus C Dan Kasus D.





Gambar 3.76 Beban Konstruksi Kasus E Dan Kasus F.

Tabel 3.1 Kombinasi Beban Kondisi Batas Layanan Selama Konstruksi

| NO. | KOMBINASI BEBAN (LOAD COMBINATIONS) | TEGANGAN LENTUR IZIN (KSI) | TEGANGAN UTAMA IZIN (KSI) |
|-----|---|----------------------------|---------------------------|
| a1 | DC + DIFF + CLL + (CE + IE) | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| a2 | DC + DIFF + CLL + (CE + IE) + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |
| b1 | DC + U + CLL + (CE + IE) | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| b2 | DC + U + CLL + (CE + IE) + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |
| c1 | DC + DIFF + 0.7WS + 0.7WUP | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| c2 | DC + DIFF + 0.7WS + 0.7WUP + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |
| d1 | DC + DIFF + CLL + CE + 0.7WS + WUP + 0.7WE | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| d2 | DC + DIFF + CLL + CE + 0.7WS + WUP + 0.7WE + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |
| e1 | DC + U + CLL + (CE + IE) + 0.3WS + 0.3WE | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| e2 | DC + U + CLL + (CE + IE) + 0.3WS + 0.3WE + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |
| f1 | DC + CLL + (CE + IE) + CLE + 0.3WS + 0.3WE | $0.19\sqrt{f'_c}$ | $0.11\sqrt{f'_c}$ |
| f2 | DC + CLL + (CE + IE) + CLE + 0.3WS + 0.3WE + BEBAN LAIN | $0.22\sqrt{f'_c}$ | $0.126\sqrt{f'_c}$ |

Catatan:

1. BEBAN LAIN = $CR + SH + TU + TG + EH + EV + ES + WA$
2. Tegangan tekan yang diizinkan pada beton, di mana f'_c adalah kuat tekan pada saat pembebanan.
3. d: peralatan tidak beroperasi e: pemasangan normal
f: peralatan bergerak

WE = Beban angin horizontal pada peralatan, diambil sebesar 0,1 ksf dari permukaan yang terekspos.

WUP = Daya angkat angin pada kantilever, diambil sebesar 0,005 ksf dari luas dek yang diterapkan hanya pada satu sisi.

A = Berat statis segmen pracetak yang ditangani (kip).

AI = Respons dinamis akibat pelepasan segmen pracetak yang tidak disengaja, diambil sebagai beban statis yang akan ditambahkan ke beban mati sebesar 100% dari beban A (kip).

CR = Efek rangkai sesuai dengan Pasal 5.14.2.3.6 (LRFD).

SH = Penyusutan sesuai dengan Pasal 5.14.2.3.6 (LRFD).

T = Beban termal; jumlah efek akibat variasi suhu seragam (TU) dan gradien suhu (TG).

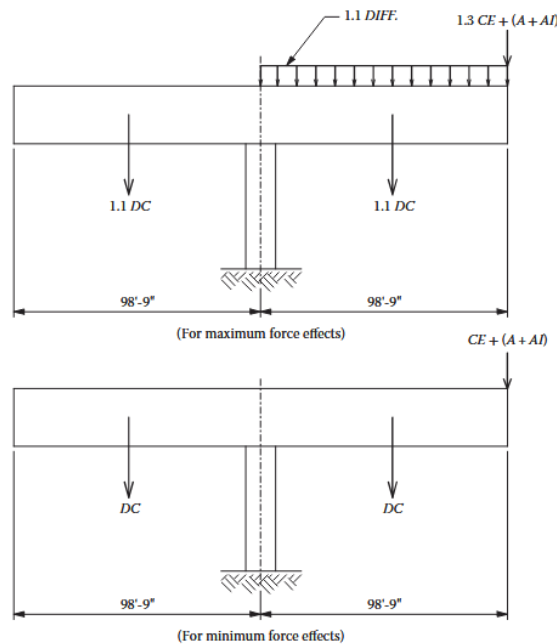
WA = Beban air dan tekanan aliran.

Kombinasi beban batas kekuatan (lihat Gambar 3.77)

1. Untuk efek gaya maksimum:



$$\sum \phi R_u = 1.1(DC + DIFF) + 1.3CE + A + AI \quad (\text{LRFD 5.14.2.3.4a-1})$$



Gambar 3.77 Kombinasi Beban Konstruksi Pada Kondisi Batas Kekuatan.

2. Untuk efek gaya minimum:

$$\sum \phi R_u = DC + CE + A + AI \quad (\text{LRFD 5.14.2.3.4a-2})$$

Beban *WS*, *WE*, dan beban lainnya diabaikan dalam analisis ini.

Batas Tegangan untuk $f'_c = 6$ ksi:

$$\text{Compressive stress} = -0.5f'_c = -0.5 \times 6 = -3 \text{ ksi}$$

$$\text{Tensile stress} = 0.19\sqrt{f'_c} = 0.19\sqrt{6} = 0.465 \text{ ksi}$$

Karena contoh desain memiliki bentang tipikal 200 kaki, hanya satu struktur kantilever seimbang yang akan dipertimbangkan dalam analisis stabilitas selama konstruksi.

Kombinasi beban "a" hingga "f" sebagaimana ditentukan dalam Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD Tabel 5.14.2.3.3-1 telah dihitung.

Beban konstruksi berikut diterapkan dalam analisis stabilitas.

$$CLL1 = 0.005 \text{ ksf} \times 43 = 0.215 \text{ klf}$$

$$CLL2 = 0.01 \text{ ksf} \times 43 = 0.43 \text{ klf}$$

CE = peralatan konstruksi seperti dongkrak penekan dan platform penekan



= 5 Kip.

$$CE + IE = 5 \times 1.1 = 5.5 \text{ kip}$$

$$W_{up} = 0.005 \text{ ksf} \times 43 = 0.215 \text{ klf}$$

$$A = 78 \times 12 \times 0.155 = 145 \text{ kip}$$

1. Untuk efek kekuatan maksimum:

$$\sum \phi R_u = 1.1 \times (DC + DIFF) + 1.3 \times CE + A + AI$$

2. Untuk efek gaya minimum:

$$\sum \phi F_u = DC + CE + A + AI$$

di mana

A = beban statis segmen tipikal = 145 kip

CE = 5 kip.

Meskipun perhitungan belum ditunjukkan dalam contoh ini, untuk kasus beban a hingga f , kombinasi beban batas kekuatan e mengendalikannya.

Tendon Ereksi

Praktik umum pada jembatan segmental kantilever pracetak seimbang adalah menggunakan batang pasca-tegang sementara atau permanen untuk menghubungkan segmen yang sedang diereksi ke segmen yang telah diereksi sebelumnya. Dalam kasus batang PT ereksi permanen, batang pasca-tegang dapat dirancang sebagai bagian dari tendon kantilever permanen dan diberi tegangan hingga mencapai gaya dongkrak penuh yang diizinkan. Namun, jika batang pasca-tegang sementara yang dapat digunakan kembali digunakan, gaya dongkrak harus dibatasi hingga sekitar 50% dari GUTS batang.

Resin epoksi diaplikasikan pada permukaan cor yang sesuai dari sambungan antara dua segmen sebelum batang pasca-tegang diberi tegangan. Tujuan penggunaan resin epoksi adalah sebagai berikut:

1. Pelumasan untuk memfasilitasi penyelarasan yang tepat antar segmen.
2. Epoksi yang dikeraskan menghasilkan sambungan kedap air, mencegah kelembapan, air, dan klorida mencapai tendon.
3. Epoksi yang dikeraskan membantu mendistribusikan tegangan tekan dan tegangan geser secara lebih merata.
4. Epoksi yang dikeraskan mencegah kebocoran nat semen di saluran tendon.

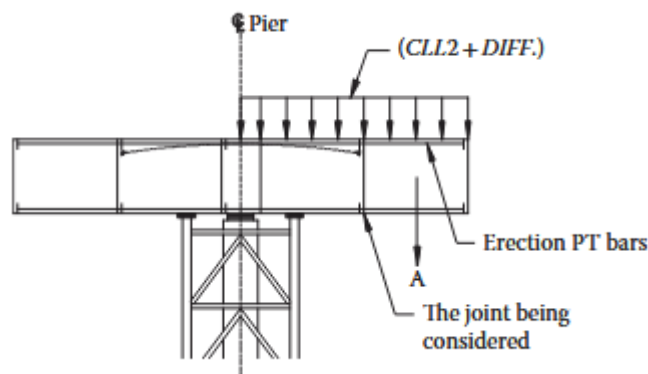
Pengaplikasian epoksi biasanya setebal 1/16 inci pada kedua sisi sambungan coran korek api.



Sesuai dengan Pasal 5.14.2.4.2 Spesifikasi LRFD untuk sambungan Tipe A, batang pasca-tegang sementara harus dirancang untuk memberikan tegangan minimum 0,03 ksi dan tegangan rata-rata 0,04 ksi di seluruh sambungan hingga epoksi mengeras. Tujuan pembatasan tegangan ini adalah untuk mencegah ketebalan epoksi yang tidak merata di seluruh sambungan coran korek api, yang dapat menyebabkan kesalahan sistematis dalam kontrol geometri.

Pada dasarnya, terdapat dua kasus beban yang perlu dipertimbangkan saat merancang batang pasca-tarik sementara:

1. Beban mati segmen ditambah beban konstruksi dan batang pasca-tarik sementara (lihat Gambar 3.78). Batang PT ereksi harus diberi tegangan selama waktu buka epoksi (sekitar 45 hingga 60 menit). Tegangan sambungan yang diizinkan untuk kasus beban ini harus sesuai dengan Pasal 5.14.2.4.2 dari spesifikasi LRFD.
2. Kasus 1 ditambah tendon kantilever permanen. Biasanya, satu atau dua jam setelah waktu buka epoksi selesai, tegangan sambungan yang diizinkan adalah tarik nol, sebaiknya dengan sedikit kompresi.



Gambar 3.78 Beban Konstruksi Selama Ereksi Segmen.

Desain Batang PT Ereksi

Sifat Penampang (gunakan penampang tipikal: termasuk efek geser lambat)

$$A_c = 78 \text{ ft}^2$$

$$A_{\text{eff}} = 70.38 \text{ ft}^2$$

$$I = 791.892 \text{ ft}^4$$

$$Y_t = 3.4 \text{ ft} \rightarrow S_t = 232.89 \text{ ft}^3$$

$$Y_b = 5.6 \text{ ft} \rightarrow S_b = 141.40 \text{ ft}^3$$

$$CLL2 = 0.01(43) = 0.43 \text{ plf}$$



$$\text{Segment weight} + DIF = 1.02 \times 78 \times 12 \times 0.155 = 148 \text{ kip}$$

$$M_{\max} \text{ at the joint} = -148 \times 12 \times \frac{1}{2} - \frac{1}{2} \times 0.43 \times 1 = -918.96 \text{ kip-ft}$$

Asumsi Desain

Batang tegak permanen dipilih dalam contoh desain ini.

$$f_{pu} \text{ for PT bars} = 150 \text{ ksi}$$

$$P_u \text{ of } 1.375'' \text{ dia. bar} = 1.58(150) = 237 \text{ kip}$$

$$P_u \text{ of } 1.25'' \text{ dia. bar} = 1.25(150) = 187.5 \text{ kip}$$

$$P_u \text{ of } 1.0'' \text{ dia. bar} = 0.85(150) = 127.5 \text{ kip}$$

Gaya dongkrak: 75% dari GUTS

Periksa gaya angkur setelah angkur dipasang untuk batang PT berdiameter 1 ¼ inci. Kerugian akibat gesekan:

$$\Delta F_{pp} = F_{pj} (1 - e^{-(\kappa x + \mu \alpha)}) \quad (\text{LRFD 5.9.5.2.2b-1})$$

di mana

F_{pj} = Gaya pada baja prategang saat dongkrak, (kip)

x = Panjang tendon prategang dari ujung dongkrak ke titik mana pun yang ditinjau, (ft)

κ = Koefisien goyangan, (ft^{-1})

n = Koefisien gesek (1/rad);

α = Jumlah nilai absolut perubahan sudut lintasan baja prategang dari ujung dongkrak, (rad)

e = Basis logaritma Napierian

Gaya dongkrak: $P_j = 0.75 \times 187.5 = 140.625 \text{ kip}$

$L = 12$ kaki (panjang segmen)

$\kappa = 0,0002$ per kaki

$\mu = 0,3$

$\alpha = 0,0$

Set jangkar $\delta = 1/16$ inci $0,0052$ kaki

$$\Delta P_{fi} = 140.625 \times (1 - e^{-(0.0002 \times 12)})$$

$$= 0.337 \text{ kip}$$

$$\therefore P_{(L)} = 140.625 - 0.337 = 140.29 \text{ kip}$$

Kehilangan gesekan dapat diabaikan.



$$\text{Loss of stress due to anchor set} = E_s \varepsilon = 30,000 \left(\frac{0.0052}{12} \right) = 13 \text{ ksi}$$

$$P_i = 140.624 - 1.25(13) = 124.375 \text{ kip (66\% G.U.T.S)}$$

Oleh karena itu, gaya penahan, segera setelah duduk sama dengan 66% dari GUTS Coba: 4 – 1 ¼" diameter batang atas dan 2 – 1 3/8" diameter batang bawah, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.79

$$\therefore P_i \text{ top} = 4 \times 0.66 \times 187.5 = 495 \text{ kip}$$

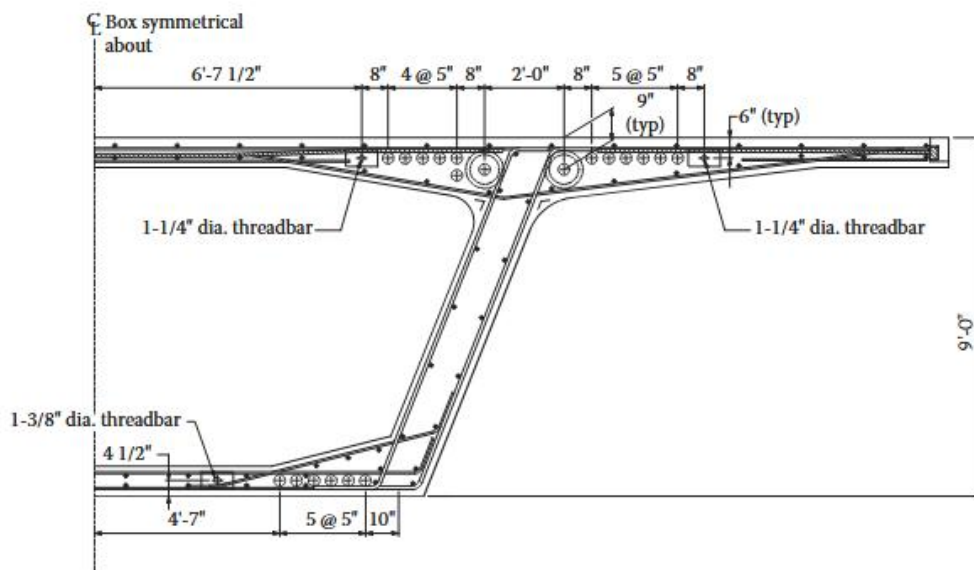
$$P_i \text{ bottom} = 2 \times 0.66 \times 237 = 312.84 \text{ kip}$$

$$\sum P_i = 807.84 \text{ kip}$$

Hitung lokasi CGS relatif terhadap serat atas

$$807.84 \times Y_s = 495 \times 0.5 + 312.84 \times (9 - 0.375)$$

$$Y_s = 3.65 \text{ ft}$$



Gambar 3.79 Batang Pt Ereksi.

Eksentrisitas batang PT = 3,65–3,4 = 0,25 kaki (di bawah C.G.C.)

a. Periksa tegangan sambungan akibat beban mati dan batang PT

$$|f_t| = |-0.046 \text{ ksi}| > 0.03 \text{ ksi} \quad (\text{LRFD 5.14.2.4.2})$$

$$f_b = -\frac{\sum P_i}{A_c} - \frac{\sum P_e}{S_b} - \frac{M_{DL}}{S_b}$$



$$\begin{aligned}
 &= -11.478 - \frac{807.84 \times 0.25}{141.40} - \frac{918.96}{141.40} \\
 &= -11.478 - 1.428 - 6.450 \\
 &= -19.406 \text{ ksf} = -0.134 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

$$|f_b| = |-0.134 \text{ ksi}| > 0.03 \text{ ksi}$$

$$\text{Average stress} = \frac{0.046 + 0.134}{2} = 0.09 \text{ ksi} > 0.04 \text{ ksi} \quad (\text{LRFD 5.14.2.4.2})$$

- b. Periksa tegangan pada sambungan akibat beban mati, batang PT, dan tendon kantilever. Ukuran tendon: 4 – 12Ø0,6" untai.

$$P_i = 0.7 \times 50.6 \times 48 = 1,968.96 \text{ kip}$$

$$\text{Tendon eccentricity} = 3.4 - 0.5 = 2.9 \text{ ft}$$

Tekanan akibat tendon kantilever:

$$\begin{aligned}
 f_t &= -\frac{\sum P_i}{A_c} - \frac{\sum P_e e}{S_t} \\
 &= -\frac{1,968.96}{70.38} - \frac{1,968.96 \times 2.9}{232.89} \\
 &= -27.98 - 24.52 \\
 &= -52.5 \text{ ksf} = -0.3646 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{\sum P_i}{A_c} + \frac{\sum P_e e}{S_b} \\
 &= -27.98 + \frac{1,968.96 \times 2.9}{232.89} \\
 &= -27.98 + 24.52 \\
 &= -3.46 \text{ ksf} = -0.024 \text{ ksi}
 \end{aligned}$$

Ukuran tendon: 2 – 12Ø0,6" helai. (50% lebih rendah dari PT)

$$f_t = 0.5(-0.3646) = -0.1823 \text{ ksi}$$



$$f_b = 0.5(-0.024) = -0.012 \text{ ksi}$$

Penjumlahan tegangan.

Untuk segmen dengan 4 – 12Ø0,6" tendon

$$\sum f_t = -0.046 - 0.3646 = -0.4106 \text{ ksi}$$

$$|\sum f_t| = |-0.4106 \text{ ksi}| > -0.03 \text{ ksi}$$

$$\sum f_b = -0.134 - 0.024 = -0.158 \text{ ksi}$$

$$|\sum f_b| = |-0.158 \text{ ksi}| > 0.03 \text{ ksi}$$

Untuk segmen dengan tendon 2 – 12Ø0.6"

$$\sum f_t = -0.046 - 0.1823 = -0.2283 \text{ ksi}$$

$$|\sum f_t| = |-0.2283 \text{ ksi}| > -0.03 \text{ ksi}$$

$$\sum f_b = -0.134 - 0.012 = -0.146 \text{ ksi}$$

$$|\sum f_b| = |-0.146 \text{ ksi}| > 0.03 \text{ ksi}$$

Kesimpulan:

Batang PT permanen yang diusulkan memenuhi tegangan sambungan yang diizinkan.

3.8 DETAILING

Kombinasi Tekuk Transversal dan Geser Longitudinal

Berdasarkan tulangan geser dan tulangan lentur yang telah ditentukan sebelumnya, praktik standar yang digunakan adalah menggunakan skenario terburuk dengan menambahkan 50% baja geser ke 100% baja lentur, atau 100% baja geser ke 50% baja lentur.

Pendekatan rasional juga dapat digunakan, di mana penopang tekan dalam model rangka batang ekuivalen akan bergeser ke tepi terluar badan. Tekanan ini kemudian akan eksentrik terhadap penampang melalui badan yang akan menangkal momen yang diberikan. Jika momen yang diberikan melebihi jumlah yang dapat ditahan dengan cara ini, tulangan tambahan dapat ditambahkan.

Desain Kunci Geser

Terdapat dua jenis kunci geser pada sambungan cor-cocok antar segmen pracetak:

- Kunci geser badan – Terletak pada permukaan badan gelagar kotak pracetak. Kunci geser ganda bergelombang lebih disukai karena kinerjanya yang unggul. Saat



merancang kunci geser, hanya kunci geser badan yang dipertimbangkan dalam mentransfer gaya geser.

- Kunci penyalarsan – Terletak di sayap atas dan bawah. Kunci penyalarsan tidak diharapkan untuk mentransfer gaya geser utama; melainkan memfasilitasi penyalarsan yang tepat dari dua segmen cor-cocok yang sedang didirikan dalam arah vertikal dan horizontal. Untuk kotak sel tunggal, biasanya minimal tiga kunci penyalarsan diperlukan pada pelat atas dan satu pada pelat bawah. Namun, kunci geser penyalarsan membantu mencegah perpindahan vertikal relatif lokal pada pelat dek antara dua segmen pracetak yang berdekatan akibat beban terpusat pada satu sisi sambungan cor-cocok. Oleh karena itu, pada pelat yang lebih panjang yang membentang di antara dua badan atau sayap kantilever yang lebih panjang, perlu disediakan lebih dari satu kunci geser penyalarsan.

Baik pasak geser maupun pasak penyalarsan tidak boleh ditempatkan di zona duktus tendon (lihat Gambar 3.83). Desain pasak geser badan harus memenuhi dua kriteria desain:

1. Desain geometris: Sesuai dengan LRFD Gambar 5.14.2.4.2-1, total kedalaman pasak geser memanjang sekitar 75% dari kedalaman penampang dan setidaknya 75% dari ketebalan badan.
2. Desain kekuatan geser: Sesuai dengan Spesifikasi Standar AASHTO, Edisi ke-17 (AASHTO 2002), Pasal 9.20.1.5, tegangan geser balik harus dipertimbangkan dalam desain pasak geser. Pada saat pemasangan, tegangan geser yang ditanggung oleh pasak geser tidak boleh melebihi $2\sqrt{f'_c}$ (psi). Sebagai alternatif, kekuatan pasak geser juga dapat dihitung sesuai dengan pasal 12.2.21 dari Spesifikasi Panduan AASHTO untuk Desain dan Konstruksi Jembatan Beton Segmental, Edisi Kedua (AASHTO 1999). Namun, ketentuan pasak geser dalam Spesifikasi Panduan AASHTO dikembangkan hanya untuk sambungan kering. Perlu dicatat bahwa sambungan kering tidak lagi diizinkan oleh Spesifikasi LRFD AASHTO.

Contoh desain pasak geser diilustrasikan pada Gambar 3.80

1. Pertimbangan Geometris (lihat Gambar 3.81 hingga 3.83)

$$t = 9 \text{ kaki}$$

$$\text{Kedalaman pasak geser} = 0,75 \times 9 \text{ kaki} = 6,75 \text{ kaki}$$

$$b_w = 16 \text{ inci}$$

$$\text{Lebar pasak geser} = 0,75 \times 16 = 12 \text{ inci}$$

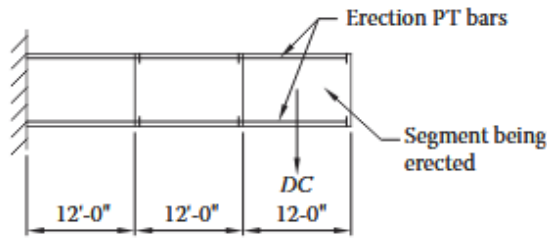
2. Desain Kekuatan Geser Pasak Geser

Spesifikasi Desain Jembatan LRFD AASHTO tidak menetapkan pedoman apa pun tentang desain kekuatan pasak geser. Gunakan Spesifikasi Standar AASHTO, pasal 9.20.1.5.

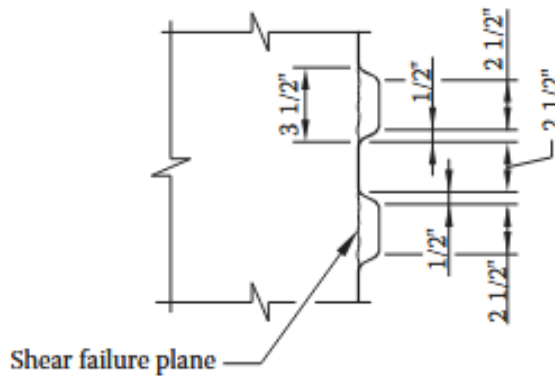
- a. *Spesifikasi Standar AASHTO*, pasal 9.20.1.5

$$V_u = 1.1(V_{DC} + DIFF)$$

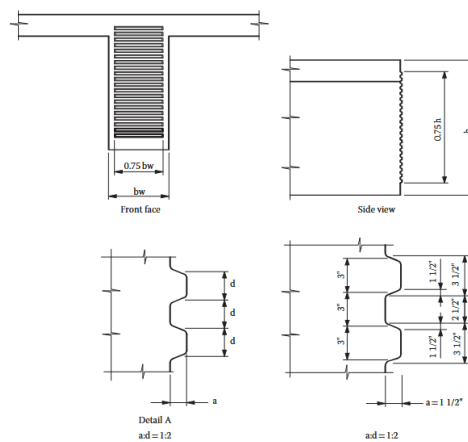




Gambar 3.80 Segmen Pracetak Sedang Dibangun.



Gambar 3.81 Detail Kunci Geser.



Catatan:

1. $1 \frac{1}{4}'' \leq a \leq$ dua kali diameter agregat ukuran atas.
2. Sesuai spesifikasi AASHTO LRFD Gambar 5.14.2.4.2-1.

Gambar 3.82 Detail Kunci Geser Web.

di mana

$$V_{DC} = \text{gaya geser akibat berat sendiri satu segmen tipikal (kips)}$$

$$= 78 \times 12 \times 0,155 = 145 \text{ kip}$$

$$DIFF = 2\% \text{ of } V_{DC}$$

$$V_u = 1.1 \times 145 \times 1.02 = 162.8 \text{ kip}$$



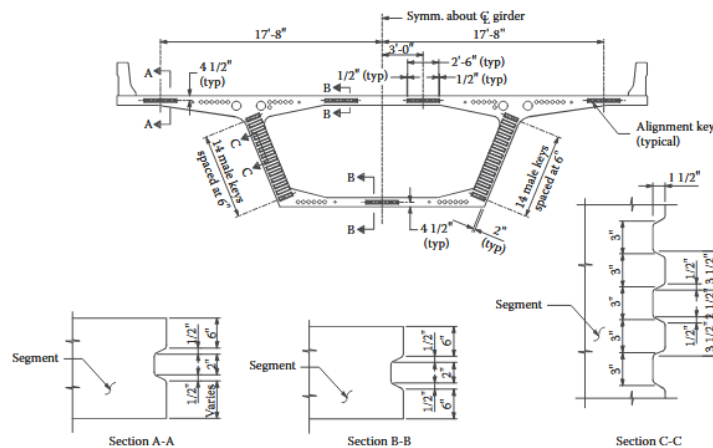
$$V_n = V_c$$

$$V_u/\phi = V_c$$

Pertimbangkan satu web saja,

$$V_c = 0.5V_u/\phi, \text{ per web,}$$

$$V_c = A_k \cdot v, \text{ per key,}$$



Gambar 3.83 Detail Sekat.

di mana

$\phi = 0,9$ pasal 9.14 Spesifikasi Standar AASHTO

v = tegangan geser yang diizinkan

$$v = 2\sqrt{f'_c} \text{ (psi)}$$

A_k = luas geser satu kunci

$$A_k = 3.5 \times (12) = 42 \text{ in}^2$$

$$V_c \text{ per web} = (0.5 \times 162.8)/0.9 = 90.44 \text{ kip}$$

$$V_c \text{ per key} = 42 \times 2\sqrt{6000} = 6506.6 \text{ lbs} = 6.5 \text{ kip}$$

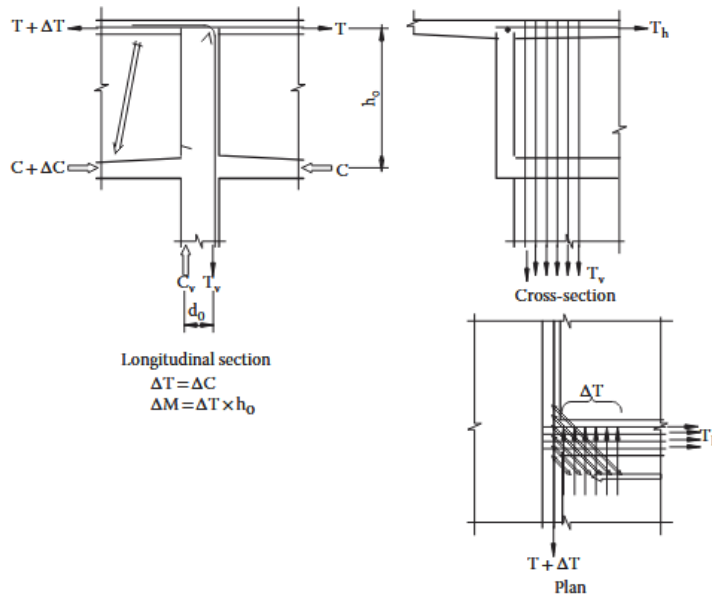
$$\text{Number of male keys required per web} = \frac{90.44}{6.5} = 13.9 \text{ say } 14 \text{ keys}$$

Model Strut dan Tie

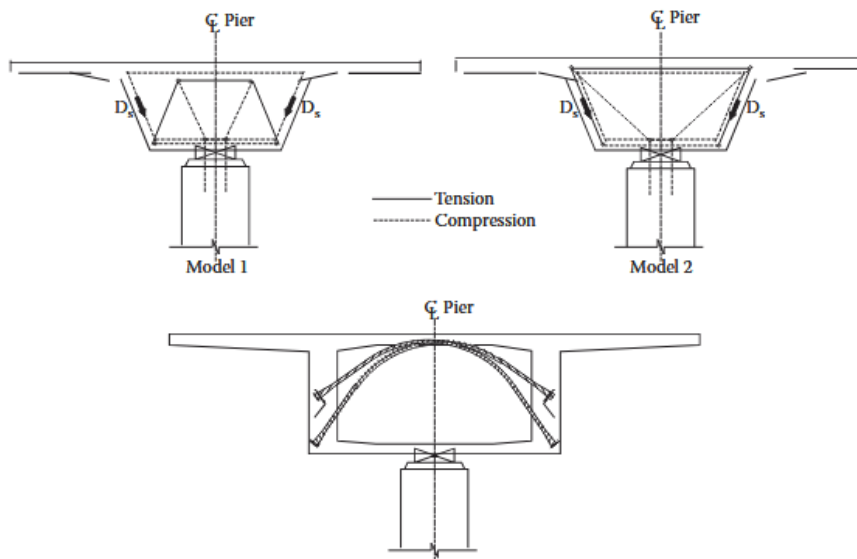
Dalam desain dan perincian jembatan segmental, model strut dan tie banyak digunakan untuk mempelajari aliran gaya dari satu elemen struktur ke elemen struktur lainnya.



Aliran gaya dari girder kotak ke diafragma, bantalan, tutup pilar, kolom pilar, tutup tiang pancang, hingga pondasi tiang pancang dapat dimodelkan dengan model strut dan tie. Model strut dan tie merupakan analogi sistem rangka yang diterapkan pada komponen beton yang terdiri dari komponen tekan dan tarik, dan diikat bersama oleh simpul. Beberapa contoh model strut dan tie ditunjukkan pada Gambar 3.84 hingga 3.91.

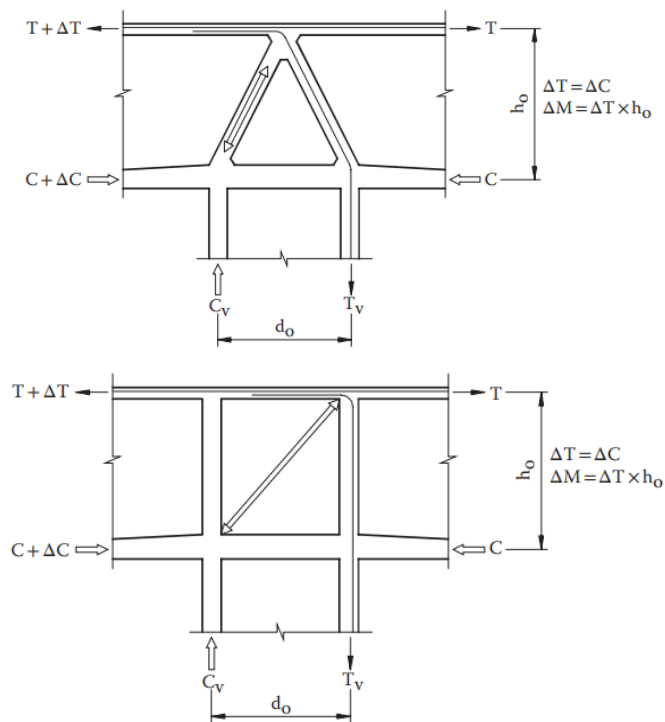


Gambar 3.84 Pemindahan Momen Dari Balok Kotak Ke Kolom Pilar



Gambar 3.85 Transfer Gaya Dari Diafragma Ke Bantalan Tunggal





Gambar 3.86 Transfer Momen Dari Gelagar Kotak Ke Kolom Kotak

3.9 DAYA TAHAN

Masalah Daya Tahan Jembatan Pasca-Tegang di Amerika Serikat

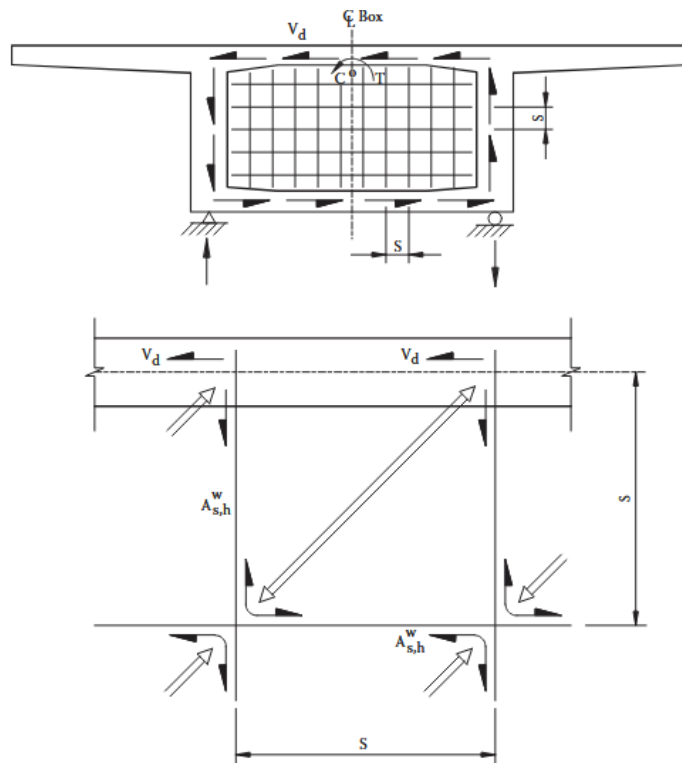
Setelah ditemukannya korosi pada tendon pasca-tegang di beberapa jembatan di Florida pada tahun 1999 hingga 2000, daya tahan jembatan beton pasca-tegang di Amerika Serikat telah menjadi perhatian besar bagi para pemilik dan insinyur jembatan di seluruh negeri. Kekurangan lain dari jembatan pasca-tegang seperti retakan pada saluran polietilen dan rongga nat juga ditemukan di negara bagian lain. Selama setengah abad, sejak pembangunan Jembatan Walnut Lane di Philadelphia (1949–1950), jembatan pasca-tegang pertama di Amerika Serikat, jenis jembatan ini telah populer sebagai sistem struktural yang ekonomis dan tahan lama yang membutuhkan perawatan minimal.

Pada musim panas 1999, salah satu tendon eksternal pada balok kotak superstruktur Jembatan Niles Channel di Florida Keys ditemukan telah rusak akibat korosi. Jembatan ini dibangun pada awal 1983 dan diyakini sebagai salah satu jembatan beton pertama yang didirikan secara segmental bentang demi bentang di Florida.

Pada bulan Agustus 2000, selama inspeksi rutin Jembatan Mid-Bay yang terletak di Destin, Florida, tendon pasca-tegang pada bentang 28 ditemukan dalam kondisi rusak parah. Saluran eksternal polietilen retak dan beberapa helai patah. Inspeksi lebih lanjut terhadap jembatan mengungkapkan bahwa tendon pasca-tegang pada bentang 57 telah rusak total di ujung utara tendon. Tendon terlepas dari diafragma sambungan ekspansi akibat korosi parah pada tendon di area ankur. Setelah investigasi dan inspeksi ekstensif, ditemukan 11 tendon yang perlu diganti. Jembatan ini dibangun pada tahun 1992 menggunakan konstruksi

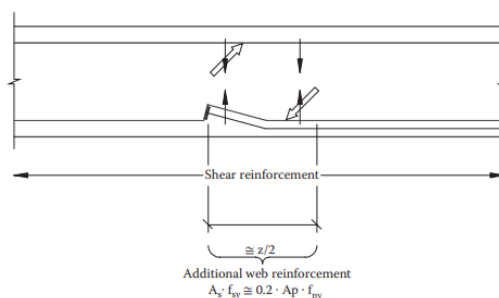


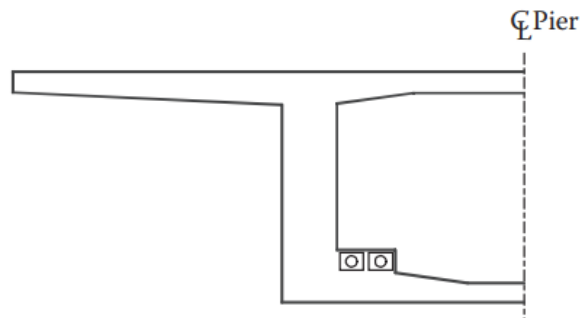
segmental pracetak bentang demi bentang. Selain korosi tendon, retakan pada saluran polietilen dan rongga grouting juga ditemukan.



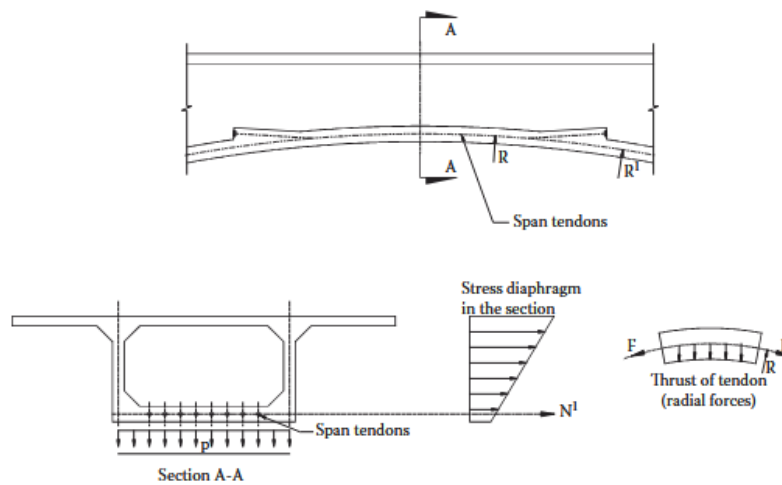
Gambar 3.87 Transfer Momen Torsi Dari Girder Kotak Melalui Diafragma Ke Bantalan

Pada bulan September 2000, selama inspeksi khusus pada kolom pendekatan tingkat tinggi di Jembatan Sunshine Skyway di St. Petersburg, Florida, ditemukan bahwa korosi parah mengakibatkan kegagalan 11 untai tendon vertikal eksternal tenggara yang terletak di kolom 133 arah utara. Temuan ini memicu investigasi ekstensif pada semua kolom pendekatan tingkat tinggi lainnya, struktur atas jembatan, dan angkur kabel jembatan bentang utama. Investigasi pada kolom lainnya menunjukkan korosi tendon parah pada angkur dan di dasar kolom, termasuk retakan pada saluran polietilen, rongga grouting, dan kontaminasi klorida grouting. Ke-76 kolom pendekatan tingkat tinggi telah diperbaiki, termasuk kekurangan yang ditemukan pada tendon eksternal struktur atas. Jembatan ini dibangun pada tahun 1982 hingga 1987 dan menggunakan metode konstruksi segmental pracetak, termasuk untuk kolom pendekatan tingkat tinggi.

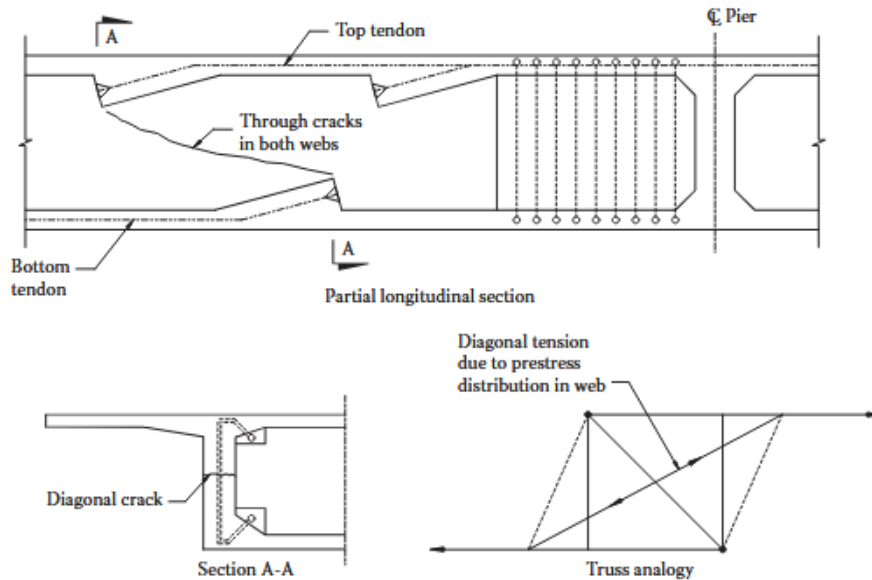




Gambar 3.88 Transfer Gaya Blister Ke Badan Jembatan

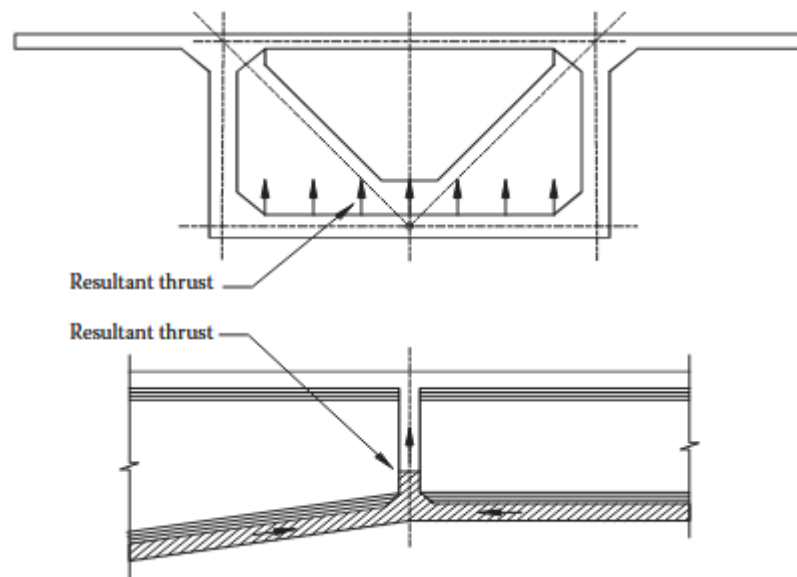


Gambar 3.89 Gaya Radial Pada Pelat Dasar Lengkung



Gambar 3.90 Transfer Gaya Oleh Blister Yang Berlawanan





Gambar 3.91 Efek Geser Resal Pada Kekusutan Di Pelat Bawah

Temuan dari berbagai jembatan di Florida menimbulkan kekhawatiran tentang situasi grouting di proyek Arteri/Terowongan Sentral di Boston, di mana terdapat sejumlah besar struktur beton pasca-tegang segmental dan cor-di-tempat. Penting untuk menentukan apakah struktur Arteri Sentral memiliki rongga grouting dan apakah tendonnya terkorosi, meskipun strukturnya relatif baru. Inspeksi tendon pasca-tegang dilakukan di 380 lokasi. Jumlah ini kurang dari 1,5% dari total jumlah tendon di proyek tersebut. Investigasi awal mengungkapkan adanya rongga grouting yang berlebihan tetapi tidak ada korosi pada untaian.

Masalah Ketahanan Jembatan Pasca-Tegang di Seluruh Dunia

Tanda-tanda masalah ketahanan di Eropa ditemukan sekitar 20 hingga 30 tahun sebelum ditemukannya masalah korosi pasca-tegang di Amerika Serikat. Pada bulan Desember 1985, sebuah jembatan segmental pracetak bentang tunggal di Britania Raya, yaitu Ynys-y-gwas, runtuh tanpa peringatan. Sejak saat itu, sembilan sampel jembatan segmental telah diperiksa; ditemukan rongga nat pada tujuh jembatan dan tendon yang terkorosi parah pada dua jembatan. Pada akhir 1980an dan awal 1990an, sekitar selusin jembatan beton pasca-tegang di Britania Raya ditemukan mengalami korosi tendon yang serius, yang memerlukan perbaikan besar atau penggantian. Hasil inspeksi tersebut mendorong Departemen Transportasi Inggris (saat ini disebut Badan Jalan Raya) untuk memulai larangan jembatan beton pasca-tegang dengan grouting internal pada bulan September 1992. Moratorium tersebut dicabut untuk jembatan beton pasca-tegang cor di tempat pada tahun 1996. Namun, moratorium untuk jembatan beton pasca-tegang segmental pracetak, termasuk jembatan segmental dengan sambungan epoksi, masih berlaku. Pada tahun 1992, Departemen Transportasi Inggris meluncurkan program inspeksi khusus lima tahun untuk semua jembatan beton pasca-tegang yang ada di Trunk Road. Sebagai hasil dari program inspeksi tersebut, 447 jembatan beton pasca-tegang telah diperiksa dan didokumentasikan secara lengkap.



Pada tahun 1970, tanda serius pertama dari masalah ketahanan jembatan beton pasca-tegang di Prancis ditemukan dengan ditemukannya beberapa retakan beton pada bentang samping Jembatan Chazey yang disebabkan oleh korosi tendon yang parah. Jembatan tersebut dihancurkan dan direkonstruksi pada tahun 1972. Selain itu, korosi tendon, defisiensi grouting, dan cacat sistem pasca-tegang lainnya juga ditemukan pada Jembatan Choisy-le-Roi, Jembatan Vaux Sur Seine, Jembatan Port a Binson, Jembatan Villeneuve Saint-Georges, Jembatan Can Bia, Jembatan Saint-Cloud, jembatan di atas Sungai Durance, dan Jembatan Rivière d' Abord, termasuk generasi pertama jembatan pasca-tegang bentang sederhana yang dibangun antara tahun 1946 dan 1960.

Japan Highway Public Corporation melakukan inspeksi dan menyelidiki 120 jembatan beton pasca-tegang. Hasilnya menunjukkan 31% tendon yang diselidiki memiliki defisiensi grouting seperti tidak ada grouting, grouting tidak sempurna, dan rongga grouting. Defisiensi lain seperti korosi tendon, korosi tulangan, retak beton, dan spalling juga ditemukan. Akibat temuan ini, Badan Usaha Milik Negara (BUMN) Jalan Raya Jepang (*Japan Highway Public Corporation*) telah memberlakukan moratorium pembangunan baru jembatan pasca-tegang ber-grout.

Negara-negara lain seperti Jerman, Austria, dan Italia juga memiliki masalah korosi yang sama dengan jembatan pasca-tegang mereka. Misalnya, runtuhnya Gedung Kongres di Berlin merupakan salah satu kegagalan struktur pasca-tegang paling spektakuler di Jerman, meskipun itu bukan jembatan pasca-tegang. Kelompok Kerja FIB 9.5 melaporkan bahwa beberapa jembatan beton pasca-tegang di Jerman terdampak korosi tendon yang parah, misalnya kegagalan jembatan layang di Heerdtter, Düsseldorf, pada tahun 1976, korosi tendon pada persimpangan jembatan layang di Berlin-Schmargendorf, korosi tendon pada jalan tol A73 di Nurenberg Selatan, dan korosi tendon pada jembatan di atas Muckbachtal di jalan tol Würzburg-Heilbronn. Akibatnya, Kementerian Federal Jerman untuk Transportasi dan Konstruksi telah memberlakukan moratorium pada tendon internal pada rangka jembatan pasca-tegang, dengan pengecualian tendon eksternal yang dapat diganti dan tendon internal pada sayap atas dan bawah gelagar kotak.

Pelajaran yang Dipetik

Inggris Raya adalah salah satu dari sedikit negara di dunia yang telah melakukan studi dan investigasi ekstensif terhadap jembatan beton pasca-tegangnya. Sebagaimana disebutkan sebelumnya, dari Program Inspeksi Khusus, 447 jembatan beton pasca-tegang didokumentasikan secara sistematis. Studi semacam itu memungkinkan Badan Jalan Raya Inggris untuk menentukan faktor-faktor penting yang memengaruhi jembatan beton pasca-tegang mereka. Meskipun terdapat masalah umum yang terkait dengan ketahanan jembatan pasca-tegang di antara negara-negara, diyakini bahwa setiap negara memiliki masalah uniknya sendiri. Studi tersebut menyimpulkan bahwa korosi tendon pasca-tegang pada saluran internal telah terjadi pada sejumlah kecil jembatan jalan raya beton pasca-tegang di Inggris Raya. Oleh karena itu, laporan tersebut menemukan bahwa sebagian besar struktur memiliki rekam jejak ketahanan yang baik.



Di Amerika Serikat, inspeksi dan investigasi khusus terhadap jembatan pasca-tegang dilakukan di negara bagian Florida, Texas, Virginia, Georgia, Mississippi, Delaware, Kansas, Carolina Selatan, Indiana, Iowa, Rhode Island, dan Massachusetts. Meskipun belum ada pedoman nasional untuk jenis investigasi ini, Departemen Perhubungan Florida (FDOT) telah menjadi yang terdepan dalam jenis investigasi ini di Amerika Serikat. Sayangnya, belum ada upaya terkoordinasi tunggal di Amerika Serikat untuk mengumpulkan dan mempelajari inspeksi/investigasi yang telah diselesaikan dari berbagai negara bagian. Hingga saat ini, temuan investigasi jembatan beton pasca-tegang di Amerika Serikat, seperti Florida, Texas, dan negara bagian lainnya, sangat mirip dengan temuan investigasi di negara-negara Eropa. Berikut adalah ringkasan temuan investigasi jembatan pasca-tegang di Amerika Serikat:

- Retak pada saluran polietilen tendon eksternal
- Rongga nat pada saluran pasca-tegang dan ankur akibat rembesan air
- Rongga nat akibat praktik konstruksi, pengendalian mutu, desain, dan detailing yang buruk
- Korosi dan kegagalan tendon akibat intrusi air dan oksigen akibat kegagalan sistem proteksi tendon
- Korosi tendon akibat material nat yang tidak sesuai dan kontaminasi klorida
- Korosi tendon akibat kekurangan spesifikasi dan metode deteksi korosi

Rongga nat tidak serta merta mengurangi daya tahan struktur pasca-tegang, selama satu atau lebih sistem proteksi tendon masih utuh dan tidak rusak. Hal ini telah diverifikasi dalam temuan investigasi jembatan pasca-tegang di Inggris dan Amerika Serikat.

Diyakini bahwa ada tiga faktor yang mungkin berkontribusi terhadap masalah ketahanan jembatan pasca-tegang saat ini:

1. Filosofi awal desain beton prategang dengan prategang penuh (tanpa tegangan pada beban kerja) menciptakan persepsi bahwa beton prategang seharusnya bebas retak dan oleh karena itu memerlukan perawatan minimal atau bahkan tanpa perawatan.
2. Kurangnya data historis dan pengujian teknologi baru yang sedang berkembang dalam desain dan metode konstruksi jembatan pasca-tegang.
3. Umumnya, tendon yang diberi grout dianggap sebagai perlindungan korosi yang memadai terhadap baja prategang, meskipun kondisi dan kualitas grout di dalam saluran tidak dapat diperiksa.

Arah Baru untuk Generasi Jembatan Beton Pasca-Tegang Berikutnya

Meskipun moratorium Departemen Perhubungan Inggris (DOT) tahun 1992 yang terkenal mengenai jembatan pasca-tegang dianggap sebagai reaksi berlebihan oleh sebagian besar negara pada saat itu, moratorium tersebut telah memberikan dampak yang sangat positif bagi industri jembatan beton dunia. Moratorium ini juga mendorong Bridge Engineering Society and Industry untuk meninjau dan merevisi spesifikasi konstruksi dan material, termasuk desain dan perincian jembatan pasca-tegang. Laporan Teknis 47 (TR 47) adalah salah satu dokumen terpenting yang pernah dihasilkan oleh UK Concrete Society untuk membahas ketahanan jembatan beton pasca-tegang sebagai tanggapan terhadap moratorium tersebut.



FDOT dan TxDOT (Departemen Perhubungan Texas) memimpin dalam pengembangan dan penerapan arah baru untuk generasi jembatan beton pasca-tegang di Amerika Serikat. Serupa dengan Inggris, FDOT telah menulis ulang spesifikasi grouting pasca-tegang, spesifikasi sistem pasca-tegang, manual kendali mutu, dan persyaratan sertifikasi, termasuk detail pasca-tegang semi-standar. *Posttensioning Institute* (PTI) juga telah menulis ulang spesifikasi groutingnya. Untuk mendukung FDOT dan PTI, *American Segmental Bridge Institute* (ASBI) berkontribusi dalam meningkatkan praktik grouting, pengerjaan, kendali mutu, dan detail pasca-tegang dengan menyelenggarakan Seminar Sertifikasi Pelatihan Grouting ASBI yang diselenggarakan setahun sekali sejak tahun 2001. Proyek-proyek jembatan beton pasca-tegang baru di Florida telah sepenuhnya menerapkan spesifikasi dan detail pasca-tegang baru tersebut sejak tahun 2003.

Kesimpulan

Masalah durabilitas yang ditemukan di Florida dan di wilayah lain di Amerika Serikat tidak selalu mencerminkan kondisi semua jembatan beton pasca-tegang di Amerika Serikat. Perhatikan bahwa hampir semua jembatan pasca-tegang yang disebutkan di atas yang terdampak korosi berada di lingkungan yang sangat korosif di wilayah pesisir Florida dan sebagian besar terkait dengan metode konstruksi segmental pracetak. Struktur pasca-tegang yang tahan lama dapat dibangun untuk bertahan hingga masa pakainya asalkan perbaikan yang diperlukan dilakukan secara menyeluruh, termasuk material, metode konstruksi, desain, detailing, pengerjaan, jaminan mutu, pengendalian mutu, sistem deteksi korosi, inspeksi, dan pemeliharaan preventif. Mengabaikan salah satu hal di atas memang akan membahayakan durabilitas jembatan beton pasca-tegang. Seperti jenis jembatan lainnya, jembatan beton pasca-tegang memerlukan inspeksi dan pemeliharaan rutin.



BAB 4

JEMBATAN I-GIRDER BAJA KOMPOSIT

4.1 PENDAHULUAN

Jembatan girder secara struktural merupakan yang paling sederhana dan paling umum digunakan pada jembatan bentang pendek hingga menengah. Penampang I merupakan penampang padat paling sederhana dan paling efektif dalam menahan lentur dan geser. Gambar 4.1 dan 4.2 masing-masing menunjukkan jembatan girder I komposit baja-beton yang sedang dalam tahap konstruksi dan penyelesaian. Dalam bab ini, jembatan girder I komposit baja-beton lurus dibahas. Material dan komponen girder I penampang I dijelaskan. Pedoman desain untuk proporsi penampang, konfigurasi bentang, jarak antar gelagar, diafragma dan rangka silang, bresing lateral, pengaku, dan konektor geser disajikan. Contoh desain jembatan gelagar komposit kontinu tiga bentang diberikan untuk mengilustrasikan prosedur desain. Untuk pembahasan yang lebih rinci, dapat merujuk pada teks karya Xanthakos, Taly, FHWA, Unsworth, Barker dan Puckett, dan NSBA.



Gambar 4.1 Jembatan I-Girder Komposit Baja-Beton Yang Sedang Dibangun



Gambar 4.2 Jembatan I-Girder Komposit Baja-Beton



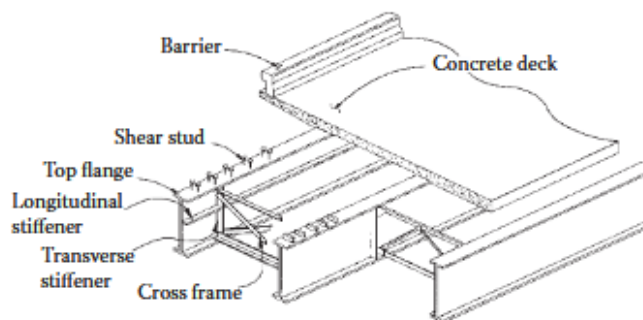
4.2 KOMPONEN DAN MATERIAL STRUKTURAL

Komponen Struktural

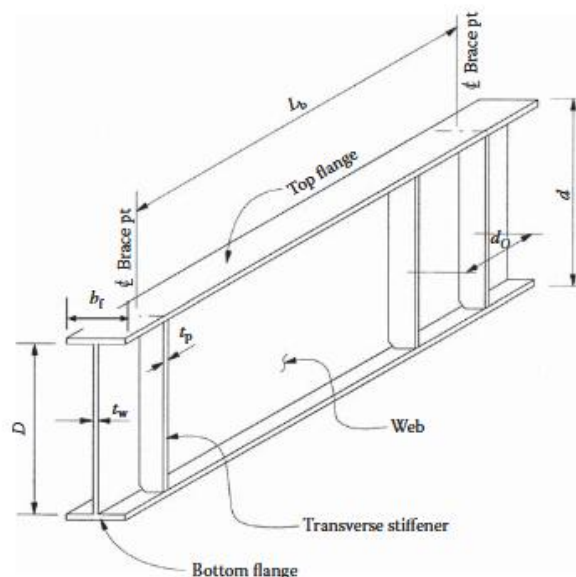
Gambar 4.3 menunjukkan bagian tipikal dari superstruktur jembatan I-girder komposit. Komponen struktural utama meliputi pelat lantai beton, tiang geser, girder baja berpenampang I, pengaku longitudinal, pengaku transversal, dan rangka silang. Gambar 4.4 menunjukkan dimensi dan simbol yang digunakan untuk girder baja.

Baja Struktural

Empat jenis baja struktural (karbon struktural, baja paduan rendah kekuatan tinggi, baja paduan rendah perlakuan panas, dan baja paduan perlakuan panas kekuatan tinggi) umumnya digunakan untuk struktur jembatan. Desain didasarkan pada sifat minimum sebagaimana ditentukan dalam Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD (AASHTO 2012). Standar sifat material ASTM berbeda dari AASHTO dalam hal ketangguhan takik dan kemampuan las. Baja yang memenuhi persyaratan AASHTO-M telah memenuhi prakualifikasi untuk digunakan pada jembatan baja las.



Gambar 4.3 Komponen Khas Jembatan I-Girder Komposit.



Gambar 4.4 Dimensi Dan Simbol Untuk Girder-I.



Penggunaan ASTM A 709 Grade 50 untuk semua baja struktural, termasuk flensa, badan balok, pengaku bantalan, pengaku antara, rangka silang, diafragma, dan pelat sambung lebih disukai. Penggunaan ASTM A 709 Grade 36 untuk komponen sekunder tidak mengurangi biaya satuan material. Penampang hibrida yang terdiri dari flensa dengan kuat luluh yang lebih tinggi daripada badan balok dapat digunakan untuk menghemat material dan semakin dipromosikan berkat baja berkinerja tinggi yang baru. Penggunaan HPS 70W untuk flensa atas dan bawah pada daerah momen negatif dan flensa bawah pada daerah momen positif, serta flensa atas Grade 50 pada daerah momen positif, dan Grade 50 untuk semua badan balok dapat menghasilkan girder hibrida yang paling efisien. Penggunaan baja ASTM A 709 Grade 100 atau 100W dapat menghasilkan penampang yang jauh lebih tipis dan dapat menimbulkan masalah kekakuan. Penggunaan HPS Grade 100W direkomendasikan jika terdapat kebutuhan komponen spesifik pada balok beton kompleks atau balok kotak.

Penggunaan baja kinerja tinggi (HPS) dan baja tahan cuaca dianjurkan jika memungkinkan untuk lokasi tersebut. FHWA Technical Advisory T5140.22 memberikan panduan mengenai lokasi yang dapat diterima.

Beton: Pelat Dek

Beton dengan kuat tekan 28 hari $f'_c = 4,0 \text{ksi}$ (41 MPa) umumnya digunakan dalam konstruksi pelat dek beton. Luas beton yang ditransformasikan digunakan untuk menghitung sifat penampang komposit. Untuk konstruksi tanpa penopang, rasio modular jangka pendek $n = E_s/E_c$ digunakan untuk beban transien dan rasio modular jangka panjang $3n$ untuk beban permanen. Untuk beton berat normal, rasio modulus elastisitas baja jangka pendek terhadap beton direkomendasikan oleh AASHTO-LRFD:

$$n = \begin{cases} 8 & \text{for } 3.5 \leq f'_c < 4.5 \text{ ksi} \\ 7 & \text{for } 4.5 \leq f'_c < 6.0 \text{ ksi} \\ 6 & \text{for } f'_c \geq 6.0 \text{ ksi} \end{cases}$$

4.3 PROPORSI PENAMPANG

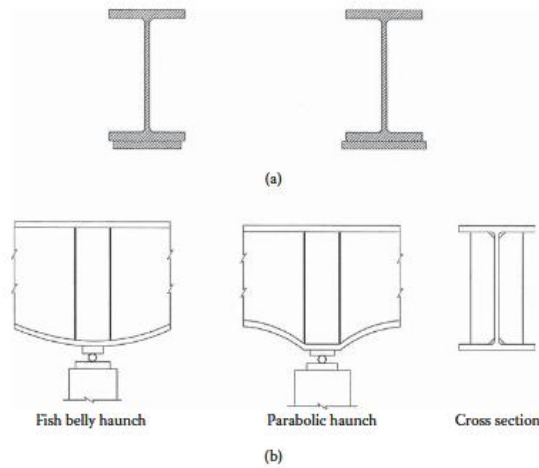
Klasifikasi Penampang

Bentuk penampang I dapat diklasifikasikan menjadi empat kategori berdasarkan proses fabrikasi yang berbeda atau perilaku strukturalnya sebagaimana dibahas di bawah ini:

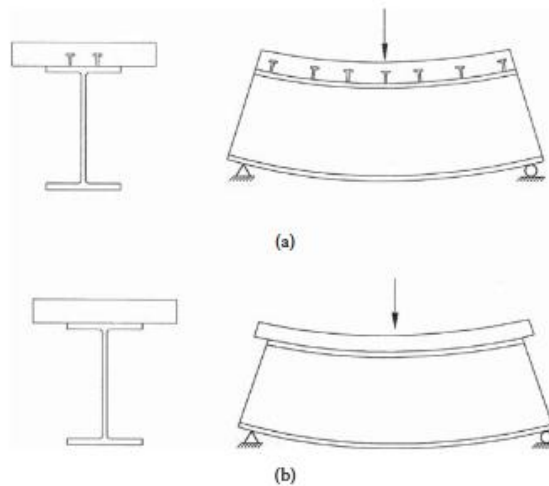
- Penampang I baja dapat berupa penampang yang digulung, juga dikenal sebagai balok I (Gambar 4.5a) dengan atau tanpa pelat penutup, atau penampang yang dibangun, juga dikenal sebagai gelagar pelat (Gambar 4.5b) dengan atau tanpa haunches yang terdiri dari pelat flens atas dan bawah yang dilas ke pelat badan. Perlu dicatat bahwa badan dari penampang yang digulung selalu memenuhi persyaratan kekompakan, sementara flens mungkin tidak. Untuk meningkatkan kekuatan lentur penampang yang digulung, pelat penutup pada flens umumnya ditambahkan. Balok I baja yang digulung dapat diaplikasikan untuk bentang yang lebih pendek kurang dari 100 kaki (30 m) dan gelagar pelat untuk bentang yang lebih panjang sekitar 100 hingga 300 kaki (30 hingga 90 m). Penampang gelagar pelat memberikan kebebasan dan fleksibilitas bagi para



insinyur untuk memproporsikan flensa dan pelat badan secara efisien. Gelagar pelat dapat dianggap sebagai balok tinggi. Ciri khas gelagar pelat adalah penggunaan pengaku transversal yang memberikan aksi medan tarik yang meningkatkan kekuatan geser pascatekuk. Gelagar pelat juga mungkin memerlukan pengaku longitudinal untuk mengembangkan kekuatan tekuk lentur inelastis.



Gambar 4.5 Penampang Balok Baja Tipikal: (A) Balok Rol Dengan Pelat Penutup; (B) Balok Pelat Susun Dengan Haunches.



Gambar 4.6 Penampang Komposit Dan Non-Komposit: (A) Balok Komposit; (B) Balok Non-Komposit.

- Penampang-I dapat diklasifikasikan sebagai komposit atau nonkomposit. Penampang baja yang bekerja bersama dengan dek beton untuk menahan lentur disebut penampang komposit (Gambar 4.6a). Penampang baja yang terputus dari dek beton disebut nonkomposit (Gambar 4.6b). Karena penampang komposit paling efektif memanfaatkan sifat baja dan beton, penampang ini seringkali menjadi pilihan terbaik. Penampang komposit baja-beton digunakan pada daerah momen positif dan jembatan



gelagar direkomendasikan oleh AASHTO-LRFD, sedangkan penampang nonkomposit digunakan pada daerah momen negatif (AASHTO 2012).

- Penampang I juga dapat diklasifikasikan sebagai penampang kompak, nonkompak, dan ramping (AASHTO 2012, AISC 2010a). Penampang kompak yang memenuhi syarat dapat mengembangkan distribusi tegangan plastis penuh dan diharapkan mampu mencapai tingkat daktilitas deformasi rotasi minimal 4. Penampang nonkompak hanya mengembangkan tegangan luluh pada serat terluar elemen tekan sebelum tekuk lokal, tetapi tidak akan menahan tekuk lokal inelastis pada tingkat regangan yang diperlukan untuk distribusi tegangan plastis penuh. Penampang elemen ramping akan tekuk elastis sebelum tegangan luluh tercapai. Penampang baja ramping tidak diperbolehkan pada gelagar jembatan (AASHTO 2012).
- Penampang I juga dapat diklasifikasikan sebagai penampang hibrida atau nonhibrida. Penampang hibrida yang terdiri dari flens dengan kuat luluh yang lebih tinggi daripada badan dapat digunakan untuk menghemat material dan semakin dipromosikan berkat baja berkekuatan tinggi yang baru.

Langkah pertama dalam perancangan struktur jembatan gelagar-I adalah memilih bentuk gelagar-I atau menentukan ukuran awal badan dan sayap gelagar pelat. Bagian berikut menyajikan prinsip-prinsip dasar pemilihan bentuk gelagar-I dan menentukan ukuran dimensi gelagar pelat.

Rasio Kedalaman terhadap Bentang

Untuk girder lurus pada jembatan jalan raya, Tabel 2.5.2.6.3-1 AASHTO LRFD (AASHTO 2012) menetapkan bahwa rasio minimum kedalaman bagian girder baja terhadap panjang bentang adalah 0,033 untuk bentang tumpuan sederhana dan 0,027 untuk bentang menerus; rasio minimum kedalaman keseluruhan (pelat beton ditambah girder baja) terhadap panjang bentang adalah 0,04 untuk bentang tumpuan sederhana dan 0,032 untuk bentang menerus. Untuk girder lengkung horizontal, kedalaman minimum kemungkinan besar perlu ditingkatkan sebesar 10 hingga 20%. Bentuk I-rolled distandarisasi dan dapat dipilih dari Manual AISC (2010b). Pada girder lurus pada jembatan kereta api, rasio kedalaman terhadap bentang biasanya 0,05 hingga 0,055.



Gambar 4.7 Jembatan Girder Baja Kontinu



Penampang melintang variabel dapat digunakan untuk menghemat material jika momen lentur lebih kecil dan/atau lebih besar di dekat ujung bentang (Gambar 4.5b).

Penampang berpuncak (haunched) dapat digunakan untuk bentang menerus. Gambar 4.7 menunjukkan jembatan gelagar baja kontinu berpuncak. Untuk gelagar-I berpuncak, rasio kedalaman terhadap bentang biasanya diambil sebesar 0,05–0,06 pada pilar dan 0,025–0,033 pada bentang tengah. Namun, tenaga kerja yang dibutuhkan untuk pengelasan dan fabrikasi dapat ditingkatkan. Biaya tenaga kerja dan material harus seimbang untuk mencapai tujuan desain. Perancang harus berkonsultasi dengan fabrikator lokal untuk menentukan praktik umum dalam konstruksi gelagar pelat. Gambar 4.8 menunjukkan rasio kedalaman terhadap bentang yang umum.

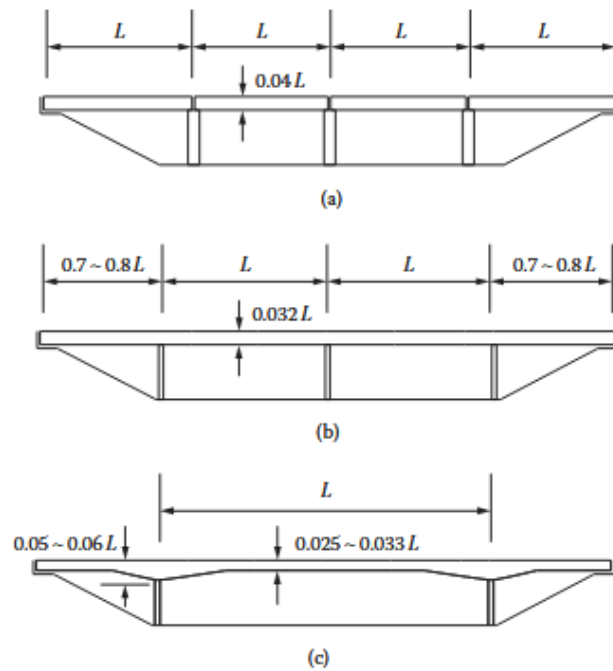
Gelagar pelat harus memiliki kekuatan lentur dan geser serta kekakuan yang memadai. Pemilihan pelat flens dan web yang praktis tidak boleh menimbulkan kesulitan fabrikasi yang tidak biasa. Girder yang efisien adalah yang memenuhi persyaratan ini dengan bobot minimum. Girder yang ekonomis meminimalkan biaya konstruksi dan mungkin sesuai atau tidak sesuai dengan alternatif bobot terendah.

Flensa

Flensa memberikan kekuatan lentur. Lebar dan tebal biasanya ditentukan dengan memilih luas flensa dalam batas rasio lebar terhadap tebal, b/t , dan persyaratan sebagaimana ditentukan dalam spesifikasi desain untuk mencegah tekuk lokal. Penguat lateral pada flensa tekan biasanya diperlukan untuk mencegah tekuk torsi lateral selama berbagai tahap pembebanan. Panduan praktisnya adalah sebagai berikut:

- Flensa harus memiliki lebar minimal 12 inci. Lebar flensa yang konstan untuk seluruh panjang girder lebih disukai. Jika luas flensa perlu ditambah, sebaiknya ketebalan flensa diubah. Jika lebar flensa perlu diubah, sebaiknya lebarnya diubah hanya pada sambungan lapangan. Penambahan lebar harus dalam kelipatan 2 atau 3 inci. Untuk girder lengkung horizontal, lebar flensa harus sekitar seperempat dari kedalaman badan. Untuk girder lurus, lebar flens sekitar seperlima hingga seperenam dari kedalaman web sudah memadai.
- Untuk girder lurus, ketebalan flens minimum harus $3/4$ inci. Untuk girder lengkung, ketebalan 1 inci merupakan ketebalan minimum yang praktis. Ketebalan flens maksimum yang diinginkan adalah 3 inci. Baja Grade 50 dan HPS 70W tidak tersedia dengan ketebalan lebih dari 4 inci. Ketebalan flens harus memiliki selisih $1/8$ inci untuk ketebalan hingga 1 inci, $1/4$ inci dari 1 hingga 3 inci, dan $1/2$ inci dari 3 hingga 4 inci. Pada lokasi di mana ketebalan flens diubah, flens yang lebih tebal harus menyediakan area sekitar 25% lebih luas daripada flens yang lebih tipis. Selain itu, flens yang lebih tebal tidak boleh lebih dari dua kali ketebalan flens yang lebih tipis.





Gambar 4.8 Rasio Kedalaman Terhadap Bentang Dan Susunan Bentang: (A) Bentang Tumpuan Sederhana; (B) Bentang Menerus Dengan Kedalaman Konstan; (C) Bentang Menerus Dengan Kedalaman Variabel.

- Baik sayap tekan maupun sayap tarik harus memenuhi persyaratan proporsi berikut (AASHTO-LRFD Pasal 6.10.2.2) sebagai berikut:

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq 12 \quad (4.2)$$

$$b_f \geq \frac{D}{6} \quad (4.3)$$

$$t_f \geq 1.1t_w \quad (4.4)$$

$$0.1 \leq \frac{I_{yc}}{I_{yt}} \leq 10 \quad (4.5)$$

- di mana b_f dan t_f adalah lebar penuh dan tebal flens (inci); t_w adalah tebal badan (inci); I_{yc} dan I_{yt} adalah momen inersia flens tekan dan flens tarik terhadap sumbu vertikal pada bidang badan masing-masing (inci⁴); D adalah kedalaman badan (inci). Persamaan 4.2 adalah untuk memastikan bahwa flens tidak akan terdistorsi secara berlebihan saat dilas ke badan. Persamaan 4.3 memastikan bahwa panel badan interior yang diperkeras dapat mengembangkan ketahanan geser tekuk pascaelastis oleh aksi medan tarik. Persamaan 4.4 memastikan bahwa flens dapat memberikan beberapa pengekangan dan kondisi batas yang tepat untuk menahan tekuk geser badan.



Persamaan 4.5 memastikan proporsi flens yang lebih efisien dan mencegah penggunaan bagian-bagian yang mungkin sulit ditangani selama konstruksi. Ini juga memastikan bahwa rumus tekuk torsional lateral yang digunakan dalam AASHTO (AASHTO 2012) valid.

Web

Web terutama memberikan kekuatan geser untuk girder. Karena web hanya berkontribusi sedikit terhadap ketahanan lentur, ketebalannya harus sekecil mungkin agar sesuai dengan batas rasio kedalaman web terhadap ketebalan, yaitu $D/t_w \leq 150$ untuk web tanpa pengaku longitudinal, dan $D/t_w \leq 300$ untuk web dengan pengaku longitudinal (Pasal 6.10.2.1 AASHTO). Kedalaman web sebaiknya dibuat dengan kelipatan 2 atau 3 inci demi kenyamanan. Kedalaman web yang lebih besar dari 120 inci akan memerlukan sambungan longitudinal dan vertikal.

Untuk menghindari distorsi yang berlebihan akibat pengelasan, ketebalan web sebaiknya tidak kurang dari 1/2 inci. Pelat yang lebih tipis bersifat subjektif. Ketebalannya harus cukup untuk menghindari kebutuhan pengaku longitudinal. Ketebalan web harus konstan atau dengan jumlah perubahan yang terbatas. Lebih disarankan untuk memiliki satu atau dua ukuran web untuk girder kontinu dan satu ukuran web untuk bentang sederhana. Peningkatan ketebalan web harus 1/16 atau 1/8 inci untuk ketebalan pelat hingga 1 inci, dan peningkatan 1/4 inci untuk pelat lebih dari 1 inci.

Pengaku

Untuk penampang-I yang dibangun, pengaku longitudinal dapat disediakan untuk meningkatkan ketahanan lentur dengan mencegah tekuk lokal, sementara pengaku transversal biasanya disediakan untuk meningkatkan ketahanan geser akibat aksi medan tarik. Tiga jenis pengaku berikut biasanya digunakan untuk Penampang-I:

- Pengaku transversal antara: Pengaku ini biasanya dilas ke web dan berfungsi sebagai jangkar untuk gaya medan tarik sehingga ketahanan geser pascatekuk dapat terbentuk. Perlu dicatat bahwa tekuk geser web elastis tidak dapat dicegah dengan pengaku transversal. Pengaku transversal dirancang untuk (1) memenuhi persyaratan kelangsingan elemen yang menonjol untuk menghasilkan tekuk lokal, (2) memberikan kekakuan agar badan balok dapat mengembangkan kapasitas pascatekuknya, dan (3) memiliki kekuatan untuk menahan komponen vertikal tegangan diagonal pada badan balok. Pengaku yang menghubungkan rangka/diafragma silang harus dilas atau dibaut ke kedua sayap. Pengaku tanpa menghubungkan rangka/diafragma silang dilas ke sayap tekan dan dipasang erat ke sayap tarik. Pelat pengaku sebaiknya memiliki lebar satu inci genap dari ukuran stok batang datar.
- Pengaku tumpu: Pengaku ini diperlukan di semua lokasi tumpu dan di semua lokasi yang menopang beban terpusat. Untuk balok rol, pengaku tumpu mungkin tidak diperlukan ketika geser terfaktor kurang dari 75% dari tahanan geser terfaktor. Pengaku ini berfungsi sebagai komponen tekan untuk menopang beban terpusat vertikal dengan menumpu pada ujung pengaku (Gambar 4.5). Pengaku melintang ini terhubung ke badan baja untuk menyediakan batas vertikal bagi gaya geser jangkar dari aksi



medan tarik. Pengaku ini dirancang untuk memenuhi persyaratan kelangsingan, tumpuan, dan kompresi aksial. Pengaku bantalan dilas atau dibaut pada kedua sisi badan baja. Pengaku bantalan harus cukup tebal untuk mencegah perlunya beberapa pasang pengaku bantalan guna menghindari kesulitan fabrikasi pengaku ganda. AASHTO-LRFD Pasal 6.10.11.2 mensyaratkan pengaku memanjang hingga kedalaman penuh badan baja dan sedekat mungkin dengan tepi flensa.

- Pengaku longitudinal: Pengaku ini berfungsi sebagai batas penahan untuk elemen kompresi sehingga tegangan tekuk lentur inelastis dapat terbentuk di dalam badan baja. Pengaku longitudinal terdiri dari pelat yang dilas memanjang ke salah satu sisi badan baja, atau sudut yang dibaut. Posisinya harus berada pada jarak $2D_c/5$ dari permukaan bagian dalam flens tekan, dengan D_c adalah kedalaman web dalam tekan pada penampang momen maksimum untuk menghasilkan desain yang optimal. Kelangsingan dan kekakuan perlu dipertimbangkan saat menentukan ukuran pengaku longitudinal. Disarankan untuk menggunakan ketebalan web yang memadai agar pengaku longitudinal tidak diperlukan lagi karena dapat menyulitkan fabrikasi dan menghasilkan detail yang rentan terhadap kelelahan.

4.4 BENTANG DAN SUSUNAN RANGKA

Konfigurasi Bentang

Konfigurasi bentang memainkan peran penting dalam penggunaan baja yang efisien dan hemat biaya. Untuk kasus di mana lokasi pilar fleksibel, perancang harus mengoptimalkan susunan bentang. Balok/girder kontinu dua bentang bukanlah sistem yang paling efisien karena momen negatif yang tinggi. Girder kontinu tiga dan empat bentang lebih disukai, tetapi mungkin tidak selalu memungkinkan. Untuk girder kontinu multibentang, susunan bentang yang baik adalah memiliki panjang bentang ujung sekitar 70% hingga 80% dari panjang bentang interior. Susunan bentang interior yang sama juga relatif ekonomis. Konfigurasi bentang dengan gaya angkat akibat beban hidup ditambah dampak harus dihindari. Gambar 4.8 juga menunjukkan beberapa susunan bentang yang umum.

Penggunaan girder dengan tumpuan sederhana di bawah beban konstruksi dan girder kontinu dengan tulangan baja untuk beban hidup dapat menjadi metode rangka yang ekonomis. Jenis rangka ini menawarkan beberapa keuntungan dibandingkan desain balok kontinu dengan menghilangkan sambungan yang mahal dan pengangkatan berat selama pemasangan girder. Kelemahan potensialnya adalah kemungkinan diperlukannya penampang yang lebih dalam dan berat baja per satuan luas dek yang mungkin lebih tinggi. Metode rangka ini perlu dikaji kasus per kasus untuk menentukan apakah metode ini menguntungkan secara ekonomi. Ketika konfigurasi bentang dengan tumpuan sederhana digunakan, perhatian khusus harus diberikan pada detail kinerja seismik.

Jarak Girder

Sebagai aturan umum, desain struktur atas yang paling ekonomis dapat dicapai dengan menggunakan jarak girder dalam kisaran 11 hingga 14 kaki. Untuk bentang kurang dari 140 kaki, jarak 10 hingga 12 kaki lebih disukai. Untuk bentang lebih dari 140 kaki, jarak 11 hingga



14 kaki direkomendasikan. Penggunaan panel bekisting dek logam akan membatasi jarak antar balok hingga sekitar 16 kaki. Jarak antar gelagar di atas 16 kaki mungkin memerlukan sistem dek pasca-tegang melintang. Tata letak gelagar paralel harus digunakan sedapat mungkin.

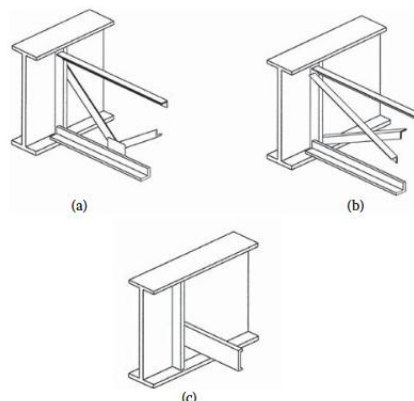
Diafragma dan Rangka Silang

Istilah diafragma dan rangka silang merupakan sinonim. Gambar 4.9 menunjukkan jenis diafragma dan rangka silang yang umum digunakan pada gelagar pelat berbentuk I dan bentang balok rol. Rangka K dan rangka X biasanya dilengkapi dengan top strut seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.9. Rangka silang antara memberikan bresing terhadap tekuk torsi lateral pada flensa tekan selama pemasangan dan penempatan beton dek, serta untuk semua tahap pembebanan di daerah lentur negatif. Rangka silang ini juga memberikan bresing lateral untuk beban angin dan ikut serta dalam distribusi beban hidup hingga taraf tertentu. Rangka silang ujung atau diafragma pada pilar dan abutmen disediakan untuk menyalurkan beban angin lateral dan beban seismik ke bantalan.

Pada jembatan girder lengkung horizontal, rangka silang dan diafragma dianggap sebagai komponen utama penahan beban karena merupakan bagian penting dari keseluruhan sistem struktur. Pada jembatan girder miring, rangka silang menahan beban yang signifikan karena menahan defleksi diferensial girder yang berdekatan dan membentuk jalur beban sekunder. Rangka silang ujung atau diafragma pada jembatan baja pelat pada girder dapat dirancang sebagai sistem daktail untuk kinerja inelastis yang lebih baik dan kapasitas disipasi energi untuk membatasi gaya seismik yang ditransfer ke substruktur dalam arah melintang. Sistem diafragma ujung daktail biasanya efektif pada jembatan bentang panjang dan mungkin tidak efektif untuk jembatan bentang pendek ketika struktur atas secara signifikan lebih kaku daripada substruktur. Panduan dan referensi yang lebih rinci dapat ditemukan pada Zahrai dan Bruneau; Carden dan rekan-rekan. Carden, Itani, dan Buckle ; Bahrami, Itani, dan Buckle.

Jarak

Batas jarak 25 kaki (7,8 m) untuk diafragma dan rangka silang ditetapkan dalam Spesifikasi Desain Standar AASHTO. Namun, AASHTO-LRFD tidak lagi menetapkan batas jarak antar rangka silang, melainkan memerlukan analisis rasional untuk menyelidiki kebutuhan pada semua tahapan prosedur konstruksi yang diasumsikan dan kondisi akhir. Jarak ini sesuai dengan pengaku melintang.



Gambar 4.9 Rangka Silang Dan Diafragma: (A) Tipe-V; (B) Tipe-X; (C) Diafragma Saluran.



Orientasi

Rangka silang antara ditempatkan sejajar dengan kemiringan hingga kemiringan 20° dan tegak lurus terhadap girder untuk sudut kemiringan lebih besar dari 20° . Pada jembatan miring dengan rangka silang ditempatkan tegak lurus terhadap girder, mungkin terdapat situasi di mana rangka silang tersusun secara staggered atau terputus-putus di sepanjang lebar jembatan. Pada rangka silang terputus-putus ini, tegangan lentur flensa lateral dapat terjadi pada flensa girder dan harus dipertimbangkan. Pasang pengaku di sisi belakang pelat sambungan jika rangka silang stagger digunakan. Balok lengkung horizontal harus selalu memiliki rangka silang yang ditempatkan pada garis radial.

Desain ekonomis yang baik akan meminimalkan jumlah diafragma dengan geometri yang bervariasi. Perubahan superelevasi, lengkungan vertikal, lebar pelat sambungan yang berbeda, dan pelebaran balok silang, semuanya bertentangan dengan tujuan ini.

Sambungan

Rangka silang biasanya dihubungkan ke pengaku melintang. Pengaku ini memiliki sambungan positif ke sayap girder dan dapat dibaut atau dilas, meskipun pengelasan lebih disukai. Untuk jembatan yang dibangun secara bertahap atau dengan sudut kemiringan yang lebih besar, defleksi diferensial antar girder akibat penempatan pelat dapat menjadi signifikan. Jika defleksi diferensial signifikan, lubang beralur dan baut pemasangan yang dikencangkan dengan tangan dengan mur kusen disediakan selama pengecoran beton, dan baut permanen dengan tegangan penuh atau sambungan las lapangan dipasang setelah penghalang dipasang. Lubang baut dapat dibor di lapangan untuk memastikan kesesuaian yang tepat. Rangka silang antara antar tingkat dihilangkan jika memungkinkan. Sambungan antara rangka silang dan pengaku biasanya dibaut untuk tujuan pemasangan konstruksi guna mengatasi potensi retak lelah di luar bidang pada las.

Pedoman Desain

- Diafragma atau rangka silang dibuat sedalam mungkin untuk mentransfer beban lateral dan memberikan stabilitas lateral. Kedalamannya minimal 0,5 dari kedalaman balok untuk balok rol dan 0,75 dari kedalaman girder untuk girder pelat.
- Rangka silang harus dirancang dan dirinci sedemikian rupa sehingga dapat didirikan sebagai satu kesatuan, dan semua pengelasan selama fabrikasi harus dilakukan dari satu sisi untuk meminimalkan biaya penanganan. Minimalnya, rangka silang dirancang untuk menahan beban angin lateral. Analisis rasional lebih disukai untuk menentukan gaya lateral aktual.
- Diafragma ujung dan rangka silang pada tumpuan dirancang untuk menahan semua gaya lateral yang ditransmisikan ke substruktur. Kecuali jika dirinci sebagai elemen daktail, diafragma ujung atau rangka silang dirancang untuk menahan kapasitas geser kekuatan berlebih dari substruktur. Konektor geser harus disediakan untuk mentransfer beban lateral dari dek ke diafragma ujung. Ketika sambungan ekspansi terjadi pada tumpuan, diafragma ujung dirancang untuk menahan beban roda truk dan beban dampak.



- Rasio kelangsingan efektif (KL/r) untuk diagonal tekan masing-masing kurang dari 120 dan 140 untuk girder lengkung horizontal dan girder lurus (AASHTO-LRFD Pasal 6.9.3); dan untuk komponen tarik (L/r) kurang dari 240 (AASHTO-LRFD Pasal 6.8.4).
- Komponen rangka silang dan gusset yang terdiri dari bentuk sudut tunggal atau WT harus dirancang untuk eksentrisitas yang melekat pada sambungan gusset. Gunakan pelat gusset persegi panjang sebagai pengganti poligon multisisi.
- Pelat baja, girder I, dan diafragma beton dapat digunakan pada abutmen dan pilar. Penggunaan abutmen integral, pilar, dan bent dianjurkan.

Penguat Lateral

Fungsi utama penguat lateral adalah untuk mentransfer beban angin ke bantalan dan memberikan stabilitas lateral pada sayap tekan pada bidang horizontal. Penggunaan sistem penguat lateral sudah tidak umum lagi, karena kini diketahui bahwa peran sistem penguat lateral dalam menahan beban angin dapat diabaikan pada jembatan yang telah selesai dibangun. Namun, semua tahap konstruksi harus diteliti untuk kebutuhan penguat lateral, khususnya untuk gelagar lengkung dan gelagar lurus panjang. Penguat lateral harus ditempatkan sedekat mungkin dengan bidang sayap yang akan dikuatkan.

Penguat lateral sayap bawah harus dihindari karena penguat tersebut menciptakan detail yang sensitif terhadap kelelahan dan mahal untuk fabrikasi, pemasangan, dan perawatan. Ukuran sayap harus memadai untuk mencegah kebutuhan penguat lateral sayap bawah.

Lokasi Sambungan Lapangan

Sambungan lapangan sebaiknya ditempatkan pada titik-titik kontrafleksur beban mati dan pada titik-titik perubahan penampang, dengan jarak antar sambungan lebih dari 50 kaki (15,2 m). Lokasi sambungan juga bergantung pada batasan pengiriman dan fabrikasi. Panjang potongan yang dikirim biasanya kurang dari 125 kaki (38 m) dan berat kurang dari 40 ton. Sambungan tidak perlu ditempatkan tepat pada titik kontrafleksur, tetapi harus cukup dekat. Sambungan lapangan terkadang perlu ditempatkan di dekat titik momen maksimum pada bentang yang lebih panjang untuk memenuhi persyaratan pemasangan. Sambungan baut lapangan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.10 lebih disukai. Girder yang berdekatan harus disambung di lokasi yang kurang lebih sama.

Sambungan Ekspansi dan Engsel

Engsel dalam bentang umumnya tidak direkomendasikan untuk jembatan baja karena tidak banyak solusi yang dapat diterima untuk desain engsel yang dapat menahan beban seismik. Jembatan baja telah dirancang tanpa sambungan ekspansi dan engsel pada panjang hingga 1200 kaki (366 m). Bila digunakan tutup yang dijatuhkan, struktur atas dapat dipisahkan dari struktur bawah dengan bantalan ekspansi guna mencegah pengaruh suhu yang tidak semestinya pada struktur bawah.





Gambar 4.10 Sambungan baut lapangan.

4.5 PEMODELAN DAN ANALISIS STRUKTURAL

Jembatan gelagar baja lurus umumnya dianalisis dengan metode gelagar lurus. Metode ini mengevaluasi gelagar secara individual dan menggunakan faktor distribusi beban hidup untuk mempertimbangkan pengaruh dari sistem superstruktur lainnya. Dalam analisis ini, kekakuan lentur penampang komposit diasumsikan sepanjang jembatan meskipun daerah momen negatif dapat dirancang sebagai nonkomposit untuk kapasitas penampang. Baja tulangan longitudinal pada lapisan atas dek beton dalam lebar dek efektif umumnya tidak dimasukkan dalam perhitungan sifat penampang.

Dalam analisis awal, kekakuan lentur konstan dapat diasumsikan. Dalam analisis akhir gelagar-I komposit, sifat kekakuan penampang baja saja untuk beban yang diterapkan pada penampang nonkomposit, sifat kekakuan penampang komposit jangka panjang untuk beban permanen yang diterapkan pada penampang komposit, dan sifat kekakuan penampang komposit jangka pendek untuk beban transien digunakan secara berurutan sepanjang jembatan. Beban mati biasanya didistribusikan ke girder berdasarkan luas anak sungai. Distribusi beban hidup bergantung pada jarak girder S , panjang bentang L , kedalaman pelat beton t_s , parameter kekakuan longitudinal K_g , dan jumlah girder N_b . Beberapa rumus perkiraan direkomendasikan oleh AASHTO Pasal 4.6.2.2.1.

Analisis yang lebih rinci menggunakan metode elemen hingga dapat digunakan dalam menganalisis sistem jembatan yang kompleks seperti jembatan miring dan jembatan lengkung horizontal. Referensi diberikan pada Pedoman AASHTO/NSBA terbaru untuk Analisis Jembatan Girder Baja (AASHTO/NBSA 2011).

4.6 KONDISI BATAS DESAIN DAN PROSEDUR

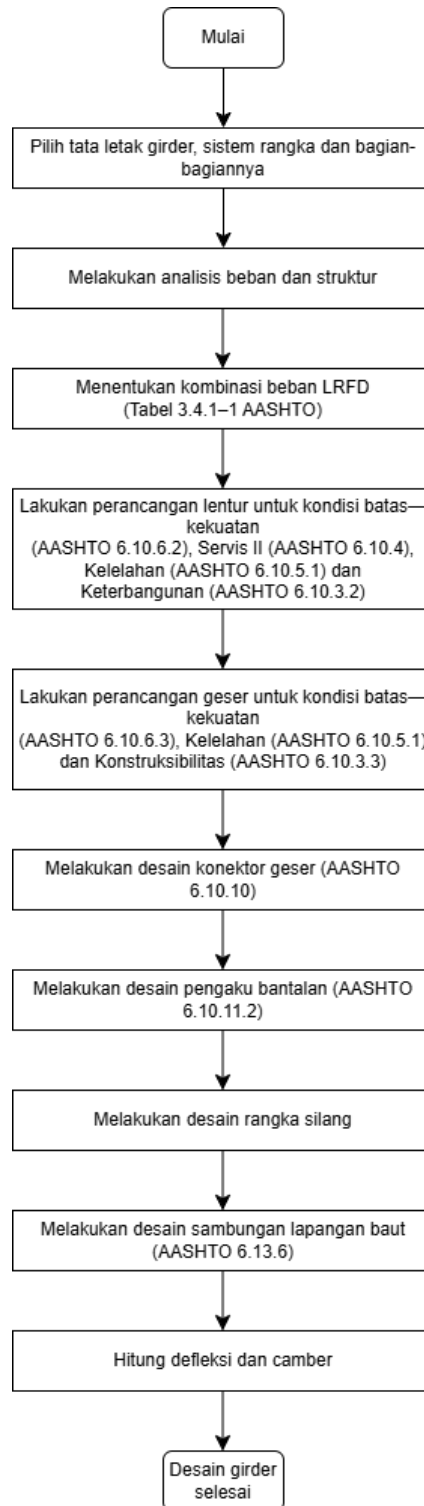
Kondisi Batas Desain

Jembatan jalan raya di Amerika Serikat dirancang untuk memenuhi persyaratan dalam berbagai kondisi batas yang ditentukan oleh AASHTO-LRFD seperti Kekuatan I, Kekuatan II, Daya Layani II, Kelelahan I dan II, serta kejadian ekstrem. Konstruktibilitas (AASHTO 6.10.3) harus dipertimbangkan.



Prosedur Desain

Desain girder baja jalan raya dapat mengikuti diagram alir seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.11.



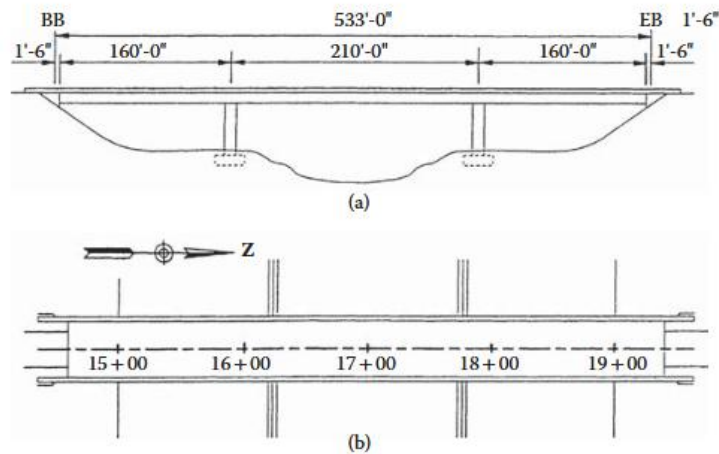
Gambar 4.11 Diagram alir desain girder baja tipikal.



4.7 JEMBATAN GIRDER PELAT KOMPOSIT KONTINU TIGA BENTANG

Data Jembatan

Sebuah jembatan girder pelat komposit kontinu tiga bentang memiliki dua bentang samping yang sama panjangnya 160 kaki (48,8 m) dan satu bentang tengah sepanjang 210 kaki (64 m). Struktur atasnya memiliki lebar 44 kaki (13,4 m). Tampak elevasi dan tampak denah ditunjukkan pada Gambar 4.12.



Gambar 4.12 Jembatan gelagar pelat kontinu tiga bentang: (a) elevasi; (b) denah.

Baja struktural: A709 Grade 50 untuk badan dan sayap

$$F_{yw} = F_{yt} = F_{yc} = F_y = 50 \text{ ksi (345 MPa)}$$

A709 Grade 36 untuk pengaku, dan seterusnya. $F_{ys} = 36 \text{ ksi (248 MPa)}$

Beton: $f'_c = 4000 \text{ psi (27,6 MPa)}$, $E_c = 3625 \text{ ksi (25,0 MPa)}$

rasio modular $n = 8$

Beban: Beban mati = berat sendiri + rel pembatas + lapisan beton bertulang 3 inci yang akan aus. Beban hidup = AASHTO HL-93 + tunjangan beban dinamis.

Lalu lintas truk harian rata-rata satu lajur. ADTT = 3600 (satu arah).

Dek: Pelat dek beton dengan ketebalan = 10,875 inci (276 mm).

Konstruksi: Konstruksi tanpa penopang.

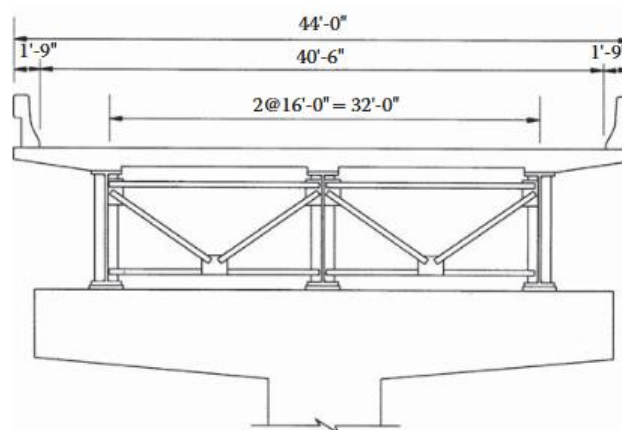
Persyaratan Desain

Lakukan perhitungan desain berikut untuk girder pelat interior pada Bentang 1 sesuai dengan *Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO LRFD*, Edisi 2012 (AASHTO 2012).

- Pilih tata letak dan penampang girder untuk daerah lentur positif.
- Melakukan analisis beban dan struktur.
- Menentukan faktor beban dan resistansi serta kombinasi beban.
- Menghitung momen dan geser terfaktor.
- Merancang lentur penampang komposit pada titik 0,4 kondisi batas kekuatan.
- Merancang geser ujung kiri bentang 1 kondisi batas kekuatan.
- Memeriksa kondisi batas fatik detail girder tipikal daerah lentur positif.
- Merancang pengaku tumpu.



- Merancang pengaku transversal antara.
- Merancang konektor geser untuk daerah lentur positif bentang 1.
- Memeriksa persyaratan kondisi batas layanan.
- Memeriksa persyaratan konstruksi.



Gambar 4.13 Jembatan gelagar pelat kontinu tiga bentang—penampang tipikal.

Perhitungan Desain

Memilih Tata Letak dan Penampang Girder untuk Daerah Lentur Positif

1. *Memilih Jarak Girder*

Jarak girder 16 kaki dipilih dan penampang tipikal ditunjukkan pada Gambar 4.13.

2. *Pilih Jarak Rangka Silang Antara*

Rangka silang dengan jarak 20 kaki untuk Bentang 1 dan 3, dan 21 kaki untuk Bentang 2 dipilih untuk mengakomodasi jarak pengaku melintang untuk desain web dan untuk memfasilitasi pengurangan ketebalan sayap yang diperlukan pada penampang gelagar pada titik tekuk.

3. *Pilih Penampang Gelagar Baja untuk Daerah Lentur Positif*

Penampang melintang biasanya diproporsikan berdasarkan praktik sebelumnya dan batas proporsi yang ditentukan dalam AASHTO 6.10.2.

Flensa Kompresi Atas

Panjang maksimum gelagar pelat baja yang diangkut umumnya dibatasi hingga panjang sekitar 120 kaki dan berat sekitar 180 kip dan dapat bervariasi tergantung lokasinya. Merupakan praktik umum bahwa panjang tanpa penopang setiap bagian pengiriman dibagi dengan lebar minimum flens tekan harus kurang dari sekitar 85. Untuk panjang 120 kaki, lebar flens tekan sebaiknya lebih besar dari $(120 \times 12)/85 = 17$ inci. Coba flens tekan atas $b_{fc} \times t_{fc} = 18 \times 1$ (inci \times inci).

Web

Tabel 2.5.2.6.3-1 AASHTO menetapkan bahwa, untuk girder komposit, rasio minimum kedalaman bagian girder baja terhadap panjang bentang adalah 0,033 untuk bentang tunggal



dan 0,027 untuk bentang menerus. Untuk contoh desain ini, kedalaman balok baja lebih besar dari $0,027(210) = 5,67$ kaki = 68 inci. Coba web $D \times t_w = 90 \times 0,625$ (inci \times inci).

Flensa Tarik Bawah

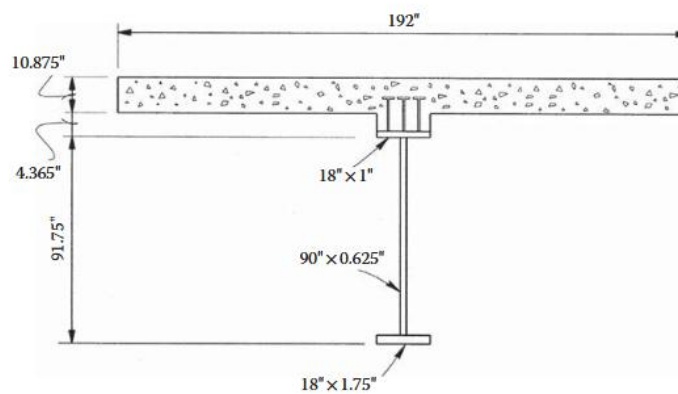
Coba flensa tarik bawah $b_{ft} \times t_{ft} = 18 \times 1,75$ (inci \times inci). Periksa Batas Proporsi Penampang (AASHTO 6.10.2.2)

- Web tanpa pengaku longitudinal

$$\frac{D}{t_w} = \frac{90}{0.625} = 144 < 150$$

- Flensa kompresi

$$\frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{18}{2(1.0)} = 9 < 12$$



Gambar 4.14 Penampang melintang di daerah lentur positif.

$$b_{fc} = 18 > \frac{D}{6} = \frac{90}{6} = 15$$

$$t_{fc} = 1.0 \text{ in.} > 1.1t_w = 1.1(0.625) = 0.69 \text{ in.}$$

- Flensa tegangan

$$\frac{b_{ft}}{2t_{ft}} = \frac{18}{2(1.75)} = 5.14 < 12$$

$$b_{ft} = 18 > \frac{D}{6} = \frac{90}{6} = 15$$

$$t_{ft} = 1.75 \text{ in.} > 1.1t_w = 1.1(0.625) = 0.69 \text{ in.}$$

- Rasio Flensa



$$0.1 < \frac{l_{yc}}{l_{yt}} = \frac{\frac{(1)(18)^3}{12}}{\frac{(1.75)(18)^3}{12}} = 0.57 < 10$$

Penampang gelagar interior ditunjukkan pada Gambar 4.14.

Melakukan Analisis Beban dan Struktural

1. Hitung Beban Permanen untuk Gelagar Interior

Beban permanen atau beban mati gelagar interior mencakup *DC* dan *DW*. *DC* adalah beban mati komponen struktural dan sambungan nonstruktural. *DW* adalah beban mati permukaan aus. Untuk tujuan desain, dua bagian *DC* didefinisikan sebagai, *DC1*, beban mati struktural, yang bekerja pada penampang nonkomposit dan *DC2*, beban mati nonstruktural, yang bekerja pada penampang komposit jangka panjang.

- *DC1* — Beton dek (berat sendiri 150 lbs./ft.³) dan gelagar baja termasuk sistem penguat dan detailnya (perkiraan berat 300 lbs./ft. untuk setiap gelagar). Asumsikan bahwa *DC1* bekerja pada penampang nonkomposit, dan didistribusikan ke setiap gelagar oleh daerah tributari. Lebar anak sungai untuk gelagar bagian dalam adalah 16 kaki (4,9 m).

$$\begin{aligned} DC1 &= [(10.875/12) + (1.5)(15.2 - 10.975)/12(1.5)](0.15) + 0.3 \\ &= 2.557 \text{ kips/ft. } (37.314 \text{ kN/m}) \end{aligned}$$

- *DC2*—Berat rel pembatas (784 kip/ft.). Asumsikan *DC2* bekerja pada penampang komposit jangka panjang dan terdistribusi secara merata ke setiap girder.

$$DC2 = 0.784/3 = 0.261 \text{ kip/ft. } (3.809 \text{ kN/m})$$

- *DW* — Permukaan aus masa depan setebal 3 inci (76 mm) dengan berat satuan 140 lbs./ft.³. Asumsikan *DW* dipikul oleh penampang komposit jangka panjang, dan didistribusikan secara merata ke setiap gelagar.
- *DW* = (lebar dek – lebar penghalang) (ketebalan permukaan aus) (berat satuan)/3

$$= [44 - 2(1.75)] (0,25) (0,14)/3 = 0,473 \text{ kip/ft. } (6,903 \text{ kN/m})$$

2. Tentukan Beban Hidup dan Tunjangan Beban Dinamis

Beban hidup desain *LL* adalah AASHTO HL-93. Untuk mempertimbangkan dampak beban roda pada kendaraan yang bergerak, tunjangan beban dinamis *IM* = 33% untuk Batas Kekuatan I, dan 15% untuk batas kelelahan digunakan (Tabel 3.6.2.1-1 AASHTO).

3. Hitung Faktor Distribusi Beban Hidup

Periksa Rentang Penerapan Faktor Distribusi Beban Hidup



Untuk jembatan balok-pelat, distribusi beban hidup bergantung pada jarak girder S , panjang bentang L , kedalaman pelat beton t_s , dan parameter kekakuan longitudinal K_g serta jumlah girder N_b . Contoh ini dikategorikan sebagai Tipe "a" (dek beton di atas balok baja) (AASHTO Tabel 4.6.2.2-1). Penampang awal yang ditunjukkan pada Gambar 4.15 diasumsikan untuk memperkirakan parameter kekakuan longitudinal, K_g (AASHTO 4.6.2.2.1-1) untuk daerah momen positif pada Bentang 1.

Periksa rentang penerapan Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1 dan 4.6.2.2.3a-1 untuk struktur Tipe "a" (dek beton pada balok baja) sebagai berikut:

Jarak antar gelagar: $3,5 \text{ ft} < S = 16 \text{ ft} = 16 \text{ ft}$.

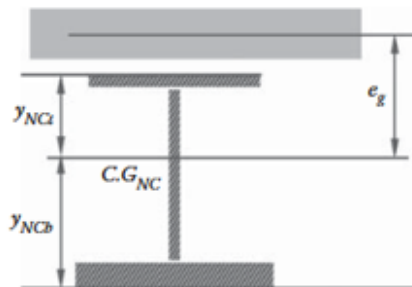
Panjang bentang: $20 \text{ ft} < L = (160, 210, \text{ dan } 160) \text{ ft} < 240 \text{ ft}$.

Dek beton: $4,5 \text{ in} < t_s = 10,875 \text{ in} < 12,0 \text{ in}$.

Jumlah gelagar: $N_b = 3 < 4$

Parameter kekakuan: $10.000 \text{ in.}^4 < K_g = 4.750.927 \text{ in.}^4 < 7.000.000 \text{ in.}^4$

| Komponen | $A_i(\text{in.}^2)$ | $y_i(\text{in.})$ | $A_i y_i(\text{in.}^3)$ | $y_i y_{NCb}(\text{in.})$ | $A_i (y_i y_{NCb})^2(\text{in.}^4)$ | $I_0(\text{in.}^4)$ |
|------------------------|---------------------|-------------------|-------------------------|---------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Flensa atas 18 x 1 | 18.00 | 92.25 | 1,660.5 | 51.42 | 47,593 | 1.5 |
| Web 90 x 0.625 | 56.25 | 46.75 | 2,629.7 | 5.92 | 1,972 | 37,969 |
| Flensa bawah 18 x 1.75 | 31.50 | 0.875 | 27.6 | -39.95 | 50,286 | 8.04 |
| Σ | 105.75 | - | 4,317.8 | - | 99,850 | 37,978 |



$$y_{NCb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{4,317.8}{105.75} = 40.83 \text{ in.}$$

$$y_{NCt} = (1.75 + 90 + 1) - 40.83 = 51.92 \text{ in.}$$

$$I_{NC} = \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{NCb})^2$$

$$= 37,978 + 99,850 = 137,828 \text{ in.}^4$$

$$e_g = 51.92 - 1.0 + 4.375 - \frac{10.875}{2}$$

$$= 60.73 \text{ in.}$$

Gambar 4.15 Properti Penampang Awal.



Terlihat bahwa jumlah girder $N_b = 3$ memenuhi batasan rentang penerapan faktor distribusi beban hidup perkiraan yang ditentukan dalam Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1 dan 4.6.2.2.3a-1. Faktor distribusi beban hidup untuk momen, DF_m , adalah nilai yang lebih kecil antara rumus perkiraan AASHTO dan aturan tuas. Faktor distribusi beban hidup untuk geser, DF_m , ditentukan oleh aturan tuas.

Untuk desain awal, AASHTO 4.6.2.2.2b mengizinkan suku $\frac{K_g}{(12Lt_s)^3}$ untuk diambil sebagai 1.0. Meskipun suku K_g sedikit bervariasi di sepanjang bentang dan antar bentang, faktor distribusi biasanya tidak sensitif terhadap nilai K_g . Untuk penyederhanaan, K_g Rentang 1 digunakan untuk semua rentang contoh ini.

Aturan Tuas

Aturan tuas mengasumsikan bahwa dek pada arah melintangnya hanya ditopang oleh girder dan menggunakan statika untuk menentukan distribusi beban hidup pada girder. AASHTO juga mensyaratkan bahwa, ketika aturan tingkat digunakan, faktor kehadiran ganda m (1.2 untuk satu lajur berbeban; 1.0 untuk dua lajur berbeban; 0.85 untuk tiga lajur berbeban; dan 0.65 untuk lebih dari tiga lajur berbeban) harus diterapkan.

Gambar 4.16 menunjukkan lokasi lajur lalu lintas untuk girder interior. Untuk lebar lajur lalu lintas 12 kaki (3.6 m), jumlah lajur lalu lintas untuk jembatan ini adalah tiga.

- a. Satu lajur berbeban (Gambar 4.16a)

$$R = \frac{13}{16} = 0.8125 \text{ lanes}$$

$$DF = mR = 1.2(0.8125) = 0.975 \text{ lanes.}$$

- b. Dua lajur terbebani (Gambar 4.16b)

$$R = \frac{13}{16} + \frac{9}{16} = 1.375 \text{ lanes}$$

$$DF = mR = 1.0(1.375) = 1.375 \text{ lanes (control)}$$

- c. Tiga lajur terbebani (Gambar 4.16c)

$$R = \frac{(13 + 3)}{16} + \frac{7}{16} = 1.4375 \text{ lanes}$$

$$DF = mR = 0.85(1.4375) = 1.222 \text{ lanes.}$$

Faktor distribusi beban hidup yang diperoleh dengan aturan tuas juga tercantum dalam Tabel 4.1.

Metode Perkiraan AASHTO



Tabel 4.1 Faktor Distribusi Beban Hidup untuk Girder Interior

| Rentang dan Lokasi | Panjang Rentang (kaki) | Keadaan Batas Kekuatan | | | | Keadaan Batas Kelelahan | |
|--------------------|------------------------|------------------------------|----------------------|--------------------------|----------------------|-------------------------|----------------------|
| | | Rumus Perkiraan Momen DF_m | | Aturan Tuas DF_m, DF_v | | DF_m | DF_v |
| | | Satu Jalur | Dua atau Lebih Jalur | Satu Jalur | Dua atau Lebih Jalur | Satu Jalur | Dua atau Lebih Jalur |
| | | | | | | | |
| 1* | 160 | 0.624 | 1.000 | 0.975 | 1.375 | 0.520 | 0.813 |
| 1 & 2** | 185 | 0.593 | 0.957 | | | 0.494 | |
| 2* | 210 | 0.566 | 0.924 | | | 0.472 | |
| 2 dan 3** | 185 | 0.593 | 0.957 | | | 0.494 | |
| 3* | 160 | 0.624 | 1.000 | | | 0.472 | |

i. Satu lajur rencana dibebani

$$DF_m = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

ii. Dua atau lebih lajur desain yang dibebani

$$DF_m = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1}$$

$$K_g = 4.750.927 \text{ in.}^4$$

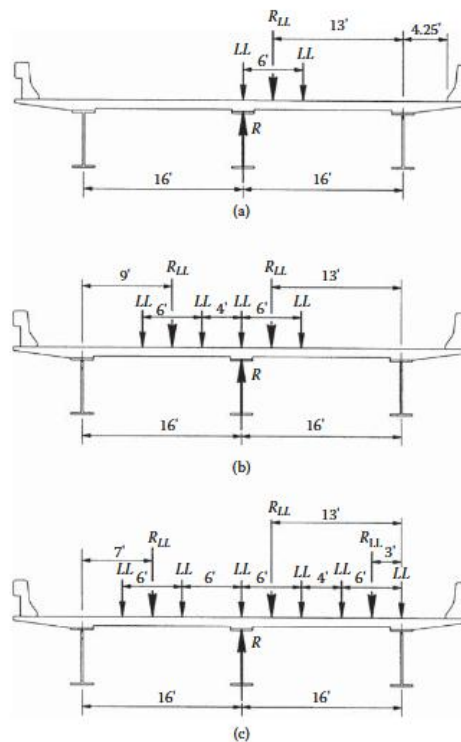
$$S = 16 \text{ kaki}$$

$$t_s = 10.875 \text{ in.}$$

Faktor distribusi beban hidup sesuai dengan Tabel AASHTO 4.6.2.2.2b-1 dan 4.6.2.2.3a-1 dihitung dan dicantumkan dalam Tabel 4.1.

Terlihat bahwa faktor distribusi beban hidup untuk momen yang diperoleh dengan rumus perkiraan untuk kasus dua lajur atau lebih yang dibebani mengendalikan kondisi batas kekuatan. Untuk kondisi batas fatik, karena beban hidup adalah satu truk HL-93, faktor keberadaan lajur ganda sebesar 1,2 dihilangkan untuk kasus satu lajur yang dibebani (AASHTO 3.6.1.1.2).





Gambar 4.16 Distribusi beban hidup—aturan tuas: (a) satu lajur lalu lintas; (b) dua lajur lalu lintas; (c) tiga lajur lalu lintas.

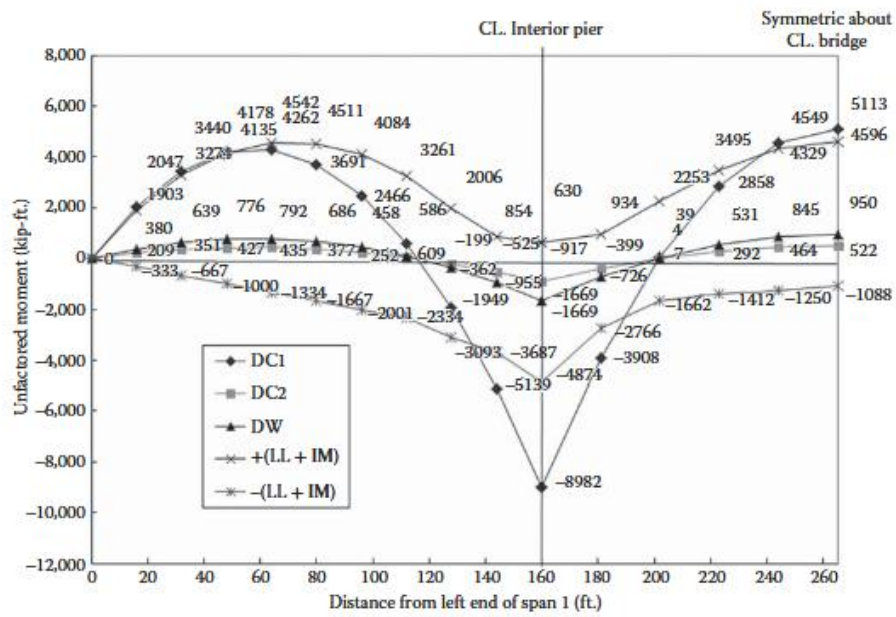
4. Lakukan Analisis Struktural

Analisis gelagar lurus untuk balok kontinu tiga bentang dilakukan untuk mendapatkan beban mati tak terfaktor untuk gelagar interior dan momen serta geser beban hidup tak terfaktor untuk satu lajur yang dibebani. Kekakuan lentur konstan diasumsikan untuk penyederhanaan.

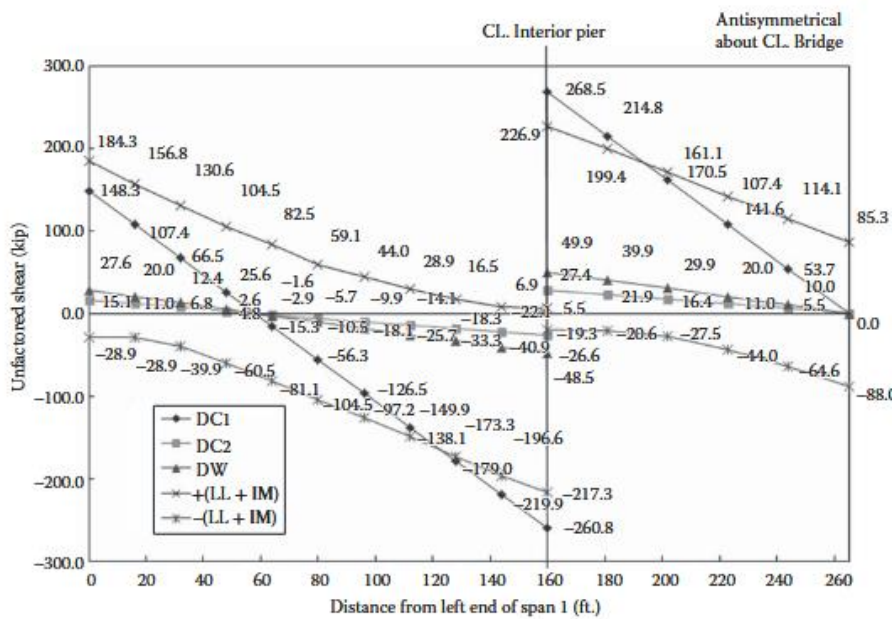
5. Hitung Momen dan Geser Tak Terfaktor

Untuk girder interior, selubung momen dan geser tak terfaktor ditunjukkan pada Gambar 4.17 dan 4.18 untuk kondisi batas kekuatan, dan Gambar 4.19 dan 4.20 untuk kondisi batas fatik. Momen dan geser beban hidup tak terfaktor untuk girder interior diperoleh dengan mengalikan faktor distribusi beban hidup yang sesuai dengan momen dan geser beban hidup satu lajur; hal ini tercantum dalam Tabel 4.2 hingga 4.4. Hanya hasil untuk Bentang 1 dan setengah Bentang 2 yang ditampilkan dalam tabel dan gambar ini karena jembatan simetris terhadap garis tengah Bentang 2.



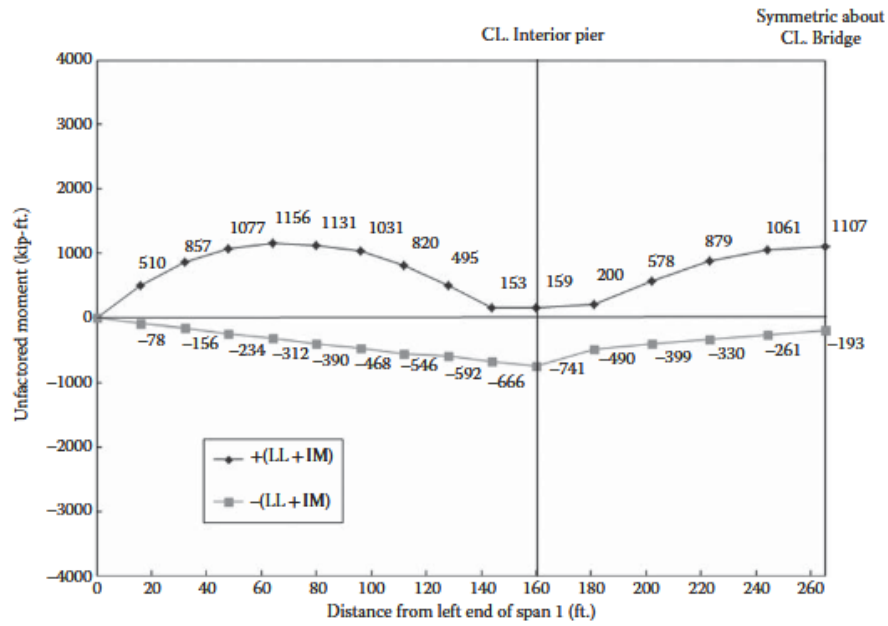


Gambar 4.17 Selubung momen tak terfaktor untuk girder interior—Kekuatan I.

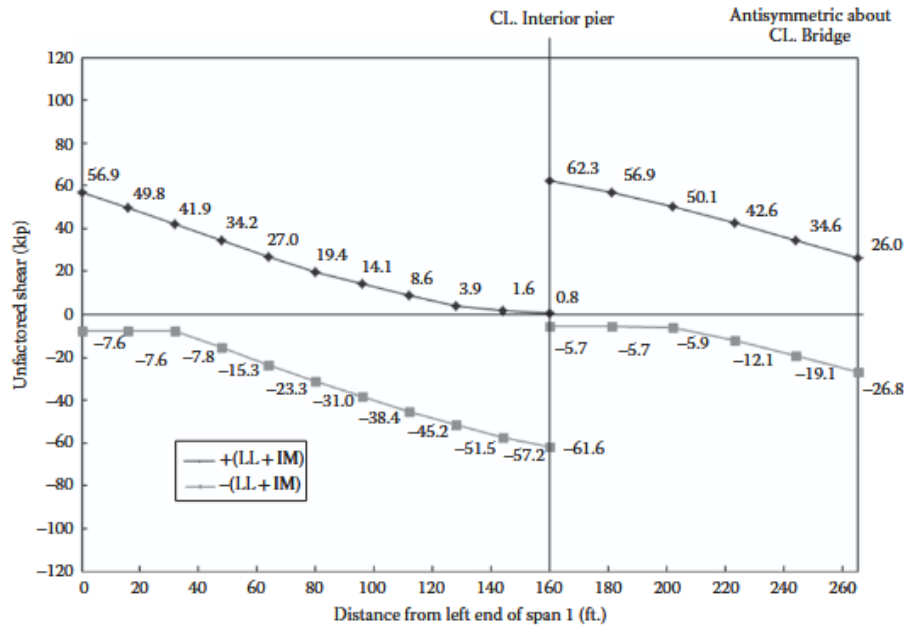


Gambar 4.18 Selubung geser tak terfaktor untuk girder interior—Kekuatan I.





Gambar 4.19 Rentang momen tak terfaktor untuk girder interior—kelelahan.



Gambar 4.20 Rentang geser tak terfaktor untuk girder interior—kelelahan.

Tabel 4.2 Selubung Momen untuk Girder Interior pada Keadaan Batas Kekuatan I

| Lokasi | M_{DC1} (kip-ft.) | M_{DC2} (kip-ft.) | M_{DW} (kip-ft.) | M_{LL+IM} (kip-ft.) | | M_u (kip-ft.) | |
|------------|----------------------------|------------------------|--------------------|-----------------------|---------|-----------------|---------|
| | | | | Positif | Negatif | Positif | Negatif |
| Menjangkau | | | | | | | |
| | $\left(\frac{x}{L}\right)$ | Beban Mati-1 | Beban Mati-2 | Permukaan Aus | | | |
| | 0.0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 |
| | 0.1 | 2047 | 209 | 380 | 1903 | -333 | 6385 |
| | 0.2 | 3440 | 351 | 639 | 3274 | 667 | 10856 |
| | 0.3 | 4178 | 427 | 776 | 4135 | -1000 | 13449 |
| | 0.4 | 4262 | 435 | 792 | 4542 | -1334 | 14257 |



| | | | | | | | | |
|-----|-----|-------|------|-------|------|-------|--------|--------|
| 1 | 0.5 | 3691 | 377 | 686 | 4511 | -1667 | 13308 | 3037 |
| | 0.6 | 2466 | 252 | 458 | 4084 | -2001 | 10669 | 553 |
| | 0.7 | 586 | 60 | 109 | 3261 | -2334 | 6343 | -2959 |
| | 0.8 | -1949 | -199 | -362 | 2006 | -3093 | 268 | -8209 |
| | 0.9 | -5139 | -525 | -955 | 854 | -3687 | -6666 | -14215 |
| | 1.0 | -8982 | -917 | -1669 | 630 | -4874 | -13086 | -22236 |
| | 0.0 | -8982 | -917 | -1669 | 630 | -4874 | -13086 | -22236 |
| | 0.1 | -3908 | -399 | -726 | 934 | -2766 | -4596 | -10747 |
| | 0.2 | 39 | 4 | 7 | 2253 | -1662 | 3806 | -2702 |
| | 2 | 0.3 | 2858 | 292 | 531 | 3495 | -1412 | 10308 |
| 0.4 | | 4549 | 464 | 845 | 4329 | -1250 | 14355 | 5080 |
| 0.5 | | 5113 | 522 | 950 | 4596 | -1088 | 15686 | 6236 |

Tabel 4.3 Selubung Geser untuk Gelagar Interior pada Keadaan Batas Kekuatan I

| Menjangkau | Lokasi $\left(\frac{x}{L}\right)$ | V_{DC1} (kip) | V_{DC2} (kip) | V_{DW} (kip) | V_{LL+IM} (kip) | | V_u (kip) | |
|------------|--------------------------------------|--------------------|--------------------|------------------|-------------------|---------|-------------|---------|
| | | Beban Mati-1 | Beban Mati-2 | Permukaan Aus | Positif | Negatif | Positif | Negatif |
| 1 | 0.0 | 148.4 | 15.1 | 27.4 | 184.3 | -28.9 | 539.7 | 185.4 |
| | 0.1 | 107.5 | 11.0 | 19.9 | 156.8 | -28.9 | 429.7 | 121.1 |
| | 0.2 | 66.6 | 6.8 | 12.3 | 130.6 | -39.9 | 321.9 | 38.4 |
| | 0.3 | 25.6 | 2.6 | 4.7 | 104.5 | -60.5 | 214.1 | -60.3 |
| | 0.4 | -15.3 | -1.6 | -2.8 | 82.5 | -81.1 | 113.0 | -159.1 |
| | 0.5 | -56.2 | -5.7 | -10.4 | 59.1 | -104.5 | 9.7 | -262.3 |
| | 0.6 | -97.1 | -9.9 | -18.0 | 44.0 | -126.5 | -79.8 | -363.3 |
| | 0.7 | -138.0 | -14.1 | -25.5 | 28.9 | -149.9 | -169.4 | -466.5 |
| | 0.8 | -178.9 | -18.3 | -33.1 | 16.5 | -173.3 | -254.3 | -569.8 |
| | 0.9 | -219.8 | -22.4 | -40.7 | 6.9 | -196.6 | -334.6 | -672.9 |
| 2 | 1.0 | -260.7 | -26.6 | -48.2 | 5.5 | -217.3 | -401.3 | -771.6 |
| | 0.0 | 268.5 | 27.4 | 49.7 | 226.9 | -19.3 | 799.7 | 390.5 |
| | 0.1 | 214.7 | 21.9 | 39.7 | 199.4 | -20.6 | 669.4 | 303.6 |
| | 0.2 | 161.1 | 16.4 | 29.8 | 170.5 | -27.5 | 536.8 | 207.7 |
| | 0.3 | 107.4 | 11.0 | 19.9 | 141.6 | -44.0 | 404.6 | 96.0 |
| | 0.4 | 53.7 | 5.5 | 9.9 | 114.1 | -64.6 | 274.3 | -22.9 |
| | 0.5 | 0 | 0 | 0 | 85.3 | -88.0 | 141.7 | -146.3 |

Tabel 4.4 Selubung Momen dan Geser untuk Girder Interior pada Kondisi Batas Lelah

| Menjangkau | Lokasi $\left(\frac{x}{L}\right)$ | Tidak difaktorkan | | | | Kelelahan I - Faktorial | | | |
|------------|--------------------------------------|----------------------|---------|-------------------|---------|--------------------------|---------|-----------------------|---------|
| | | M_{LL+IM} (kip-ft) | | V_{LL+IM} (kip) | | $(M_{LL+1M})_u$ (kip-ft) | | $(V_{LL+1M})_u$ (kip) | |
| | | Positif | Negatif | Positif | Negatif | Positif | Negatif | Positif | Negatif |
| 1 | 0.0 | 0 | 0 | 56.9 | -7.6 | 0 | 0 | 105.0 | -14.1 |
| | 0.1 | 510 | -78 | 49.8 | -7.6 | 764 | -117 | 92.0 | -14.1 |
| | 0.2 | 857 | -156 | 41.9 | -7.8 | 1285 | -234 | 77.3 | -14.4 |
| | 0.3 | 1077 | -234 | 34.2 | -15.3 | 1616 | -351 | 63.2 | -28.2 |
| | 0.4 | 1156 | -312 | 27.0 | -23.3 | 1734 | -468 | 49.8 | -42.9 |
| | 0.5 | 1131 | -390 | 19.4 | -31.0 | 1697 | -585 | 35.9 | -57.2 |
| | 0.6 | 1031 | -468 | 14.1 | -38.4 | 1547 | -702 | 26.1 | -70.8 |



| | | | | | | | | | |
|---|-----|------|------|------|-------|------|-------|-------|--------|
| | 0.7 | 820 | -546 | 8.6 | -45.2 | 1230 | -819 | 15.9 | -83.4 |
| | 0.8 | 495 | -592 | 3.9 | -51.5 | 743 | -888 | 7.2 | -95.1 |
| | 0.9 | 153 | -666 | 1.6 | -57.2 | 230 | -1000 | 3.0 | -105.6 |
| | 1.0 | 159 | -741 | 0.8 | -61.6 | 239 | -1111 | 1.5 | -113.7 |
| | 0.0 | 159 | -741 | 62.3 | -5.7 | 239 | -1111 | 114.9 | -10.5 |
| | 0.1 | 200 | -490 | 56.9 | -5.7 | 300 | -735 | 105.0 | -10.5 |
| | 0.2 | 578 | -399 | 50.1 | -5.9 | 867 | -599 | 92.4 | -11.0 |
| 2 | 0.3 | 879 | -330 | 42.6 | -12.1 | 1319 | -496 | 78.6 | -22.4 |
| | 0.4 | 1061 | -261 | 34.6 | -19.1 | 1592 | -392 | 63.9 | -35.3 |
| | 0.5 | 1107 | -193 | 26.0 | -26.8 | 1660 | -289 | 48.0 | -49.5 |

Menentukan Faktor Beban dan Resistansi Serta Kombinasi Beban

1. Menentukan Persamaan Desain

Pasal 1.3.2.1 AASHTO mensyaratkan bahwa persamaan desain berikut terpenuhi untuk semua kondisi batas:

$$\sum \eta_i \gamma_i Q_i \leq \phi R_n = R_r \quad (4.6)$$

di mana γ_i adalah faktor beban dan ϕ adalah faktor resistansi; Q_i melambangkan efek gaya; R_n adalah resistansi nominal; η_i adalah faktor pengubah beban yang terkait dengan duktilitas, redundansi, dan kepentingan operasional dan didefinisikan sebagai berikut ketika nilai maksimum γ_i digunakan:

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95 \quad (4.7)$$

di mana η_D , η_R , dan η_I masing-masing adalah faktor duktilitas, redundansi, dan operasional.

$$\eta_D = \begin{cases} 1.05 & \text{untuk komponen dan sambungan non ductile} \\ 0.95 & \text{untuk komponen dan sambungan yang ulet} \end{cases} \quad (4.8)$$

$$\eta_R = \begin{cases} 1.05 & \text{untuk anggota yang tidak redundan} \\ 0.95 & \text{untuk anggota yang berlebihan} \end{cases} \quad (4.9)$$

$$\eta_I = \begin{cases} 1.05 & \text{jembatan penting operasional} \\ 0.95 & \text{jembatan umum} \\ \text{hanya berlaku untuk keadaan kekuatan dan batas} & \\ \text{kejadian ekstrem} & \end{cases} \quad (4.10)$$

Untuk jembatan ini, nilai-nilai berikut diasumsikan:

| Keadaan batas | Keuletan η_D | Redundansi η_R | Pentingnya η_I | η |
|-------------------------|-------------------|---------------------|---------------------|--------|
| Keadaan batas kekuatan | 0.95 | 0.95 | 1.05 | 0.95 |
| Keadaan batas kelelahan | 1.0 | 1.0 | 1.0 | 1.0 |

2. Tentukan Faktor Beban dan Kombinasi Beban yang Berlaku



Berdasarkan Tabel 3.4.1-1 AASHTO, dengan mempertimbangkan faktor distribusi beban hidup untuk girder interior dan menyatakan $(LL + IM)$ sebagai efek gaya tak terfaktor akibat satu lajur desain yang dibebani, kombinasi beban berikut diperoleh sebagai berikut:

$$\text{Kekuatan I: } 1,25 (DC) + 1,5 (DW) + 1,75 (LL + IM)_{HL-93}$$

$$\text{Kelelahan I: } 1,5 (LL + IM)_{HL-93Truk}$$

3. *Tentukan Faktor Resistensi yang Berlaku*

Berdasarkan AASHTO 6.5.4.2, faktor resistensi berikut digunakan untuk kondisi batas kekuatan dalam contoh ini.

$$\text{Untuk lentur: } \phi_f = 1,0$$

$$\text{Untuk geser } \phi_v = 1,0$$

$$\text{Untuk konektor geser } \phi_{sc} = 0,85$$

Menghitung Momen dan Geser Terfaktor

Momen dan geser terfaktor untuk gelagar interior dihitung dan dicantumkan dalam Tabel 4.2 hingga 4.4 berdasarkan kombinasi beban berikut:

$$\text{Kekuatan I: } 1,25(DC) + 1,5(DW) + 1,75(LL + IM)_{HL-93}$$

$$\text{Kelelahan I: } 1,5(LL + IM)_{HL-93Truk}$$

Geser, V_u , akibat beban permanen tak terfaktor ditambah beban kelelahan terfaktor (Kelelahan I) juga dihitung untuk memeriksa persyaratan kelelahan khusus untuk web sebagaimana disyaratkan oleh AASHTO Pasal 6.10.5.3.

$$V_u = V_{dc1} + V_{dc2} + V_{dw} + (1,5)(LL + IM)_{HL-93Truck}$$

Desain untuk Lentur—Penampang Komposit pada Titik 0,4—Kondisi Batas Kekuatan

Berikut ini, desain lentur untuk Penampang Titik 0,4 diilustrasikan.

1. *Persyaratan Umum*

Pada kondisi batas kekuatan, penampang komposit kompak di daerah lentur positif memenuhi persyaratan sebagai berikut:

$$M_u + \frac{1}{3}f_l S_{xt} \leq \phi_f M_n \quad (4.11)$$

Pada contoh jembatan lurus ini, tegangan lentur lateral flens untuk gelagar interior $f_l = 0$.

Oleh karena itu, persamaan desain disederhanakan sebagai berikut:

$$M_u \leq \phi_f M_n \quad (4.11)$$

2. *Hitung Sifat Penampang Komposit Elastis*

Penampang baja (Gambar 4.14) sebagai berikut:



Flensa atas: $b_{fc} = 18$ in, $t_{fc} = 1$ in,

Web: $D = 90$ inci, $t_w = 0,625$ in,

Flensa bawah: $b_{ft} = 18$ inci, $t_{ft} = 1.75$ inci.

Lebar Flensa Efektif (Pasal AASHTO 4.6.2.6)

Untuk girder interior, lebar flens efektif diambil sebagai jarak antar girder, yaitu $b_{eff} = 16(12) = 192$ inci.

Sifat Penampang Komposit Elastis

Untuk penampang tipikal (Gambar 4.14) di daerah lentur positif Bentang 1, sifat penampang elastisnya untuk nonkomposit (penampang baja saja), komposit jangka pendek ($n = 8$), dan komposit jangka panjang ($3n = 24$) dihitung pada Gambar 4.21 hingga 4.23.

Haunch beton dapat dimasukkan dalam perhitungan sifat penampang komposit. Namun, haunch beton diabaikan dalam contoh ini demi penyederhanaan.

3. Periksa Kekompakan Penampang

Untuk penampang komposit di daerah lentur positif, biasanya diasumsikan bahwa flens atas dikencangkan secara memadai oleh dek beton yang telah diperkeras; Oleh karena itu, tidak ada persyaratan untuk kelangsingan flens tekan dan penguat untuk penampang komposit kompak pada kondisi batas kekuatan. Tiga persyaratan (Pasal 6.10.6.2.2 AASHTO) untuk penampang komposit kompak pada jembatan lurus diperiksa sebagai berikut:

Kekuatan luluh minimum yang ditentukan untuk flens:

$$F_{yf} = 50 \text{ ksi} < 70 \text{ ksi}$$

$$\text{Web: } \frac{D}{t_w} = 124.8 < 150$$

$$\text{Section: } \frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (4.12)$$

di mana D_{cp} adalah kedalaman web dalam keadaan tekan pada momen plastis dan ditentukan sebagai berikut.

Gaya tekan pada pelat beton:

$$P_s = 0.85 f'_c b_{eff} t_s = 0.85(4.0)(192)(10.875) = 7,099 \text{ kip}(31,578 \text{ kN})$$

Gaya luluh di flens atas:

$$P_c = A_{fc} F_{yc} = (18 \times 1)(50) = 900 \text{ kip} (4.003 \text{ kN})$$

Kekuatan luluh dalam jaring:



$$P_w = A_w F_{yw} = (90)(0.625)(50) = 2.813 \text{ kip (16.961 kN)}$$

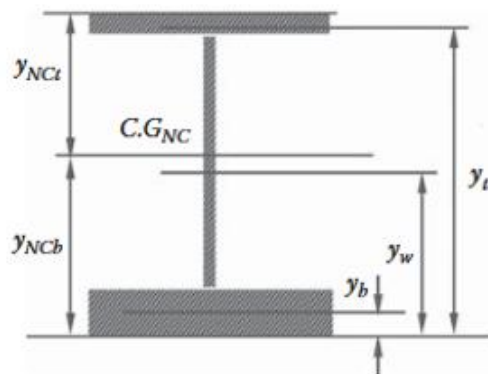
Gaya luluh di flens bawah:

$$P_t = A_{ft} F_{yt} = (18 \times 1.75)(50) = 1.575 \text{ kip (7.006 kN)}$$

$$\therefore P_s = 7,099 \text{ kip} > P_c + P_w + P_t = 900 + 2,813 + 1,575 = 5,287.5 \text{ kip}$$

\(\therefore\) Sumbu netral plastis (PNA) berada di dalam pelat beton (Gambar 4.24) dan D_{cp} sama dengan nol.

| Komponen | $A_i(\text{in.}^2)$ | $y_i(\text{in.})$ | $A_i y_i(\text{in.}^3)$ | $y_i y_{NCb}(\text{in.})$ | $A_i (y_i y_{NCb})^2(\text{in.}^4)$ | $I_0(\text{in.}^4)$ |
|------------------------|---------------------|-------------------|-------------------------|---------------------------|-------------------------------------|---------------------|
| Flensa atas 18 x 1 | 18.00 | 92.25 | 1,660.5 | 51.42 | 47,593 | 1.5 |
| Web 90 x 0.625 | 56.25 | 46.75 | 2,629.7 | 5.92 | 1,972 | 37,969 |
| Flensa bawah 18 x 1.75 | 31.50 | 0.875 | 27.6 | -39.95 | 50,286 | 8.04 |
| Σ | 105.75 | - | 4,317.8 | - | 99,850 | 37,978 |



$$y_{NCb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{4,317.8}{105.75} = 40.83 \text{ in.}$$

$$y_{NCt} = (1.75 + 90 + 1) - 40.83 = 51.92 \text{ in.}$$

$$\begin{aligned} I_{NC} &= \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{NCb})^2 \\ &= 37,978 + 99,850 = 137,828 \text{ in.}^4 \end{aligned}$$

$$S_{NCb} = \frac{I_{NC}}{y_{NCb}} = \frac{137,828}{40.84} = 3,376 \text{ in.}^3$$

$$S_{NCt} = \frac{I_{NC}}{y_{NCt}} = \frac{137,828}{51.92} = 2,655 \text{ in.}^3$$

Gambar 4.21 Sifat penampang nonkomposit (penampang baja saja).



$$\frac{2D_{cp}}{t_w} = 0.0 < 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}}$$

Tahanan lentur nominal, M_n , dari penampang komposit kompak dihitung sesuai dengan AASHTO 6.10.7.1.2.

4. *Hitung Kapasitas Momen Plastis M_p*

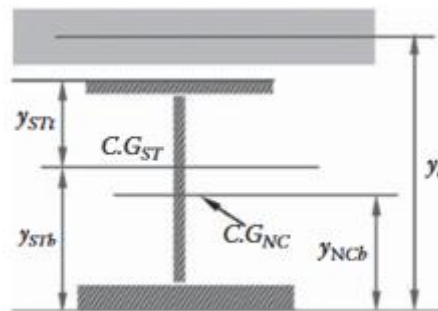
Kapasitas momen plastis M_p ditentukan menggunakan persamaan kesetimbangan. Tulangan pada pelat beton diabaikan dalam contoh ini.

1. Tentukan letak sumbu netral plastis (PNA)

Sebagaimana dihitung di atas, PNA berada di dalam pelat beton seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.24. Dari kesetimbangan, $P_s = P_c + P_w + P_t = 900 + 2,813 + 1,575.5$ kip dan diperoleh

$$\bar{y} = \frac{P_s}{0.85 f'_c b_{eff}} = \frac{5,287.5}{0.85(4.0)(192)} = 8.10 \text{ in. (206 mm)}$$

| Komponen | $A_i(in.^2)$ | $y_i(in.)$ | $A_i y_i(in.^3)$ | $y_i - y_{SYb}(in.)$ | $A_i(y_i - y_{SYb})^2(in.^4)$ | $I_0(in.^4)$ |
|-------------------------------|--------------|------------|------------------|----------------------|-------------------------------|--------------|
| Bagian baja | 105.75 | 40.83 | 4,317.8 | -43.22 | 197,545 | 137,829 |
| Pelat beton 192/8 × 10.875 | 262.00 | 101.56 | 26,507.8 | 17.51 | 80,040 | 2,572 |
| Σ | 366.75 | - | 30,825.6 | - | 277,585 | 140,401 |



$$y_{SYb} \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{30,825.6}{366.75} = 84.05 \text{ in.}$$

$$y_{SYt} = (1.75 + 90 + 1) - 84.05 = 7.70 \text{ in.}$$

$$I_{ST} = \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{SYb})^2 = 140,401 + 277,585 = 417,986 \text{ in.}^4$$

$$S_{SYb} = \frac{I_{ST}}{y_{SYb}} = \frac{417,986}{84.05} = 4,973 \text{ in.}^3$$



$$S_{STt} = \frac{I_{SY}}{y_{STt}} = \frac{417,986}{8.70} = 48,044 \text{ in.}^3$$

Gambar 4.22 Sifat penampang komposit jangka pendek ($n = 8$).

2. Hitung M_p

Dengan menjumlahkan semua gaya terhadap PNA, dapatkan

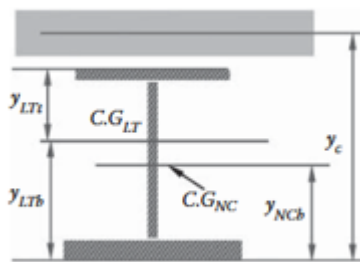
$$M_p = \sum M_{PNA} = P_s \frac{\bar{y}}{2} + P_c d_c + P_w d_w + P_t d_t$$

Dimana

$$d_c = t_s + \text{haunch height} - \frac{t_{fc}}{2} - \bar{y} = 10.875 + 4.375 - \frac{1.0}{2} - 8.10 = 6.65 \text{ in. (169 mm)}$$

$$d_w = d_c + \frac{t_{fc}}{2} + \frac{D}{2} = 6.65 + \frac{1.0}{2} + \frac{90}{2} = 52.15 \text{ in. (1,325 mm)}$$

| Komponen | $A_i(\text{in.}^2)$ | $y_i(\text{in.})$ | $A_i y_i(\text{in.}^3)$ | $y_i - y_{LTb}(\text{in.})$ | $A_i (y_i - y_{LTb})^2(\text{in.}^4)$ | $I_0(\text{in.}^4)$ |
|--------------------------------|---------------------|-------------------|-------------------------|-----------------------------|---------------------------------------|---------------------|
| Bagian baja | 105.75 | 40.83 | 4,317.8 | -27.41 | 79,465 | 137,829 |
| Pelat beton 192/24 × 10.875 | 87.00 | 101.56 | 8,835.9 | 33.32 | 96,591 | 857 |
| Σ | 192.75 | - | 13,153.7 | - | 176,056 | 138,686 |



$$y_{LTb} = \frac{\sum A_i y_i}{\sum A_i} = \frac{13,153.7}{192.75} = 68.24 \text{ in.}$$

$$y_{LTt} = (1.75 + 90 + 1) - 68.24 = 24.51 \text{ in.}$$

$$I_{LT} = \sum I_0 + \sum A_i (y_i - y_{LTb})^2 = 138,686 + 176,056 = 314,752 \text{ in.}^4$$



$$S_{LTb} = \frac{I_{LT}}{y_{LTb}} = \frac{314,742}{68.24} = 4,612 \text{ in.}^3$$

$$S_{LTt} = \frac{I_{LT}}{y_{LTt}} = \frac{314,742}{24.51} = 12,841 \text{ in.}^3$$

Gambar 4.23 Sifat penampang komposit jangka panjang ($3n = 24$).

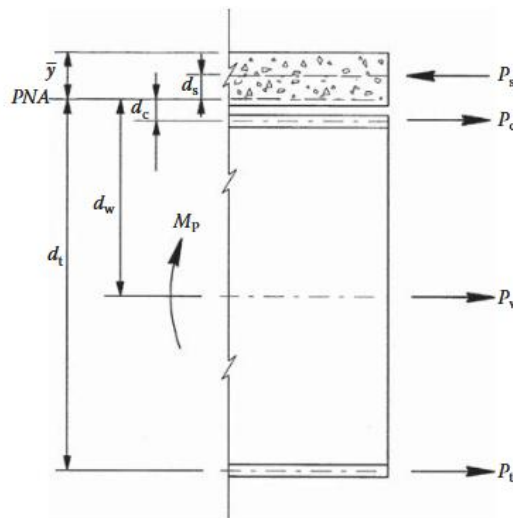
$$d_l = d_w + \frac{D}{2} + \frac{t_{ft}}{2} = 52.15 + \frac{90}{2} + \frac{1.75}{2} = 98.03 \text{ in. (2,490 mm)}$$

$$\begin{aligned} M_p &= (5,287.5) \left(\frac{8.10}{2} \right) + (900)(6.65) + (2,813)(52.15) + (1,575)(98.03) \\ &= 328,496 \text{ kip} - \text{in.} = 27,375 \text{ kip} - \text{ft. (37,116kN} - \text{m)} \end{aligned}$$

5. Momen Leleh M_y

Momen leleh M_y (Pasal D6.2.2 AASHTO) sesuai dengan leleh pertama dari salah satu flensa baja. Momen ini diperoleh dengan rumus berikut:

$$M_y = M_{D1} + M_{D2} + M_{AD} \tag{4.12}$$



Gambar 4.24 Keadaan kapasitas momen plastis.

Di mana M_{D1} , M_{D2} , dan M_{AD} masing-masing adalah momen akibat beban terfaktor yang diterapkan pada baja, penampang komposit jangka panjang, dan jangka pendek. M_{AD} dapat diperoleh dengan menyelesaikan persamaan

$$F_y = \frac{M_{D1}}{S_{NC}} + \frac{M_{D2}}{S_{LT}} + \frac{M_{AD}}{S_{ST}} \tag{4.13}$$

$$M_{AD} = S_{ST} \left(F_y - \frac{M_{D1}}{S_{NC}} - \frac{M_{D2}}{S_{LT}} \right) \tag{4.14}$$



di mana S_{NC} , S_{ST} , dan S_{LT} (lihat Gambar 4.21 hingga 4.23) masing-masing adalah modulus penampang untuk baja nonkomposit, penampang komposit jangka pendek, dan penampang komposit jangka panjang. Dari Tabel 4.2, momen positif terfaktor maksimum M_{D1} dan M_{D2} pada Bentang 1 diperoleh pada lokasi $0.4L_1$.

$$M_{D1} = (0.95)(1.25)(M_{DC1}) = (0.95)(1.25)(4,260) = 5,061 \text{ kip} - \text{ft.} (6,863 \text{ kN} - \text{m})$$

$$\begin{aligned} M_{D2} &= (0.95)(1.25M_{DC2} + 1.5M_{DW}) \\ &= (0.95)[1.25(435) + 1.5(792)] = 1,645 \text{ kip} - \text{ft.} (2,230 \text{ kN} - \text{m}) \end{aligned}$$

Untuk flens atas:

$$\begin{aligned} M_{AD} &= (48,044) \left(50 - \frac{5,061(12)}{2,655} - \frac{1,645(12)}{12,841} \right) \\ &= 1,229,358 \text{ kip} - \text{in.} = 102,446 \text{ kip} - \text{ft.} (138,897 \text{ kN} - \text{m}) \end{aligned}$$

Untuk flens bawah:

$$\begin{aligned} M_{AD} &= (4,973) \left(50 - \frac{5,061(12)}{3,376} - \frac{1,645(12)}{4,612} \right) \\ &= 137,904 \text{ kip} - \text{in.} = 11,492 = 18,198 \text{ kip} - \text{ft.} (24,673 \text{ kN} - \text{m}) \end{aligned}$$

$$\therefore M_y = 5,061 + 1,645 + 11,492 = 18,198 \text{ kip} - \text{ft.} (24,673 \text{ kN} - \text{m})$$

6. Hitung Tahanan Lentur Nominal

Dalam contoh ini, diasumsikan bahwa penampang yang dibengkokkan bagian dalam yang berdekatan merupakan penampang non-kompak non-komposit yang tidak memenuhi persyaratan AASHTO B6.2. Tahanan lentur nominal penampang komposit kompak dalam lentur positif dihitung sesuai dengan AASHTO 6.10.7.1.2:

$$\begin{aligned} M_n &= \begin{cases} M_p & \text{untuk } D_p \leq 0.1 D_t \\ M_p \left[1.07 - 0.7 \frac{D_p}{D_t} \right] & \text{untuk } D_p > 0.1 D_t \end{cases} \\ &\leq 1.3R_h M_y \text{ untuk rentang kontinu} \end{aligned} \quad (4.15)$$

di mana R_h adalah faktor hibrida dan sama dengan 1,0 untuk contoh ini; D_p adalah kedalaman dari atas dek beton ke PNA; D_t adalah total kedalaman bagian komposit.

$$D_t = t_s + \text{Hunch Depth} + D + t_{ft} = 10.875 + 4.375 + 90 + 1.75 = 107 \text{ in.}$$



$$D_p = \bar{y} = 8.10 \text{ in} < 0.1 D_t = 10.7 \text{ in}$$

$$\therefore M_n = M_p = 27,375 \text{ kip} - \text{ft}. > 1.3R_h M_y = 1.3(1.0)(18,198) = 23,657 \text{ kip} - \text{ft}.$$

Gunakan $M_n = 27,375 \text{ kip} - \text{ft}. (37.116 \text{ kN} - \text{m})$

7. Periksa Persyaratan Daktilitas

Untuk penampang kompak dan non-kompak, persyaratan daktilitas berikut diperiksa untuk memastikan bahwa flens tarik penampang baja mencapai luluh yang signifikan sebelum regangan hancur tercapai di bagian atas dek beton.

$$D_p = 8.10 \text{ in}. < 0.42D_t = 0.42(107) = 44.94 \text{ in}.$$

8. Periksa Persyaratan Desain

Dari Tabel 4.2, untuk titik 0,4, momen terfaktor $M_u = 14,257 \text{ kip} - \text{ft}.$

$$M_u = 14,257 \text{ kip} - \text{ft}. < \phi_f M_n = (1.0)(27,375) = 27,375 \text{ kip} - \text{ft}$$

Desain untuk Geser—Ujung Kiri Bentang 1—Kondisi Batas Kekuatan

1. Pilih Jarak Pengaku

AASHTO C6.10.2.1.1 menyatakan bahwa dengan membatasi kelangsingan badan yang diperkeras secara melintang hingga $D/t_w \leq 150$, jarak pengaku melintang maksimum d_o (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.4) hingga $3D$ diperbolehkan (AASHTO C.6.10.2.1.1). Untuk panel ujung yang berdekatan dengan tumpuan sederhana, jarak pengaku tidak boleh melebihi $1,5D$ (AASHTO 6.10.9.3.3).

Coba jarak pengaku melintang panel ujung $d_o = 120 \text{ in}.$ (untuk Bentang 1 dan 3) dan $126 \text{ in}.$ (untuk Bentang 2) $1,5D = 1,5(90) = 135 \text{ in}.$ dan untuk jarak pengaku melintang bentang interior

$$d_o = 240 \text{ in}. < 3D = 3(90) = 270 \text{ in}.$$

Perhitungan untuk kekuatan geser bentang interior tidak dibahas dalam contoh ini.

2. Hitung Tahanan Geser

V_n untuk panel web dengan pengaku ujung yang berdekatan dengan tumpuan sederhana adalah sebagai berikut: (AASHTO Pasal 6.10.9.3.3)

$$V_n = CV_p \tag{4.16}$$



$$C = \left\{ \begin{array}{l} 1.0 \text{ untuk } \frac{D}{t_w} < 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \\ \frac{1.12}{(D/t_w)} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ untuk } 1.12 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \leq \frac{D}{t_w} \leq 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \\ \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \text{ untuk } \frac{D}{t_w} > 1.40 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} \end{array} \right\} \quad (4.17)$$

$$k = 5 + \frac{5}{(d_o/D)^2} \quad (4.18)$$

Untuk ujung kiri Rentang 1, $d_o = 120 \text{ in.}$

$$k = 5 + \frac{5}{(120/90)^2} = 7.81$$

$$\frac{D}{t_w} = \frac{90}{0.625} = 144 < 1.4 \sqrt{\frac{Ek}{F_{yw}}} = (1.4) \sqrt{\frac{(29,000)(7.81)}{50}} = 94.23$$

$$\therefore C = \frac{1.57}{(D/t_w)^2} \left(\frac{Ek}{F_{yw}} \right) = \frac{1.57}{144^2} \left(\frac{29,000(7.81)}{50} \right) = 0.343$$

$$V_p = 0.58F_{yw}Dt_w = 0.58(50)(90)(0.625) = 1,631.3 \text{ kip}$$

$$\therefore V_n = CV_p = (0.343)1,631.3 = 559.5 \text{ kip (2,489 kN)}$$

Periksa Persyaratan Desain

$$V_u = 539.7 \text{ kip} < \phi_v V_n = (1.0)(559.5) = 559.5 \text{ kip}$$

Memeriksa Kondisi Batas Kelelahan Detail Girder Tipikal Daerah Lentur Positif

1. *Detail Girder Tipikal dan Ketahanan Kelelahan Nominal*

Untuk pertimbangan kelelahan akibat beban, jenis komponen dan detail yang paling umum pada girder I tipikal (Tabel 6.6.1.2.3-1 AASHTO) tercantum dalam Tabel 4.5.

Tabel 4.5 Detail Girder Khas—Kondisi Batas Kelelahan

| Kategori | | | | |
|--------------|---------------------------------|---|---|--|
| Jenis detail | (Meja AASHTO 6.6.1.2.3-1) | Konstan -A (\times 10^8)(ksi ³) | Kelelahan I (ΔF_n) = (ΔF) _{TH} (ksi) | $N_{TH} = \frac{A}{[(\Delta F)_{TH}]^3} (\times 10^6)$ |



| | | | | |
|--|---|-------|------|------|
| 1. Logam dasar dan logam las pada sambungan las alur penetrasi penuh | B | 120.0 | 16.0 | 2.93 |
| 2. Logam dasar pada penampang kasar sambungan baut kritis selip berkekuatan tinggi (baut gusset ke flensa) | B | 120 | 16.0 | 2.93 |
| 3. Logam dasar pada konektor geser tipe stud yang dilas fillet | C | 44.0 | 10.0 | 4.40 |
| 4. Logam dasar pada ujung pengaku melintang ke flensa dan las pengaku melintang ke web | C | 44.0 | 12.0 | 2.55 |

Ketahanan lelah nominal dihitung sebagai berikut: Untuk umur lelah terbatas ($N \leq N_{TH}$)

$$(\Delta F_n) = \left(\frac{A}{N}\right)^{\frac{1}{3}} \quad (4.19)$$

Untuk umur lelah tak terbatas ($N > N_{TH}$)

$$(\Delta F_n) = (\Delta F)_{TH} \quad (4.20)$$

$$N = (365)(75)n(ADTT)_{SL} \quad (4.21)$$

$$N_{TH} = \frac{A}{[(\Delta F)_{TH}]^3} \quad (4.22)$$

di mana A adalah konstanta yang bergantung pada kategori detail sebagaimana ditentukan dalam Tabel 6.6.1.2.5-1 AASHTO, dan $(\Delta F)_{TH}$ adalah ambang batas kelelahan dengan amplitudo konstan yang diambil dari Tabel 6.6.1.2.5-3 AASHTO. N_{TH} adalah jumlah minimum siklus tegangan yang sesuai dengan ambang batas kelelahan dengan amplitudo konstan, $(\Delta F)_{TH}$, dan tercantum dalam Tabel 4.5.

$$ADTT_{SL} = p(ADTT) \quad (4.23)$$

di mana p adalah fraksi lalu lintas truk dalam satu lajur (Tabel AASHTO 3.6.1.4.2-1) = 0,8 untuk lalu lintas tiga lajur atau lebih, n adalah jumlah siklus rentang tegangan per lintasan truk = 1,0 untuk daerah lentur positif untuk bentang > 40 kaki. $ADTT$ adalah jumlah truk per hari dalam satu arah yang dirata-ratakan selama umur desain.

Untuk contoh ini, $ADTT = 3600$,

Karena $N = (365)(75)(1.0)(0.8)(3600) = 78.784(10)^6 > N_{TH}$ batas kelelahan umur kelelahan tak terhingga diperiksa dan $(\Delta F_n) = (\Delta F)_{TH}$ sebagaimana dirangkum dalam Tabel 4.5.



2. *Periksa Rentang Tegangan Lelah—0,4 Titik Bentang 1*

Penampang lentur paling kritis untuk daerah momen positif terletak pada Titik 0,4 (64 kaki dari ujung kiri) Bentang 1, di mana momen beban hidup positif diterapkan pada penampang komposit jangka pendek dan momen beban hidup negatif diterapkan pada penampang baja dan tulangan longitudinal pelat dek.

Rentang tegangan lelah pada flensa bawah dan flensa atas diperiksa sebagai berikut:

Kelelahan I - Truk HL-93 untuk Masa Pakai Tak Terbatas:

Rentang tegangan lelah lentur pada flensa bawah:

$$\begin{aligned} \gamma(\Delta f) &= \left| \frac{+M_u}{S_{STb}} \right| + \left| \frac{-M_u}{S_{NCb}} \right| = \frac{1,734(12)}{4,973} + \frac{468(12)}{3,376} \\ &< 16.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } B \\ &= 4.18 + 1.66 = 5.84 \text{ ksi } < 12.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } C' \\ &< 10.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } C \end{aligned}$$

Kisaran tegangan lelah lentur pada flensa atas:

$$\begin{aligned} \gamma(\Delta f) &= \left| \frac{+M_u}{S_{STt}} \right| + \left| \frac{-M_u}{S_{Nct}} \right| = \frac{1,734(12)}{48,044} + \frac{468(12)}{2,655} \\ &< 16.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } B \\ &= 0.43 + 2.1 = 2.54 \text{ ksi } < 12.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } C' \\ &< 10.0 \text{ ksi } O.K \text{ untuk kategori } C \end{aligned}$$

Tegangan di atas dihitung pada serat terluar flens untuk Kategori B dan dapat digunakan secara konservatif untuk Kategori C dan C'. Jelas bahwa jika perhitungan dilakukan pada ujung las untuk pengaku melintang (Kategori C'), rentang tegangan akan lebih kecil daripada rentang tegangan yang dihitung pada serat terluar flens.

3. *Periksa Persyaratan Kelelahan Khusus untuk Web (AASHTO 6.10.5.3)*

Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk memastikan bahwa lentur elastis yang signifikan pada web akibat geser tidak terjadi dan komponen mampu menahan beban yang lebih kecil dalam jumlah tak terbatas tanpa retak lelah akibat geser. Panel interior yang diperkeras pada titik 0,1 diperiksa sebagai berikut:

- Kombinasi beban kelelahan I

$$V_u = V_{DC1} + V_{DC2} + V_{DW} + 1.5 (V_{LL+IM})_u$$

- Tahanan geser untuk panel interior

$$C = 0.343$$

$$V_p = 1,631.3 \text{ kip}$$



$$V_{cr} = CV_p = (0.343)(1,613.3) = 559.5 \text{ kip} > V_u \text{ 213.1 kip}$$

Desain Pengaku Bantalan

Cobalah dua pelat pengaku berukuran 0,875 inci × 8,25 inci yang dilas pada setiap sisi web seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.25a.

1. Periksa persyaratan tekuk lokal (Pasal 6.10.11.2.2 AASHTO)

$$b_t = 8.25 \text{ in.} < 0.48t_p \sqrt{\frac{E}{F_y}} = 0.48(0.875) \sqrt{\frac{29,000}{36}} = 11.9 \text{ in.}$$

2. Periksa resistansi bantalan (Pasal AASHTO 6.10.8.2.3)

$$\text{Luas kontak pengaku pada flens } A_{pn} = 2(8.25 - 1.5)(0.875) = 11.81 \text{ in.}^2$$

$$(R_{sb})_r = \phi_b(1.4)A_{pn}F_{ys} = (1.0)(1.4)(11.81)(36) = 595.2 \text{ kip} > V_u = 539.7 \text{ kip}$$

3. Periksa tahanan aksial penampang kolom efektif (AASHTO 6.10.11.2.4. 6.9.4.1)

Luas penampang kolom efektif ditunjukkan pada Gambar 4.25b.

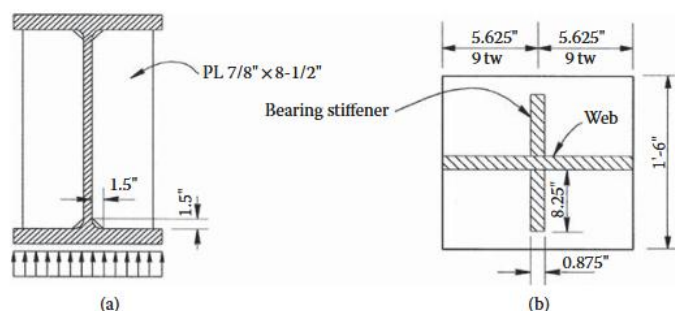
$$A_s = 2[(8.25)(0.875) + 9(0.625)(0.625)] = 21.47 \text{ in.}^2$$

$$I = \frac{(0.875)[(2)(8.25 + 0.625)]^3}{12} = 366.2 \text{ in.}^2$$

$$r_s = \sqrt{\frac{I}{A_s}} = \sqrt{\frac{366.2}{21.47}} = 4.13 \text{ in.}$$

$$\frac{P_o}{P_c} = \lambda = \left(\frac{KL}{r_s\pi}\right)^2 \frac{F_y}{E} = \left(\frac{0.75(90)}{4.13\pi}\right)^2 \frac{36}{29,000} = 0.034$$

$$\therefore \frac{P_e}{P_o} = \frac{1}{0.034} = 29.41 > 0.44$$



Gambar 4.25 Pengaku bantalan: (a) elevasi; (b) penampang melintang.



$$P_n = \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] P_o = \left[0.658 \left(\frac{P_o}{P_e} \right) \right] A_s F_y = [0.658^{0.034}] (21.47) (36) = 762 \text{ kip}$$

Oleh karena itu, penggunaan dua pelat berukuran 0,875 inci × 8,25 inci sudah memadai untuk menahan pengaku pada abutmen.

Desain Pengaku Transversal Menengah

Pengaku transversal menengah terdiri dari dua pelat yang dilas pada kedua sisi badan. Desain pengaku transversal menengah pertama di ujung kiri Bentang 1 dibahas berikut ini.

1. Persyaratan Lebar Proyeksi b_t (AASHTO Pasal 6.10.11.1.2)

Untuk mencegah tekukan lokal pada pengaku transversal, lebar, b_t , dari setiap pengaku yang menjorok memenuhi persyaratan berikut:

$$\left\{ \begin{array}{l} 2.0 + \frac{D}{30} \\ 0.25b_f \end{array} \right\} \leq b_t \leq 16t_p \quad (4.24)$$

di mana b_f adalah lebar penuh flens baja; t_p adalah tebal elemen pengaku yang menonjol, dan D adalah kedalaman web.

Untuk memberikan ruang yang cukup bagi sambungan rangka silang, cobalah lebar pengaku $b_t = 6 \text{ inci (152 mm)}$.

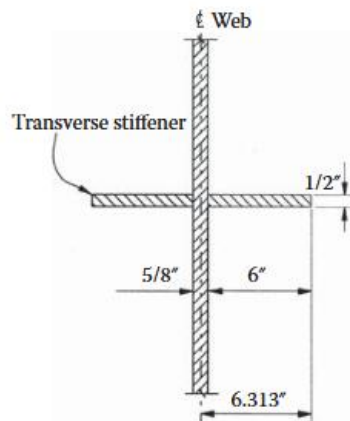
$$b_t = 6 \text{ in.} > \left\{ \begin{array}{l} 2.0 + \frac{D}{30} = 2.0 + \frac{90}{30} = 5.0 \text{ in.} \\ 0.25b_f = 0.25(18) = 4.5 \text{ in.} \end{array} \right\}$$

Coba $t_p = 0,5 \text{ in. (13 mm)}$ dan dapatkan

$$b_t = 6 \text{ in.} < 16t_p = 16(0.5) = 8 \text{ in.}$$

Gunakan dua pelat pengaku melintang berukuran 6 in. × 0,5 in. (152 mm × 13 mm) (Gambar 4.26).





Gambar 4.26 Pengaku melintang antara.

2. Persyaratan Momen Inersia (Pasal 6.10.11.1.3 AASHTO)

Tujuan dari persyaratan ini adalah untuk memastikan kekakuan pengaku melintang yang memadai untuk mengembangkan medan tarik pada badan baja.

$$I_t \geq \left\{ \begin{array}{l} I_{t1} = bt_w^3 J \\ I_{t2} = \frac{D^4 p_t^{1.3}}{40} \left(\frac{F_{yw}}{E} \right)^{1.5} \end{array} \right\} \quad (4.25)$$

$$J = \frac{2.5}{\left(\frac{d_o}{D} \right)^2} - 2.0 \geq 0.5 \quad (4.26)$$

di mana I_t adalah momen inersia untuk pengaku melintang yang diambil dari tepi yang bersentuhan dengan badan untuk pengaku tunggal dan dari tengah ketebalan badan untuk pengaku berpasangan (Gambar 4.26); b lebih kecil dari d_o dan D .

$$\because J = \frac{2.5}{\left(\frac{90}{240} \right)^2} - 2.0 = -1.6 < 0.5 \therefore \text{gunakan } J = 0.5$$

$$I_{t1} = bt_w^3 J = (90)(0.625)^3 (0.5) = 10.99 \text{ in.}^4$$

$$F_{crs} = \frac{0.31E}{\left(\frac{b_t}{t_p} \right)^2} = \frac{0.31(29,000)}{\left(\frac{6}{0.5} \right)^2} = 62.43 \text{ ksi} > F_{ys} = 36 \text{ ksi}$$

Gunakan $F_{crs} = F_{ys} = 36 \text{ ksi}$

$$p_t = \text{lebih besar} \left\{ \begin{array}{l} \frac{F_{yw}}{F_{crs}} = \frac{50}{36} = 1.39 \\ 1.0 \end{array} \right\} = 1.39$$



$$I_{t2} = \frac{D^4 p_t^{1.3} (F_{yw})^{1.5}}{40} = \frac{(90)^4 (1.39)^{1.3} (50)^{1.5}}{40 (29,000)} = 180.12 \text{ in.}^4$$

$$I_t = 2 \left(\frac{6^3 (0.5)}{12} + (6)(0.5)(3.313)^2 \right) = 83.86 \text{ in.}^4$$

$$> \text{ lebih kecil dari } \begin{cases} I_{t1} = 10.89 \text{ in.}^4 \\ I_{t2} = 180.12 \text{ in.}^4 \end{cases} = 10.89 \text{ in.}^4$$

Desain Konektor Geser untuk Daerah Lentur Positif Bentang 1

Pada girder komposit, konektor geser stud atau kanal harus disediakan pada antarmuka antara pelat lantai beton dan penampang baja untuk menahan geser antarmuka. Untuk girder jembatan komposit lurus, konektor geser biasanya disediakan di sepanjang jembatan (AASHTO Pasal 6.10.10.1). Konektor geser stud dipilih dalam contoh ini dan akan dirancang untuk kondisi batas fatik, kemudian diperiksa terhadap kondisi batas kekuatan. Perhitungan detail konektor geser stud untuk daerah lentur positif Bentang 1 diberikan sebagai berikut. Prosedur serupa dapat digunakan untuk merancang stud geser untuk bagian lain jembatan.

1. *Ukuran Stud (Pasal AASHTO 6.10.10.1.1)*

Untuk memenuhi batas tutup dan penetrasi konektor geser yang ditentukan dalam Pasal AASHTO 6.10.10.1.1 dan 6.10.10.1.4, cobalah:

$$\text{Tinggi stud } H_{stud} = 7 \text{ in.} > t_h + 2 = 3.375 + 2 = 5.375 \text{ in.}$$

$$\text{Diameter kancing } d_{stud} = 0.875 \text{ in.} < H_{stud}/4 = 7/4 = 1.75 \text{ in.}$$

2. *Pitch Stud Geser, p—Keadaan Batas Kelelahan*

a. Persyaratan dasar untuk girder lurus (ASHTO Pasal 6.10.10.1.2)

$$6d_{stud} \leq p \frac{n_{stud} Z_r I_{ST}}{V_{sr} Q} \leq 24 \text{ in.}$$

di mana n_{stud} adalah jumlah konektor geser dalam suatu penampang; Q adalah momen pertama penampang yang ditransformasikan (dek beton) terhadap sumbu netral penampang komposit jangka pendek; V_{sr} adalah rentang gaya geser dalam keadaan batas fatik; dan Z_r adalah tahanan fatik geser dari masing-masing konektor geser.

b. Tahanan geser fatik Z_r (AASHTO Pasal 6.10.10.2) Untuk kombinasi beban fatik I

$$Z_r = 5.5 d_{stud}^2 = 5.5 (0.875)^2 = 4.211 \text{ ksi}$$

c. Momen pertama Q dan momen I_{ST} awal (lihat Gambar 4.22)



$$Q = \left(\frac{b_{eff} t_s}{8} \right) \left(y_{ST} + t_h + \frac{t_s}{2} \right)$$

$$= \left(\frac{192(10.875)}{8} \right) \left(7.7 + 3.375 + \frac{10.875}{2} \right) = 4,310 \text{ in.}^3$$

$$I_{ST} = 417,986 \text{ in.}^4$$

- d. Pitch yang dibutuhkan untuk kondisi batas fatik
Asumsikan stud geser diberi jarak 6 inci secara melintang di sepanjang flens atas penampang baja (Gambar 4.13) dan menggunakan $n_{stud} = 3$ untuk contoh ini, maka diperoleh

$$P_{required} = \frac{3(4.211)(417,986)}{V_{sr}(4.31)} = \frac{1,225.16}{V_{sr}}$$

Perhitungan detail untuk daerah lentur positif pada Bentang 1 ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Desain Konektor Geser untuk Daerah Lentur Positif pada Bentang 1

| Menjangkau | Lokasi (x/L) | V_{sr} (kip) | $P_{required}$ (in.) | P_{final} (in.) | $n_{total-stud}$ |
|------------|------------------|----------------|----------------------|-------------------|------------------|
| | 0.0 | 119.1 | 10.3 | 6 | 3 |
| | 0.1 | 106.1 | 11.5 | 9 | 66 |
| | 0.2 | 91.7 | 13.4 | 12 | 114 |
| | 0.3 | 91.4 | 13.4 | 12 | 162 |
| | 0.4 | 92.7 | 13.2 | 12 | 210 |
| | 0.4 | 92.7 | 13.2 | 6 | 210 |
| 1 | 0.5 | 93.0 | 13.2 | 8 | 147 |
| | 0.6 | 96.9 | 12.6 | 8 | 75 |
| | 0.7 | 99.3 | 12.3 | 8 | 3 |

3. Pemeriksaan Keadaan Batas Kekuatan

- a. Persyaratan dasar (Pasal 6.10.10.4.1 AASHTO)

Jumlah konektor geser yang dihasilkan antara penampang dengan momen positif maksimum dan setiap titik momen nol yang berdekatan memenuhi persyaratan berikut:

$$n_{total-stud} \geq \frac{P}{\phi_{sc} Q_n} \tag{4.27}$$



di mana ϕ_{sc} adalah faktor resistansi untuk konektor geser, 0,85; P adalah gaya geser horizontal nominal, dan Q_n adalah resistansi geser nominal dari satu konektor geser stud.

- b. Gaya geser horizontal nominal (AASHTO Pasal 6.10.10.4.2) Untuk girder komposit lurus:

$$P = \text{lebih rendah} = \left\{ \begin{array}{l} P_{1p} = 0.85f'_c b_{eff} t_s \\ P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc} \end{array} \right\} \quad (4.28)$$

$$P_{1p} = 0.85f'_c b_{eff} t_s = 0.85(4.0)(192)(10.875) = 7,099 \text{ kip}$$

$$P_{2p} = F_{yw} D t_w + F_{yt} b_{ft} t_{ft} + F_{yc} b_{fc} t_{fc}$$

$$= 50[(18)(1.0) + (90)(0.625) + (18)(1.75)] = 5,287.5 \text{ kip}$$

$$\therefore P = 5,287.5 \text{ kip (18,708 kN)}$$

- c. Tahanan geser nominal (AASHTO Pasal 6.10.10.4.3)

$$Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c 3 E_c} \leq A_{sc} F_u \quad (4.29)$$

di mana A_{sc} adalah luas penampang konektor geser stud dan F_u adalah kekuatan tarik minimum yang ditentukan dari konektor geser stud = 60 ksi (420 MPa).

$$\therefore 0.5 \sqrt{f'_c E_c} = 0.5 \sqrt{3.25(3,250)} = 51.4 \text{ kip} < F_u = 60 \text{ kip}$$

$$\therefore Q_n = 0.5 A_{sc} \sqrt{f'_c E_c} = 51.4 \left(\frac{\pi(0.875)^2}{4} \right) = 30.9 \text{ kip}$$

- d. Periksa jumlah konektor stud geser yang dihasilkan (lihat Tabel 4.6)

$$n_{total-stud} = \left\{ \begin{array}{l} 210 \text{ from left end } 0.4 L_1 \\ 210 \text{ from } 0.4 L_1 \text{ to } 0.7 L_1 \end{array} \right\} > \frac{P}{\phi_{sc} Q_n} = \frac{5,287.5}{0.85(30.9)} = 202$$

Periksa Persyaratan Kondisi Batas Layanan

1. Persyaratan Umum (AASHTO 6.10.4)

Kondisi Batas Layanan II bertujuan untuk mengendalikan lendutan elastis dan permanen di bawah beban hidup desain HL-93 (AASHTO 6.10.4). Deformasi elastis dikendalikan dengan memenuhi rasio bentang terhadap kedalaman yang ditentukan dalam Tabel 2.5.2.6.3-1 AASHTO. Deformasi permanen dikendalikan dengan



membatasi tegangan untuk mencegah lendutan permanen akibat beban lalu lintas server yang diperkirakan akan mengganggu kenyamanan berkendara.

2. *Hitung Momen Terfaktor—Kondisi Batas Layanan II*

Perlu dicatat bahwa, untuk konstruksi tanpa penopang, $DC1, DC2 + DW$, dan beban hidup masing-masing diterapkan pada penampang komposit non-komposit (hanya penampang baja), jangka panjang, dan jangka pendek. Pada Kondisi Batas Layanan II, momen terfaktor untuk Titik 0,4 Rentang 1 diilustrasikan sebagai berikut:

$$M_{DC1} = 4,260 \text{ kip} - \text{ft.}$$

$$M_{DC2} + M_{DW} = 435 + 788 = 1,223 \text{ kip} - \text{ft.}$$

$$M_{(LL+IM)HL-93} = (1.3)(1.0)(3,056) = 3,973 \text{ kip} - \text{ft.}$$

3. *Periksa Tegangan Flensa*

Dalam contoh ini, $f_I = 0$ untuk girder interior ini. Persyaratannya menjadi:

$$f_f = \frac{M_{DC1}}{S_{NC}} + \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{LT}} + \frac{M_{(LL+IM)HL-93}}{S_{ST}} \leq 0.95R_h F_{yf} = 0.95(1.0)(50) = 47.5 \text{ ksi}$$

Untuk flensa atas

$$\begin{aligned} f_f &= \frac{(4,262)(12)}{2,655} + \frac{(1,227)(12)}{12,841} + \frac{(4,542)(12)}{48,044} \\ &= 19.26 + 1.15 + 1.13 = 21.54 \text{ ksi} < 47.5 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Untuk flensa bawah

$$\begin{aligned} f_f &= \frac{(4,262)(12)}{3,376} + \frac{(1,227)(12)}{4,612} + \frac{(4,542)(12)}{4,973} \\ &= 15.15 + 3.19 + 10.96 = 29.30 \text{ ksi} < 47.5 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Untuk badan

AASHTO 6.10.4.2.2 menyatakan bahwa untuk penampang komposit dengan lentur positif di mana badan memenuhi persyaratan AASHTO 6.10.2.1.1, yaitu $D/t_w \leq 150$, pemeriksaan tekuk badan tidak diperlukan. Dalam contoh ini,

$$\frac{D}{t_w} = \frac{90}{0.625} = 144 < 150$$

Pemeriksaan tekuk-tekuk web tidak diperlukan.



4. Periksa Tegangan Tekan pada Dek Beton

Untuk penampang komposit kompak di daerah lentur positif yang digunakan dalam konstruksi penopang, tegangan tekan pada dek beton disebabkan oleh beban mati jangka panjang dan beban hidup memenuhi

$$f_c = \frac{M_{DC2} + M_{DW}}{S_{SLt}} + \frac{M_{(LL+IM)HL-93}}{S_{STc}} \leq 0.6f'_c = 0.6(4.0) = 2.4 \text{ ksi}$$

Modulus penampang dek beton adalah

$$S_{STc} = \frac{I_{ST}(n)}{y_{STc}} = \frac{417,986(8)}{7.7 + 3.325 + 10.875} = 152,689 \text{ in.}^3$$

$$S_{LTc} = \frac{I_{LT}(3n)}{y_{LTc}} = \frac{314,752(24)}{24.51 + 3.325 + 10.875} = 195,145 \text{ in.}^3$$

$$f_c = \frac{(1,227)(12)}{195,145} + \frac{4,542(12)}{152,689} = 0.43 \text{ ksi} < 0.6f'_c = 1.95 \text{ ksi}$$

Periksa Persyaratan Konstruksi

1. Persyaratan Umum

Pada tahap konstruksi, balok baja Bentang 1 dengan panjang sayap tekan tanpa penguat, $L_b = 240$ inci, memikul beban konstruksi termasuk beban mati (berat sendiri balok baja dan pelat lantai beton) dan beban lain yang bekerja pada struktur selama konstruksi. Untuk mencegah pelelehan nominal atau ketergantungan pada tahanan pascatekuk balok baja selama tahap kritis konstruksi, persyaratan AASHTO 6.10.3 berikut untuk tegangan lentur diperiksa. Untuk Penampang Titik 0,4, efek geser sangat kecil dan pemeriksaan kuat geser tidak diilustrasikan.

2. Hitung Momen Terfaktor—Konstruksi

Dalam pemeriksaan konstruksi, semua beban difaktorkan sebagaimana ditentukan dalam AASHTO Pasal 3.4.2. Dalam contoh ini, tidak ada beban konstruksi lain yang diasumsikan dan hanya beban mati terfaktor yang diterapkan pada penampang nonkomposit. Flens kompresi diberi penahan terpisah dengan panjang tanpa penahan $L_b = 240$ in. dalam Rentang 1. Momen terfaktor pada titik 0,4 Rentang 1 adalah sebagai berikut:

$$M_u = (1.25)M_{DC1} = (1.25)(4,262) = 5,328 \text{ kip} - \text{ft.}$$

3. Periksa Flensa Kompresi

o Kekompakan Web

Rasio kelangsingan yang membatasi untuk web nonkompak (AASHTO 6.10.1.10.2-4) adalah



$$\lambda_{rw} = 5.7 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 5.7 \sqrt{\frac{29,000}{50}} = 137.3$$

$$D_c = y_{Nct} - t_{fc} = 51.92 - 1.0 = 50.92$$

(Lihat Gambar 4.21)

$$\therefore \frac{2D_c}{t_w} = \frac{2(50.92)}{(0.625)} = 162.9 > \lambda_{rw} = 137.3$$

Web ramping dan Persamaan AASHTO (6.10.3.2.1-2) dan (6.10.3.2.1-3) diperiksa.

- Hitung Faktor Reduksi Kekuatan Flensa R_h dan R_b
 Karena penampang gelagar pelat homogen digunakan untuk contoh ini, faktor hibrida R_h diambil sebesar 1,0 (AASHTO 6.10.1.10.1).
 Saat memeriksa konstruksibilitas menurut AASHTO 6.10.3.2, faktor pelepasan beban web R_b diambil sebesar 1,0 (AASHTO 6.10.1.10.2).
- Hitung Tahanan Lentur
 Tahanan lentur nominal flens tekan adalah yang lebih kecil antara tahanan tekuk lokal (AASHTO 6.10.8.2.2) dan tahanan tekuk torsi lateral (AASHTO 6.10.8.2.3).
 Tahanan tekuk lokal

$$\therefore \lambda_f = \frac{b_{fc}}{2t_{fc}} = \frac{18}{2(1)} = 9 < \lambda_{pf} = 0.38 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = 0.38 \sqrt{\frac{29,000}{50}} = 9.15$$

$$F_{nc(FLB)} = R_b R_h F_{yc} = (1.0)(1.0)(50) = 50 \text{ ksi}$$

Tahanan tekuk torsi lateral

$$r_t = \frac{b_{bf}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}} \right)}} \quad (4.30)$$



$$r_t = \frac{b_{fc}}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{D_c t_w}{b_{fc} t_{fc}}\right)}} = \frac{18}{\sqrt{12 \left(1 + \frac{1}{3} \frac{(50.92)(0.625)}{(18)(1.0)}\right)}} = 4.12 \text{ in.}$$

$$L_p = 1.0 r_t \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} = (1.0)(4.12) \sqrt{\frac{29,000}{50}} = 99.2 \text{ in.}$$

$$F_{yr} = \text{smaller} \left\{ \begin{array}{l} 0.7 F_{yc} = (0.7)(4.12) \\ F_{yw} = 50 \end{array} \right\} = 35 \text{ ksi} > 0.5 F_{yc} = 25 \text{ ksi}$$

Gunakan $F_{yr} = 35 \text{ ksi}$

$$L_r = \sqrt{\frac{E}{F_{yr}}} = (\pi)(4.12) \sqrt{\frac{29,000}{35}} = 372.6 \text{ in.} \tag{4.31}$$

$$\therefore L_p = 99.2 \text{ in.} < L_b = 240 \text{ in.} < L_r = 372.6 \text{ in.}$$

$$\begin{aligned} F_{nc(LTB)} &= C_b \left[1 - \left(1 - \frac{F_{yr}}{R_h F_{yc}} \right) \left(\frac{L_b - L_p}{L_t - L_p} \right) \right] R_b R_h F_{yc} \\ &= (1.0) \left[1 - \left(1 - \frac{35}{(1.0)(50)} \right) \left(\frac{240 - 99.2}{372.6 - 99.2} \right) \right] (1.0)(1.0)(50) \\ &= 42.3 \text{ ksi} < R_b R_h F_{yc} = (1.0)(1.0)(50) = 50 \text{ ksi} \end{aligned}$$

Gunakan $F_{nc(LTB)} = 42,3 \text{ ksi}$ (292 Mpa).

Faktor C_b diambil sebesar 1,0 secara konservatif untuk Titik Bentang 1 sebesar 0,4. Tahanan lentur nominal flens tekan adalah sebagai berikut:

$$F_{nc} = \min (F_{nc(FLB)}, F_{nc(LTB)}) = \min(50, 42.3) = 42.3 \text{ ksi}$$

$$f_{bu} = \frac{M_u}{S_{Nct}} = \frac{5,325(12)}{2,193} = 24.1 \text{ ksi} < \phi_f F_{nc} = 4.23 \text{ ksi}$$

Hitung resistensi tekuk tekuk web

$$k = 9 \left(\frac{D}{D_c} \right)^2 = 9 \left(\frac{90}{50.92} \right)^2 = 28.12$$



$$F_{crw} = \frac{0.9 Ek}{\left(\frac{D}{t_w}\right)^2} = \frac{0.9(29,000)(28.12)}{\left(\frac{90}{0.625}\right)^2} = 35.4 \text{ ksi}$$
$$< \text{smaller} \left\{ \begin{array}{l} R_h F_{yc} = (1.0)(50) = 50 \text{ ksi} \\ F_{yw}/0.7 = 50/0.7 = 71.4 \text{ ksi} \end{array} \right\} = 50 \text{ ksi}$$

Gunakan $F_{crw} = 35,4 \text{ ksi (244 Mpa)}$

$$f_{bu} = 24.1 \text{ ksi} < \phi_f F_{crw} = 35.4 \text{ ksi}$$

4. Periksa Flensa Ketegangan

$$f_{bu} \frac{M_u}{S_{NCb}} = \frac{5,328(12)}{3,376} = 18.9 \text{ ksi} < \phi_f R_h F_{yt} = 50 \text{ ksi}$$

4.8 RINGKASAN

Bab ini menyajikan contoh-contoh balok-I komposit baja-beton yang umum digunakan pada jembatan jalan raya. Bab ini membahas dan memberikan panduan umum untuk proporsi penampang balok, konfigurasi bentang keseluruhan, jarak antar balok, rangka silang dan diafragma, pemodelan dan analisis struktur, serta pertimbangan desain. Contoh desain jembatan balok komposit kontinu tiga bentang diberikan untuk mengilustrasikan prosedur desain.



BAB 5

JEMBATAN GIRDER KOTAK BAJA KOMPOSIT

5.1 PENDAHULUAN

Perkembangan Awal Struktur Atas Girder Kotak Baja

Mungkin satu-satunya faktor yang paling menentukan dalam perkembangan praktik desain jembatan jalan raya di Amerika Serikat adalah AASHO (*American Association of State Highway Officials*) Uji Jalan, dilakukan antara tahun 1951 dan 1958 di Ottawa, Illinois. Setelah uji lapangan, pengujian kelelahan laboratorium dan lapangan lebih lanjut dilakukan di Universitas Illinois antara tahun 1958 dan 1961.

Pengujian ini dilakukan pada 16 jembatan standar, termasuk 4 jembatan gelagar baja nonkomposit, 4 jembatan gelagar baja komposit, 4 jembatan gelagar-I beton pracetak, dan 4 jembatan balok-T beton cor di tempat. Pengujian ini mewakili desain jembatan umum yang digunakan pada saat itu di Sistem Jalan Raya AS. Pada tanggal 29 Juni 1956, Presiden Dwight D. Eisenhower menandatangani Undang-Undang Jalan Raya Bantuan Federal, dan Sistem Jalan Raya Antar Negara Bagian Nasional sepanjang 41.000 mil (65.983 km) pun lahir.

Konstruksi Sistem Jalan Raya Antar Negara Bagian dimulai dengan sungguh-sungguh dan terus berlanjut tanpa henti selama 16 tahun berikutnya. Hampir setengah abad kemudian, jenis jembatan ini terus mewakili jembatan umum yang masih dirancang dan dibangun hingga saat ini di sistem Jalan Raya Antar Negara Bagian AS. Pada musim semi tahun 1964, "Kriteria Desain Jembatan Girder Kotak Komposit Baja-Beton" dipresentasikan oleh Mattock dan Fountain pada Pertemuan Regional AASHO dan kemudian diterbitkan sebagai dokumen sementara untuk spesifikasi jembatan AASHO pada tahun 1967. Kriteria ini didasarkan pada metode analisis pelat lipat dan pengujian model skala 1/4 yang diselesaikan pada saat itu. Penelitian ini menjadi dasar bagi munculnya bentuk jembatan yang baru dan berbeda, yaitu jembatan girder kotak baja komposit.

Di Universitas Waterloo, Ontario, pada awal tahun 1970an, Green dan Branco melanjutkan penelitian dan pengujian lebih lanjut untuk menunjukkan efisiensi struktur ini, dan menentukan sistem penguat yang sederhana dan efisien yang diperlukan untuk membangun jembatan ini secara aman dan ekonomis. Pekerjaan lain yang sedang berlangsung pada saat itu meliputi karya Johnson dan Mattock; Lally; dan Heins dan Hall.

Di Mana Struktur Atas Girder Kotak Komposit Dapat Digunakan?

Struktur atas girder kotak baja komposit, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.1, dapat dirancang untuk hampir semua panjang bentang dan konfigurasi, tetapi sangat efisien untuk jembatan jalan raya bentang menengah dan panjang, baik tangen maupun lengkung, pada bentang di atas 45,7 m (150 kaki) dan hingga 152,4 m (500 kaki). Girder kotak baja bukanlah solusi untuk setiap jembatan, tetapi seiring dengan pemahaman yang lebih baik tentang jenis jembatan ini, dan para perancang memanfaatkan sepenuhnya efisiensi



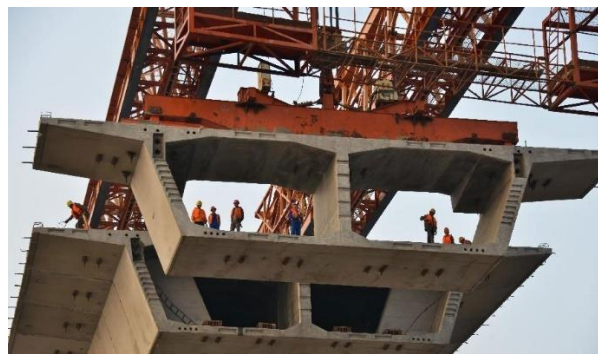
inherennya, diharapkan girder kotak baja akan menjadi lebih ekonomis dan kompetitif dalam berbagai aplikasi yang lebih luas.

Mengapa Girder Kotak Baja Efisien?

Alasan utama efisiensi girder kotak baja, dan khususnya untuk struktur atas lengkung horizontal, adalah kekakuan torsionalnya. Kekakuan lentur lateral dek secara signifikan ditingkatkan oleh ketetapan tumpuan pada garis girder yang dihasilkan oleh kekakuan torsional girder kotak. Hal ini pada gilirannya mendistribusikan beban hidup ke area anak sungai yang jauh lebih besar yang mengikat girder yang berdekatan dan dengan demikian meningkatkan jumlah penampang melintang struktur atas yang menahan beban vertikal. Girder-I memberikan kondisi tumpuan yang lebih sederhana pada garis girder, dan tidak dapat mendistribusikan beban ke girder yang berdekatan secara efektif.

Desain untuk Ekonomis

Perancang harus selalu menetapkan tujuan untuk mengurangi jumlah girder (garis web) dan meningkatkan jarak antar girder; dengan demikian, proporsi penampang girder kotak untuk ekonomis maksimum. Komentar berikut dibuat oleh Mattock dan Fountain:



Gambar 5.1 Konfigurasi tipikal struktur atas girder kotak komposit.

Dengan menggunakan jumlah kotak yang paling sedikit untuk menopang suatu penampang melintang, seharusnya dimungkinkan untuk mendapatkan desain yang membutuhkan jumlah baja paling sedikit. Desain semacam itu akan membutuhkan jumlah kotak yang paling sedikit untuk difabrikasi dan didirikan.

Pernyataan ini mendasar bagi prinsip-prinsip desain yang disajikan dalam bab ini. Mattock dan Fountain menyimpulkan bahwa efisiensi material baja sekitar 15% dapat dicapai dibandingkan jembatan gelagar pelat konvensional jika jembatan gelagar kotak dirancang dan diproporsikan dengan tepat.

Redundansi dan Kapasitas Cadangan

Saat ini, redundansi dan keselamatan menjadi semakin penting seiring dengan terus memburuknya infrastruktur negara. Keselamatan dan keandalan telah menjadi prioritas utama. Pada sebuah proyek baru-baru ini di Midwest, sebuah studi analitis menunjukkan bahwa jembatan gelagar kotak yang terdiri dari dua gelagar kotak sebenarnya dapat dianggap redundan dan memiliki kapasitas cadangan yang sangat tinggi bahkan ketika salah satu gelagarnya patah total. Setelah publikasi temuan ini, dan diterima oleh FHWA, pengujian skala



penuh pada jembatan serupa oleh University of Texas di Austin (Frank dan Widiyanto 2004) mengonfirmasi kedua hipotesis di atas, yaitu redundansi dan kapasitas cadangan yang luar biasa yang ditunjukkan oleh jenis jembatan ini, bahkan dalam konfigurasi bentang tunggal yang rentan terhadap kerusakan parah dan beban ekstrem.

Konstruktibilitas

Seiring meningkatnya kompleksitas jembatan jalan raya, dan desain-bangun menjadi metode penyelesaian proyek yang semakin populer, penting bagi insinyur jembatan yang berpraktik untuk mempertimbangkan masalah konstruktibilitas serta keekonomisan. Dapat dikatakan bahwa tahap kritis dalam siklus hidup jembatan gelagar baja adalah fase pemasangan (Gambar 5.2 dan 5.3). Perancang perlu memahami bagaimana jembatan akan dikirim dan dipasang. Pemahaman akan karakteristik stabilitas, kekuatan, dan deformasi pada setiap tahap pemasangan dapat menentukan antara desain yang berhasil dan desain yang dapat menimbulkan potensi masalah di lapangan.



Gambar 5.2 Persimpangan Marquette, Milwaukee WI (2008).



Gambar 5.3 Simpang Susun Marquette, Milwaukee WI (2008).

5.2 KEKAKUAN DAN KEKUATAN GIRDER KOTAK BAJA KOMPOSIT

Struktur atas girder kotak baja komposit digunakan dalam berbagai aplikasi, dengan jumlah kotak pada penampang bervariasi sesuai lebar jalan. Kekakuan dan kekuatannya yang luar biasa dalam menahan momen torsi St. Venant (penampang tertutup, aliran geser searah)



menjadikannya bentuk struktural pilihan untuk alinyemen lengkung dan berbagai aplikasi lain yang melibatkan kondisi pembebanan eksentrik yang signifikan. Penampang tertutup yang mengalami torsi tidak hanya sangat kaku tetapi juga jauh lebih tahan terhadap efek lengkung yang lebih besar yang terkait dengan girder-I yang torsinya lebih lemah.

Distribusi Beban Hidup

Distribusi beban pada jembatan girder kotak tangen tipikal yang berada dalam rentang kriteria geometris yang terbatas (lihat AASHTO Pasal 6.11.2.3) awalnya didefinisikan sebagai berikut.

$$W_L = 0.1 + \frac{1.7N_w}{R} + \frac{0.85}{N_w}R$$

di mana $0,5 < R < 1,5$

W_L = fraksi beban roda

$R = N_w / (\text{jumlah girder kotak})$

N_w = jumlah lajur rencana

$N_w = W_c / 12$, disederhanakan menjadi bilangan bulat terdekat

W_c = lebar jalan antar trotoar (kaki)

Jika dilakukan studi parametrik pada jembatan empat lajur seperti ditunjukkan pada Gambar 5.4 dengan jumlah girder yang bervariasi pada penampang melintang, fraksi beban roda (w_L) yang dipikul oleh setiap girder pada penampang melintang dapat dihitung menggunakan ketentuan AASHTO 2012 (Pasal 6.11.2.3). Jika fraksi ini dikalikan dengan jumlah girder pada penampang melintang, total beban nominal yang dapat dipikul struktur dapat diperoleh dan dibandingkan dengan jumlah lajur aktual pada jembatan.

Hasil studi parametrik tersebut dirangkum dalam bagan di atas, dan dibandingkan dengan rangkaian penampang melintang serupa yang menggunakan girder-I. Gambar 5.5 menunjukkan bahwa untuk jembatan girder-I pada umumnya, total beban hidup nosional pada struktur empat lajur selalu lebih besar daripada yang dapat ditampung secara fisik oleh jembatan (delapan beban roda = empat beban gandar), dan secara signifikan melebihi-lebihkan beban yang dapat ditampung secara fisik oleh jembatan seiring dengan berkurangnya jumlah girder. Di sisi lain, total beban hidup pada jembatan girder kotak empat lajur diprediksi dengan sangat akurat oleh Spesifikasi AASHTO dan sesuai dengan beban yang dapat ditampung secara fisik oleh jembatan, berapa pun jumlah girdernya.

Tren ini serupa untuk jembatan dengan sejumlah lajur.

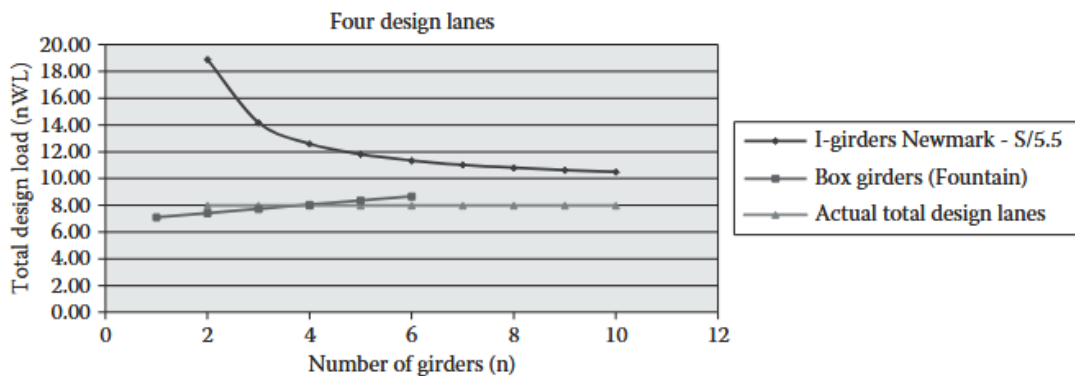
Perbandingan sederhana ini menunjukkan efisiensi inheren dari sistem struktur atas girder kotak yang kaku torsional. Struktur girder kotak tunggal dan girder-I ganda telah disertakan untuk tujuan analisis ini, meskipun beberapa pemilik akan menganggapnya sebagai sistem nonredundan, atau sistem yang kritis terhadap fraktur. Untuk jembatan girder kotak, rumus distribusi beban hidup dalam AASHTO Edisi ke-6 didasarkan pada kriteria pembatas seperti jarak girder. Perlu dicatat bahwa struktur atas girder kotak tidak diharuskan untuk



memenuhi kriteria pembatas ini, dan penghematan tambahan dapat diwujudkan dengan meningkatkan jarak, menggunakan kotak yang lebih sempit, dan overhang yang lebih panjang. Dalam keadaan ini, perancang diharuskan menggunakan bentuk analisis yang lebih ketat, dan struktur atas idealnya dianalisis menggunakan model tiga dimensi (3D) seperti yang dijelaskan di bagian berikut. Sementara algoritma distribusi beban hidup di atas memberikan perkiraan yang wajar dari efek beban hidup, perilaku 3D dari struktur girder kotak komposit agak rumit, dan efisiensi yang melekat mungkin tidak tertangkap, sehingga menghasilkan desain yang terlalu konservatif dan tidak kompetitif.



Gambar 5.4 Struktur atas girder multi-kotak tipikal (jembatan empat jalur).



Gambar 5.5 Perbandingan beban total untuk jembatan I-girder versus box girder seperti yang diprediksi oleh Spesifikasi AASHTO.

Manfaat tambahan dari model 3D adalah keuntungan yang terkait dengan penggunaan program utilitas beban hidup untuk sistem dek planar. Program utilitas beban hidup 3D akan menyediakan permukaan pengaruh untuk semua respons desain maksimum dan minimum, menghasilkan rangkaian beban untuk penghematan dan efisiensi desain maksimum. Sistem pemuat hidup otomatis yang menghasilkan permukaan pengaruh yang dapat dipetakan secara akurat ke model struktural 3D menjadi semakin umum.

Sifat-sifat Balok Kotak

Gambar 5.6, 5.7, dan 5.8 berikut secara konseptual mendemonstrasikan sifat-sifat fisik balok kotak baja sebelum dek beton dipasang. Sifat-sifat penampang untuk masing-masing kondisi ini dapat dihitung secara manual; namun, dua kondisi pertama merupakan perhitungan manual yang rumit, dan kondisi ketiga jarang digunakan pada jembatan jalan raya pada umumnya.



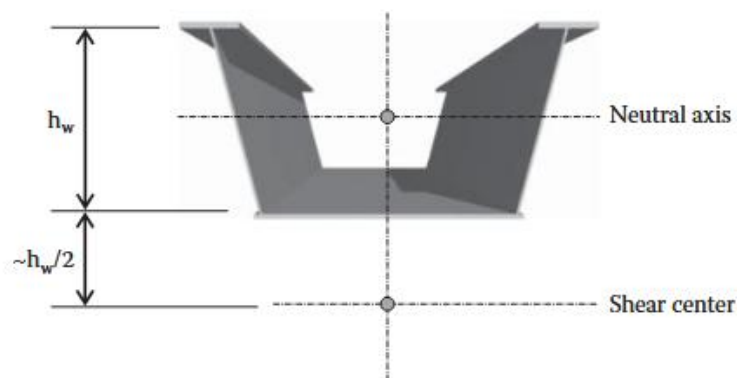
Penggunaan pendekatan pemodelan FE 3D membuat kebutuhan akan perhitungan manual tidak diperlukan.

Penampang terbuka yang ditunjukkan pada Gambar 5.6 rentan terhadap lengkungan. Flens atas juga rentan terhadap tekuk torsional lateral ketika mengalami kompresi. Pusat geser untuk bagian ini kira-kira setengah tinggi bagian di bawah flens bawah seperti yang ditunjukkan, yang membuatnya sangat tidak stabil terhadap beban vertikal eksentrik atau beban horizontal yang diterapkan pada bagian tersebut.

Di sisi lain, bagian tertutup, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.7, menahan beban torsional terutama oleh aliran geser searah (St. Venant) di sekitar penampang. Kekakuan torsional warping dari bagian tertutup dapat diabaikan. Namun, bagian tersebut mengalami tegangan warping normal dan tegangan lentur tembus-tebal akibat distorsi penampang. Flens atas dalam kompresi tidak rentan terhadap tekuk torsional lateral setelah bagian tersebut ditutup.

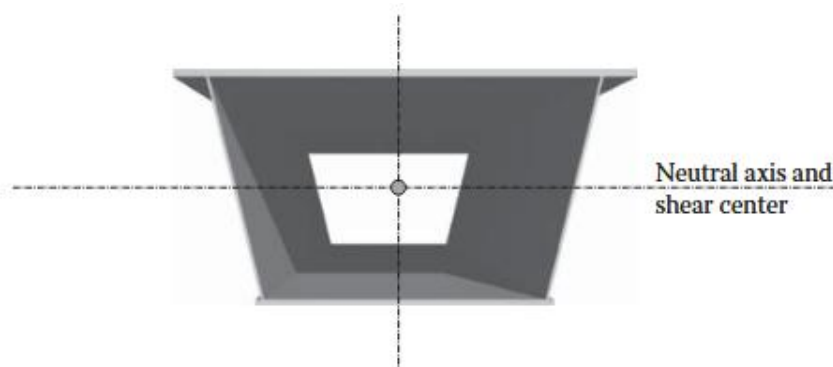
Penampang tertutup pada Gambar 5.7 bukanlah solusi praktis atau hemat biaya untuk desain atau konstruksi, oleh karena itu terdapat penampang semi-tertutup yang ditunjukkan pada Gambar 5.8. Penampang semi-tertutup yang ditunjukkan pada Gambar 5.8 menggambarkan perilaku penampang tertutup, dan sekaligus merupakan penampang yang praktis dan hemat biaya untuk konstruksi kotak baja. Penahan lateral atas secara efektif menutup penampang dan memindahkan pusat geser kembali ke dalam penampang melintang seperti yang ditunjukkan, serta secara signifikan mengurangi berat dan biaya penampang melintang untuk konstruksi.

Dalam kondisi tertutup atau semi-tertutup, pusat geser kurang lebih berimpit dengan pusat geometris penampang. Ini berarti bahwa, meskipun perancang harus menyadari beban yang terjadi secara eksentrik terhadap pusat geser, perlu dipastikan apakah beban horizontal berkaitan dengan beban angin selama konstruksi, misalnya, atau beban vertikal eksentrik seperti beton basah atau beban konstruksi lainnya sebelum kondisi komposit tertutup dan langkah-langkah yang diperlukan telah diambil untuk memastikan stabilitas penampang melintang selama konstruksi sebelum kondisi komposit tertutup sehingga dampak negatif dari beban konstruksi ini dapat dikurangi secara signifikan.

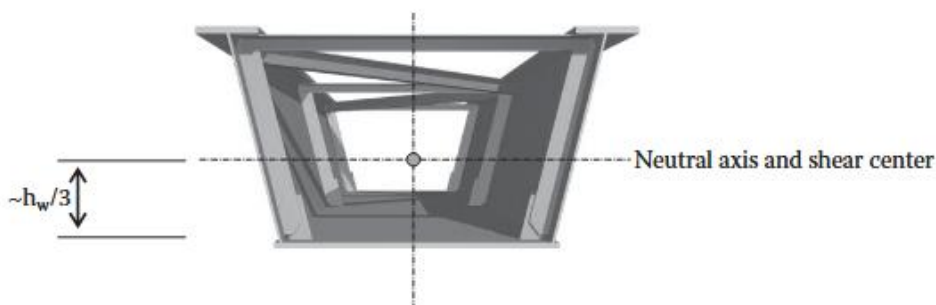


Gambar 5.6 Bagian terbuka.





Gambar 5.7 Bagian tertutup.



Gambar 5.8 Bagian semi-tertutup.

Efek Lentur

Beban vertikal konsentris pada penampang gelagar kotak jarang terjadi; namun, untuk memahami efek lentur pada penampang gelagar kotak, pertimbangkan beban vertikal konsentris yang diterapkan pada kotak sebagai Kasus 1 yang berdiri sendiri.

Kasus 1: Beban Vertikal yang Diterapkan Secara Konsentris pada Penampang Kotak Terbuka

Sebagaimana diilustrasikan pada Gambar 5.9, beban vertikal konsentris yang diterapkan pada penampang kotak terbuka menghasilkan dua respons.

1. Lentur pada penampang yang mengakibatkan perpindahan vertikal.
2. Penyebaran sayap atas (hanya ketika badan balok miring).

Beban lentur vertikal pada penampang kotak terbuka dengan badan balok miring akan selalu menghasilkan "efek penyebaran" pada sayap atas dalam kondisi penampang terbuka. Efek penyebaran ini ditahan dalam kondisi komposit akhir oleh dek beton, tetapi selama konstruksi, termasuk pemasangan dan penempatan dek beton, harus ditahan dengan cara lain, biasanya dengan penopang ortogonal. Penyangga ini juga memberikan dukungan lateral pada flens atas saat tekan. Panjang flens tekan yang tidak tertopang selama pengecoran beton dek merupakan pemeriksaan penting.

Persyaratan untuk penguat lateral atas akan dibahas di bagian selanjutnya, tetapi untuk saat ini diasumsikan bahwa penguat ini selalu diperlukan untuk bangunan atas melengkung horizontal dan harus dipertimbangkan untuk satu atau lebih baris girder pada alinyemen bangunan atas girder kotak tangen. Gambar 5.10 mengilustrasikan konfigurasi tipikal untuk



penguat ini, dan menjelaskan perilakunya terhadap lenturan longitudinal pada penampang. Sangat penting bagi perancang untuk memahami bahwa penguat lateral apa pun akan mengalami lenturan dengan penampang bangunan atas, dengan beberapa efek yang mungkin diinginkan dan tidak diinginkan (misalnya, kelelahan).

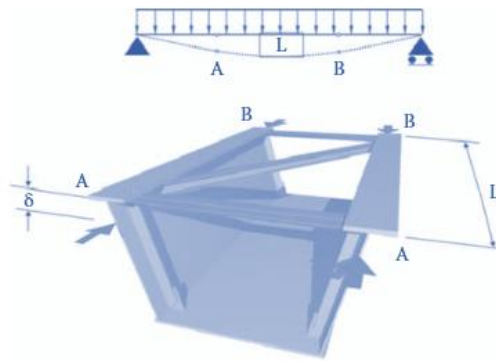
Sebagaimana disebutkan di atas, setiap penguat lateral atas (diagonal) yang digunakan untuk menahan beban torsi selama konstruksi akan berperan dalam lenturan longitudinal gelagar, yang dapat menyebabkan beban aksial yang signifikan pada penguat, terutama selama konstruksi. Gaya tekan yang dihasilkan pada kotak bentang sederhana dengan penguat lateral atas diilustrasikan pada Gambar 5.11. Oleh karena itu, perancang harus mempertimbangkan untuk meminimalkan penggunaan komponen penguat lateral atas (yaitu komponen diagonal) yang rentan terhadap "efek lentur", dan pada saat yang sama mempertimbangkan untuk menyediakan komponen penguat yang cukup (yaitu komponen ortogonal) untuk menahan "efek sebaran".

Pada lokasi momen negatif puncak, sayap bawah mengalami gaya tekan yang besar. Badan yang miring akan memperkecil lebar sayap bawah, yang pada gilirannya meningkatkan ketahanan terhadap tekuk lokal, dan harus dipertimbangkan dengan tepat. Ketentuan AASHTO saat ini membatasi tegangan maksimum pada sayap tekan bawah hingga F_y atau kurang, sehingga perancang perlu mengevaluasi tenaga kerja dan material yang terkait dengan persyaratan pengaku dibandingkan dengan sekadar menambah ketebalan pelat. Pertimbangan ini biasanya diterapkan pada jaring (misalnya, penggunaan pengaku melintang versus peningkatan ketebalan jaring), dan juga harus dipertimbangkan untuk flensa kompresi yang diperkuat.

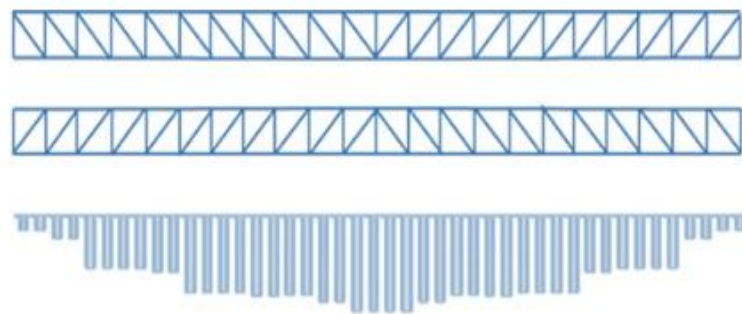


Gambar 5.9 Efek lentur dan sebaran pada penampang kotak trapesium terbuka tanpa penguat.





Gambar 5.10 Efek lentur konsentris pada anggota penguat lateral atas.



Gambar 5.11 Distribusi efek lentur pada penguat lateral atas (struktur atas kuasi-tertutup bentang sederhana).

Ketentuan AASHTO menunjukkan bahwa kelambatan geser pada sayap yang lebih lebar tidak menjadi masalah jika lebar sayap kurang dari 20% panjang bentang untuk bentang sederhana, dan 20% jarak antar titik kontrafleksur untuk bentang menerus.

Perancang juga harus menyadari efek "resal", yaitu efek kompresi inkremental pada sayap bawah gelagar dengan kedalaman variabel akibat geser, yang akan dijelaskan lebih lengkap di bagian selanjutnya. Efek lentur hanyalah salah satu komponen tegangan normal (penampang bidang) pada gelagar kotak. Tegangan yang dihasilkan oleh efek torsi akan dibahas di bagian selanjutnya.

Efek Torsi pada Penampang Gelagar Kotak Terbuka

Kasus 2: Beban Vertikal dan/atau Horizontal yang Diberikan Secara Eksentrik (Penampang Terbuka)

Beban torsi (PT) dicirikan oleh kopel vertikal seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.12. Representasi ini dimaksudkan untuk mencakup torsi dari semua efek vertikal dan/atau horizontal.

Terdapat dua komponen beban torsi ini yang keduanya menghasilkan tegangan lengkung normal.

1. Rotasi penampang terhadap pusat geser (seperti yang ditunjukkan pada kasus tanpa penguat)



2. Distorsi penampang melintang akibat "titik keras" pada rangka melintang atau titik penguat lateral.

Efek gabungan ini berkurang secara signifikan ketika penampang tertutup; namun, beberapa distorsi terbatas pada penampang tertutup memang terjadi, sehingga AASHTO mensyaratkan rangka melintang internal dengan jarak terbatas untuk mempertahankan bentuk penampang dan meminimalkan tegangan lengkung normal yang terkait dengan efek distorsi ini.

Torsi ini terakumulasi di sepanjang bentang hingga ke "penopang torsi" seperti diafragma ujung, atau di lokasi rangka melintang internal. Elemen penguat internal ini membantu menjaga integritas geometri penampang melintang, yang pada gilirannya mengurangi efek distorsi. Namun, komponen penguat ini menciptakan tegangan distorsi lokal yang sesuai. Tegangan-tegangan ini dilaporkan oleh sebagian besar program elemen hingga sebagai tegangan lengkung normal, yang biasanya relatif kecil, tetapi bersifat aditif terhadap tegangan lentur normal.

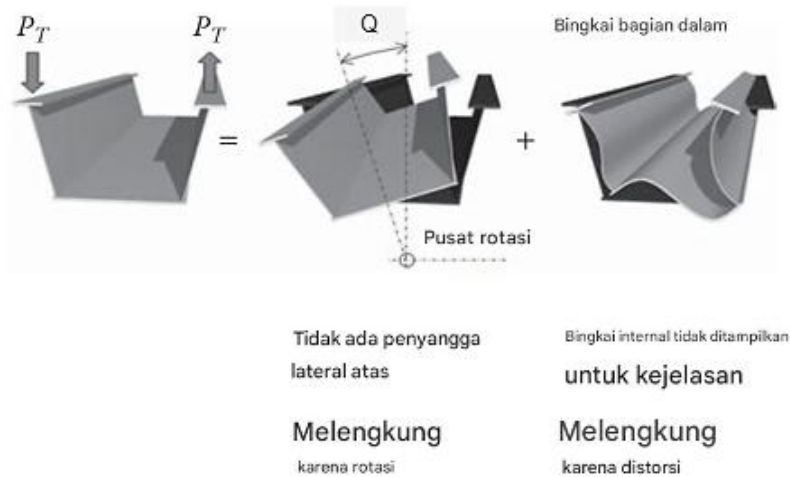
Tegangan lengkung normal dan tegangan lentur tembus-tebal akibat distorsi penampang pada penampang tertutup sulit diperoleh langsung dari model elemen hingga kecuali jika mesh-nya cukup halus. Tegangan-tegangan ini biasanya harus diperoleh dari metodologi Beam-On-Elastic Foundation sebagaimana diuraikan dalam Heins dan Hall. Tegangan lengkung normal akibat distorsi penampang berbeda dan harus dibedakan dari tegangan lengkung normal akibat torsi lengkung, yang memang cukup kecil pada penampang tertutup karena kekakuan torsi lengkung yang relatif kecil pada penampang tertutup.

Rangka silang internal yang ditunjukkan pada Gambar 5.1 diperlukan untuk mengendalikan efek distorsi ini selama konstruksi. Dalam kasus beban vertikal eksentrik, beban tersebut juga menghasilkan efek lentur vertikal seperti yang dijelaskan pada bagian sebelumnya. Dalam kasus beban eksentrik horizontal, hanya terdapat torsi tanpa momen lentur vertikal terkait.

Perancang harus menyadari bahwa kasus khusus adalah konfigurasi gelagar lengkung untuk kedua efek ini, tetapi kasus umum (jembatan gelagar lurus) juga dapat menjadi kritis, karena selalu terdapat beban vertikal eksentrik akibat konstruksi dan beban angin yang akan menghasilkan efek destabilisasi serupa, atau ketidakstabilan torsi lateral pada penampang melintang yang harus dipertimbangkan.

Aliran geser di sekitar penampang tertutup akibat torsi harus ditambahkan atau dikurangi sesuai dengan efek geser vertikal pada badan balok. Hal ini juga harus dipertimbangkan dalam desain flens bawah dan dalam desain konektor geser untuk fatik. Pada kotak yang mengalami torsi besar, hal ini mungkin juga perlu dipertimbangkan dalam desain tulangan transversal di dek beton.



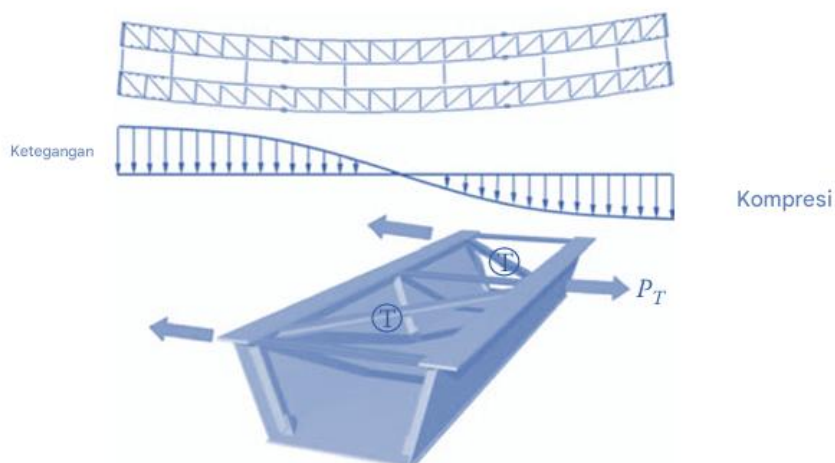


Gambar 5.12 Efek torsi pada balok kotak trapesium terbuka.

Gambar 5.13 mengilustrasikan bahwa penguat lateral atas akan berpartisipasi dalam torsi pada penampang melintang dengan cara yang hampir sama seperti berpartisipasi dalam lentur vertikal. Ini dapat menjadi efek yang penting. Tujuan perancangan adalah merencanakan tata letak penguat lateral atas untuk menghindari beban tekan yang besar dan masalah tekuk terkait pada diagonal (orientasi untuk tarik), serta meminimalkan besaran absolut gaya diagonal. Gambar 5.14 menunjukkan jumlah gaya diagonal akibat efek torsi (P_T) dan gaya diagonal akibat efek lentur (P_B) pada bentang sederhana.

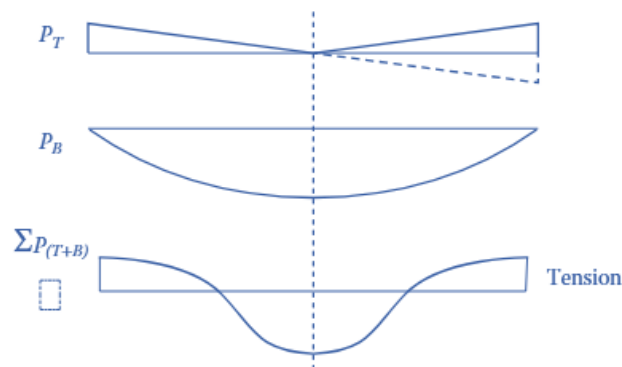
Plot pertama merepresentasikan respons torsi pada diagonal. Garis putus-putus di bawah merepresentasikan beban tekan pada diagonal jika orientasinya tidak antisimetris (seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.13) untuk menghasilkan tarik. Hal ini akan bermanfaat bagi jumlah material yang dibutuhkan untuk penguat, karena tekuk akibat beban tekan tidak akan menjadi masalah.

Dalam kasus lentur pada bentang sederhana, diagonal akan selalu terkompresi akibat efek lentur terlepas dari orientasinya, seperti yang ditunjukkan pada plot kedua.



Gambar 5.13 Distribusi gaya anggota torsi pada sistem penyangga lateral atas.





Gambar 5.14 Gaya gabungan komponen struktur (torsi dan lentur) pada sistem bresing lateral atas.

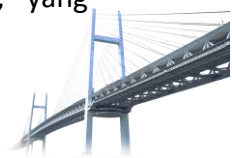
Hasil ini dapat diekstrapolasi ke kasus jembatan kontinu multibentang. Tujuannya selalu untuk mengurangi kombinasi efek lentur dan torsi pada bresing lateral atas dengan mengarahkan bresing secara paling efektif untuk menghindari gaya tekan yang besar, yang meningkatkan biaya karena ukuran komponen struktur dan detail sambungan.

Efek Geser

Pada setiap gelagar badan padat, terdapat inefisiensi inheren pada sebagian besar bentang akibat permintaan geser yang lebih rendah dari reaksi (penopang). Untuk memaksimalkan efisiensi, hal ini menjadikan minimalisasi jumlah garis badan sebagai prioritas utama, serta mengurangi kedalaman badan di zona geser rendah. Metode fabrikasi otomatis menggunakan kontrol numerik terus mengurangi biaya gelagar dengan kedalaman variabel, hingga hal ini tidak lagi menjadi komponen biaya fabrikasi yang signifikan. Perancang harus berfokus pada garis web sesedikit mungkin dan kedalaman web yang seragam (variabel) di mana pun untuk merancang efisiensi geser. Kedalaman web yang lebih dangkal juga meminimalkan kebutuhan pengaku transversal dan pengaku longitudinal pada bagian yang lebih dalam.

Seringkali, menyediakan web yang sedikit lebih tebal lebih murah untuk meminimalkan penggunaan pengaku transversal, yang membutuhkan banyak tenaga kerja dan waktu untuk fabrikasi. Tegangan geser pada web juga meningkat seiring dengan kemiringan terhadap bidang vertikal. Kemiringan ini biasanya berkisar antara 1:4, dan harus diperhitungkan.

Faktor lain yang terkait dengan geser adalah efek "resal". Dalam kasus girder dengan kedalaman variabel, sayap tekan girder miring di daerah dengan geser tinggi (dekat tumpuan). Secara intuitif, komponen vertikal dari kelengkungan ini akan menarik komponen geser vertikal. Efek "resal" ini, atau komponen geser dari tegangan aksial pada sayap tekan, harus dipertimbangkan sebagai tambahan terhadap efek aksial akibat lenturan. Efek ini secara otomatis dihasilkan oleh model 3D yang dirancang dengan baik, tetapi perancang harus menyadari bahwa tegangan tekan pada flens bawah tidak dihasilkan hanya oleh lenturan pada girder dengan kedalaman variabel. Pada titik di mana flens miring menjadi horizontal, komponen gaya vertikal ditransfer kembali ke badan sebagai beban terpusat, yang



menyebabkan tegangan tambahan pada las badan dan las badan ke flens bawah dan mungkin memerlukan pengaku lokal tambahan pada badan, atau tekuk flens di luar bidang yang menjauhi badan.

Interaksi momen-geser pada lokasi tumpuan tidak lagi menjadi pemeriksaan eksplisit sesuai dengan Spesifikasi AASHTO 2012. Persamaan dalam Spesifikasi AASHTO cukup menangkap resistansi geser dari serangkaian hasil uji eksperimen yang cukup komprehensif sehingga efek interaksi momen-geser tidak perlu dipertimbangkan. Resistansi geser tambahan dan penjangkaran dari aksi medan tarik pascatekuk pada badan yang dihasilkan oleh dek komposit juga diabaikan secara konservatif, dan nilai momen maksimum serta selubung geser biasanya digunakan untuk desain, sedangkan nilai momen dan geser maksimum bersamaan cenderung kurang kritis.

Aksi medan tarik dalam geser menimbulkan beban longitudinal inkremental pada sayap. Pada lokasi tumpuan interior, efek ini sama besar dan berlawanan arah, sehingga sayap "dijangkarkan" oleh bentang yang berdekatan; namun, hal ini tidak terjadi pada tumpuan sederhana, sehingga perancang harus memastikan bahwa efek medan tarik ini "dijangkarkan" pada lokasi tumpuan ujung. Sebagaimana dicatat, aliran geser St. Venant pada tumpuan akan meningkatkan geser vertikal akibat tekukan pada satu badan, dan mengurangnya pada badan lainnya, bergantung pada arah beban torsi.

Perilaku Komposit

Perilaku komposit relevan dengan kondisi kemudahan layan dan batas kekuatan. Untuk kondisi batas layan, sebaiknya periksa tegangan dek di zona tarik, dan tulangan diproporsikan agar memenuhi kriteria paparan dan membatasi retak jika tegangan dek di atas modulus pecah beton. Merupakan praktik umum untuk menganggap jembatan sebagai penampang yang sepenuhnya elastis dan tidak retak untuk keperluan analisis. Pengujian lapangan telah menunjukkan bahwa dek beton yang dituang langsung pada sayap atas gelagar baja menunjukkan aksi komposit yang cukup besar dan tidak disengaja di bawah beban layan, bahkan ketika dibangun tanpa konektor geser.

Penelitian juga menunjukkan bahwa aksi komposit yang cukup besar terjadi di daerah lentur negatif, menunjukkan bahwa retak dek yang terlokalisasi tidak mengubah sifat kekakuan struktur atas komposit secara signifikan. Berdasarkan temuan ini, merupakan kebiasaan untuk memodelkan dan menganalisis jembatan dengan penampang dek yang sepenuhnya tidak retak di zona tarik, dan menyediakan baja tulangan dengan asumsi dek yang sepenuhnya retak di zona tarik untuk desain kekuatan.

Ketika kondisi tertentu yang ditentukan dalam Pasal 6.6.1.2.1 dan 6.10.4.2.1 AASHTO terpenuhi, dek yang sepenuhnya tidak retak di zona tarik dapat digunakan untuk desain fatik dan layanan. Jika perancang ingin mengambil pendekatan yang lebih teliti terhadap efek retak pada kondisi batas layanan, dan memperkenalkan model regresi kekakuan untuk mengevaluasi momen inersia komposit untuk analisis, perangkat lunak berikut tersedia, termasuk Response 2000, XTRACT, LPile, dan SAP2000.

Beban mati permanen pada penampang komposit harus memperhitungkan rangkai dan susut serta efek yang bergantung pada waktu yang sesuai menggunakan beberapa metode



rasional; misalnya, mentransformasikan luas dek beton menggunakan rasio modular jangka panjang, $3n$, dalam perhitungan properti penampang komposit untuk perhitungan tegangan lentur akibat beban mati permanen yang bekerja pada penampang komposit (Pasal AASHTO 6.10.1.1.1b). Untuk pembengkokan melintang, dek jembatan komposit secara tradisional dirancang menggunakan metode strip ekuivalen satu arah dengan asumsi perilaku balok kontinu dan sifat elastis dek yang tidak retak (Pasal AASHTO 4.6.2.1). Pendekatan ini menghasilkan tulangan dek yang jauh lebih banyak daripada yang disebut metode desain dek empiris.

Metode desain dek empiris telah dimasukkan ke dalam Spesifikasi LRFD AASHTO terkini (Edisi ke-6 - 2012), dengan kondisi pembatas termasuk persyaratan untuk tulangan isotropik, jarak antar rangka, metode penempatan dek, kedalaman dek, dan rasio bentang terhadap kedalaman, antara lain. Metode ini merupakan pengakuan bahwa dek biasanya tidak hanya berperilaku sebagai balok, tetapi sebagai penopang dan pengikat, termasuk bagian lengkung di antara tumpuan. Perilaku ini menghasilkan tingkat kekakuan dan kekuatan yang sangat tinggi pada respons jembatan baik untuk kondisi layanan maupun batas kekuatan. Dikombinasikan dengan kekakuan torsional balok kotak komposit, aksi ini sebenarnya dapat ditingkatkan, tetapi hal ini belum menjadi subjek investigasi atau program pengujian. Perancang mungkin ingin mempertimbangkan desain dek empiris untuk efisiensi dan ketahanan dek.

Saat memodelkan sistem girder kotak komposit, penggunaan elemen bata delapan titik simpul untuk memodelkan dek beton akan menangkap efek lengkung dan memberikan distribusi beban hidup serta respons desain dek yang realistis. Hal ini pada gilirannya memberikan kedalaman sebenarnya dari penampang beton-komposit, menyediakan titik simpul sederhana untuk pembuatan jaring elemen guna memodelkan lengkungan atau kemiringan dek secara akurat, dan menyediakan lokasi yang sesuai untuk elemen flensa baja.

Kondisi Batas

Bantalan dan Diafragma Penopang

Untuk keperluan konstruksi, umumnya diinginkan untuk menyediakan bantalan ganda dan diafragma bantalan padat. Hal ini memberikan titik fiksasi torsional pada semua tumpuan, dan memanfaatkan stabilitas alami penampang gelagar kotak tertutup atau semi-tertutup. Sebagai alternatif, bantalan tunggal dapat digunakan, tetapi dapat menjadi pilihan yang kurang ekonomis jika diafragma eksternal harus menahan momen lentur transversal yang substansial, atau memerlukan perincian yang rumit dan mahal.

Perlu dicatat bahwa fiksasi torsional, khususnya selama konstruksi, dapat ditingkatkan secara signifikan dengan penggunaan setidaknya satu panel penguat lateral atas (kotak torsi) pada setiap bentang yang berdekatan dengan setiap tumpuan. Meskipun mungkin konservatif untuk memperpanjang penguat lateral atas ini hingga ke seluruh panjang setiap kotak, bentang efektif untuk torsi berkurang secara signifikan dengan penggunaan kotak torsi, dan stabilitas torsional lateral meningkat. Namun, perlu dicatat bahwa AASHTO LRFD Pasal 6.7.5.3 (sebagaimana dibahas sebelumnya) mewajibkan pengokohan lateral atas untuk semua kotak



lengkung, dan direkomendasikan untuk setidaknya satu baris kotak dalam alinyemen girder tangen. Hal ini dibahas lebih lanjut di bagian pengokohan.

Hal ini, dikombinasikan dengan efek rangka silang internal, memiliki efek mengurangi distorsi penampang yang terkait dengan beban torsi, dan memungkinkan perancang untuk meningkatkan jarak antar rangka silang internal. Perancang juga dapat mempertimbangkan bantalan ganda karena alasan berikut. Biasanya bantalan ganda lebih mahal, dan memerlukan lebih banyak detail dan fabrikasi pada titik tumpu, tetapi di sisi lain, bantalan ganda menyediakan cara yang relatif sederhana untuk menahan beban torsi. Hal ini dapat menjadi keuntungan selama konstruksi dan dalam pengoperasian. Jika bantalan tunggal digunakan, dan terdapat efek torsi dan tekukan transversal yang signifikan pada garis tumpu, bantalan ganda dapat menjadi alternatif yang lebih hemat biaya dibandingkan diafragma ujung yang berat. Jika memungkinkan, kemiringan harus dihilangkan dengan menambah bentang secara bertahap, atau memperlebar kedudukan tumpuan untuk mengakomodasi tumpuan persegi.

5.3 DESAIN: PROPORSI STRUKTUR ATAS BOX GIRDER

Susunan Umum

Susunan bentang yang paling efisien untuk balok prisma kontinu multibentang (momen inersia konstan) didasarkan pada pemerataan momen tengah bentang dan momen tumpuan interior. Rasio klasik 0,65 banding 1 adalah titik awal yang baik. Karena jembatan bentang kontinu jarang dirancang dengan penampang prisma, rasio ini bukanlah rasio yang baku. Karena perancang dapat menyesuaikan kekakuan jembatan dengan ukuran dan kedalaman pelat yang bervariasi pada rentang rasio bentang yang luas, desain dapat dioptimalkan untuk lokasi spesifik apa pun tanpa efek signifikan pada efisiensi struktural jembatan atau peningkatan biaya.

Selalu disarankan untuk menghindari bentang ujung atau bentang internal yang sangat pendek untuk menghindari efek gaya angkat dan hogging. Perancang harus menyadari bahwa panjang bentang relatif yang berdekatan terkadang dapat menghasilkan camber "negatif" (hogging), yaitu, pelat badan mungkin perlu dipotong menjadi kurva "sag", alih-alih kurva "crest", tepat di sebelah pilar, akibat rotasi gelagar akibat penempatan beton dek pada tumpuan.

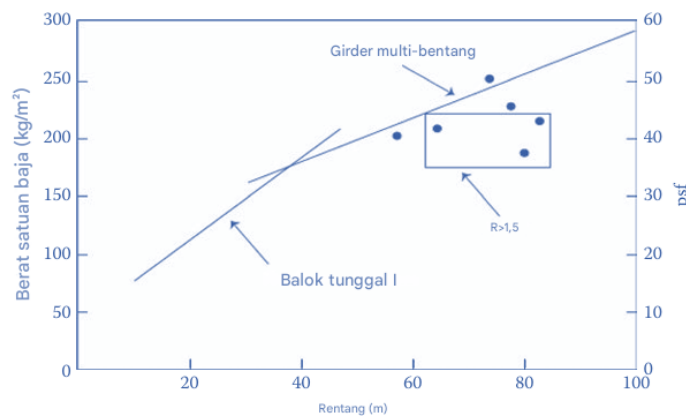
Hal ini menimbulkan dua pertimbangan lain yang harus diperhitungkan, yaitu rotasi bantalan dan diafragma selama pengecoran dek. Sebagian besar jenis bantalan memiliki amplitudo rotasi yang terbatas atau diinginkan, sehingga bantalan mungkin perlu diatur ulang setelah pengecoran dek. Fabrikator harus diberikan rotasi agar diafragma bantalan dapat dirinci menjadi tegak lurus juga.

Berat Satuan Baja

Gambar 5.15 menunjukkan hubungan antara berat satuan baja pada jembatan relatif terhadap bentang terpanjangnya. Kurva-kurva ini merepresentasikan basis data jembatan baja yang dibangun di Ontario antara tahun 1980 dan 1990. Beberapa observasi dapat diambil dari gambar ini:



- Jembatan bentang tunggal menjadi tidak efisien dibandingkan dengan jembatan bentang ganda pada rentang 130–150 kaki.
- Berat satuan baja untuk jembatan bentang ganda kontinu berbanding lurus dengan bentang, berbeda dengan rasio teoritis yang bervariasi terhadap momen, atau kuadrat panjang bentang. Hal ini dijelaskan oleh distribusi beban dan sifat-sifat penampang komposit.
- Berat satuan baja berkurang secara konsisten ketika nilai R berkurang (yaitu, rasio lebar gelagar kotak terhadap lebar lajur $R > 1.5$). Dengan kata lain, gunakan lebih sedikit kotak per lajur dan beri jarak selebar mungkin. Pasal 4.6.2.2.2b AASHTO saat ini telah menyederhanakan rumus ini untuk menggantikan R dengan rasio yang sebanding N_L/N_B (jumlah lajur terhadap jumlah kotak).



Gambar 5.15 Hubungan antara panjang bentang dan berat baja.

Girder jembatan bentang menengah dan panjang dengan bentuk perkiraan yang sama (profil soffit girder) dengan diagram momen lentur menggunakan material paling efisien. Dalam kebanyakan kasus, dimungkinkan untuk mengurangi, dan dalam beberapa kasus bahkan menghilangkan, perubahan ketebalan pelat flensa. Hal ini bermanfaat untuk mengurangi biaya fabrikasi yang terkait dengan berbagai ukuran pelat dan transisi sambungan bengkel.

Selain itu, girder dengan kedalaman variabel biasanya lebih dangkal di lokasi-lokasi dengan permintaan geser yang lebih rendah, sehingga menghasilkan penghematan material pada badan seperti yang telah disebutkan sebelumnya. Johnson dan Mattock memperkirakan bahwa rasio bentang terhadap kedalaman (L/d) untuk girder kotak dalam kisaran 25 akan menghasilkan desain yang paling ekonomis. Mereka juga mencatat bahwa girder kotak akan sesuai dengan ketentuan AASHTO saat ini untuk lendutan beban hidup dengan rasio bentang terhadap kedalaman setinggi 40. Biasanya rasio bentang komposit terhadap kedalaman berada di urutan 28 dan rasio nonkomposit berada di urutan 30 hingga 40. Girder yang lebih dalam dapat digunakan ketika peluncuran bertahap diusulkan, untuk mengendalikan lendutan kantilever bila diperlukan.

Girder nonprismatik dapat diproporsikan sedemikian rupa sehingga memerlukan ketebalan tunggal flens bawah di seluruh jembatan. Hal ini meminimalkan kebutuhan untuk



penyambungan flens bawah pada perubahan ketebalan. Misalnya, jembatan tiga bentang dengan bentang 105 + 151 + 105 kaki dirancang (Jembatan La Croix Street – Chatham ON) dengan pelat flens bawah kontinu dengan ketebalan pelat tunggal 5/8 inci di seluruh jembatan. Rasio bentang terhadap kedalaman pada pilar adalah 27 dan di tengah bentang, 42. Hal ini menghasilkan kotak baja yang sangat ekonomis.

Penggunaan girder nonprismatik biasanya menghasilkan penghematan material jika desainnya dieksekusi dengan benar. Dengan penggunaan mesin pemotong modern yang dikontrol secara digital, hanya ada sedikit, jika ada, penalti biaya dalam fabrikasi web dengan kedalaman variabel. Web sering dipotong sesuai profil untuk kelengkungan atau camber dalam kondisi apa pun.

Penampang (Termasuk Penampang Kotak Tunggal)

Ada dua pertimbangan mendasar untuk penampang struktur atas yang dioptimalkan:

1. Bentuk dan ukuran girder kotak
2. Jarak antar girder kotak

Bentuk dan Ukuran girder Kotak

Kotak yang lebih sempit lebih disukai daripada kotak yang lebih lebar. Keuntungan yang terkait dengan penampang kotak yang sempit (tinggi lebih besar daripada lebar) adalah sebagai berikut.

- ❖ Flensa bawah yang lebih sempit (meningkatkan ketahanan tekuk)
- ❖ Ketahanan yang lebih besar terhadap distorsi dan efek torsi
- ❖ Penampang melintang yang lebih kecil, sehingga lebih mudah untuk difabrikasi, dikirim, dan dipasang
- ❖ Keuntungan yang terkait dengan jarak girder yang lebih lebar dan efisiensi berdasarkan kontribusi dek terhadap distribusi LL

Spesifikasi AASHTO saat ini membatasi rasio lebar girder kotak terhadap lebar lajur ($R \leq 1,5$) ketika faktor distribusi beban hidup yang ditentukan digunakan. Hal ini tidak boleh dianggap sebagai batasan jika perancang menggunakan metode analisis rasional yang memperhitungkan distribusi beban hidup nyata dan pemodelan penampang melintang yang akurat.

Fraksi beban roda yang ditanggung oleh setiap kotak berkurang seiring bertambahnya lebar kotak. Hal ini didasarkan pada kekakuan torsional penampang kotak dan mendukung premis bahwa jumlah kotak dalam satu penampang melintang harus dikurangi, jika tidak, permintaan per kotak akan mengurangi efisiensi penampang melintang secara keseluruhan.

Hal ini jelas terlihat dari UT Austin yang telah dibahas sebelumnya menunjukkan bahwa terdapat kapasitas cadangan yang sangat besar pada jembatan girder tabung tipikal dengan dua atau lebih tabung yang dirancang sesuai dengan ketentuan AASHTO LRFD. Kelambatan geser dan stabilitas sayap tekan (bawah) pada girder kotak merupakan pertimbangan penting. Kelambatan geser meningkat seiring dengan lebar sayap. Demikian pula, sayap yang lebih lebar rentan terhadap tekuk, yang menimbulkan biaya pengaku longitudinal, meningkatkan efek kelambatan geser, dan mengurangi kapasitas penampang jika tegangan kritis kurang dari F_y .



Penampang trapesium tipikal yang digunakan pada banyak jembatan girder kotak memiliki manfaat yang memungkinkan perancang untuk menyediakan jumlah material yang sama yang dibutuhkan pada sayap bawah untuk pembengkokan pada pelat yang lebih tebal. Hal ini meningkatkan stabilitas sayap bawah yang lebih lebar, mengurangi efek kelambatan geser, dan mengurangi kebutuhan akan pengaku longitudinal.

Sumbu netral cenderung bergerak ke atas pada penampang trapesium komposit dan membuat sayap bawah lebih efisien. Hal ini tidak serta merta berdampak negatif pada efisiensi flensa atas karena sebagian besar beban pada flensa atas adalah beban mati yang bekerja pada bagian nonkomposit sebelum dek mengeras atau dibuat komposit. Selain itu, bentuk trapesium secara inheren lebih stabil untuk fabrikasi dan pemasangan serta mengurangi masalah kelelahan yang timbul akibat getaran sekunder.

Sebagaimana disebutkan sebelumnya, girder dengan kedalaman variabel lebih sesuai dengan kebutuhan momen-geser di sepanjang bentang, dan biasanya memberikan penggunaan material yang lebih hemat biaya. Para fabrikator menjadi lebih canggih dengan penggunaan teknologi untuk membentuk jaring girder dan flensa tanpa implikasi biaya yang besar, dan mengembangkan diagram pemotongan yang meminimalkan pemborosan.

Jarak Balok Kotak dan Penampang Kotak Tunggal

Ada tiga komponen kunci desain melintang. Ini adalah istilah yang dicetuskan oleh insinyur segmental beton pada abad terakhir, tetapi tidak eksklusif untuk girder kotak beton. Girder kotak baja komposit berperilaku sesuai dengan aturan mekanika struktural yang sama. Tiga elemen desain transversal (dalam dunia segmental beton) telah disederhanakan menjadi diagram Homberg klasik, atau diagram Puchert, dan dirinci sebagai berikut.

- Kondisi beban titik
- Kondisi beban garis
- Konfigurasi kotak tunggal versus kotak ganda

Ini adalah algoritma grafis yang sangat sederhana yang mencakup sebagian besar desain segmental, dan dapat langsung diterapkan pada rentang desain girder kotak baja komposit yang sama.

Kunci desain yang ekonomis adalah jarak antar kotak yang lebih lebar dan garis girder yang lebih sedikit. Premis ini didasarkan pada kekakuan torsional kotak, yang sebagaimana disebutkan di atas, memberikan kondisi batas "rangka" atau "ujung tetap" untuk momen lentur transversal pada struktur atas, yang pada gilirannya memperkuat struktur atas secara transversal, yang berdampak pada pengikatan semua girder untuk beban titik atau beban garis tertentu pada struktur. Hal ini, bersama dengan perilaku cangkang (aksi lengkung) dek, memberikan kesempatan kepada perancang untuk meningkatkan bentang dek transversal. Efisiensi tertinggi dicapai dengan satu penampang balok kotak. Jelas, satu balok kotak dapat memikul semua beban di mana pun posisinya, sehingga penampang tersebut dapat dioptimalkan. Lebih lanjut, balok kotak merupakan penampang yang paling efisien untuk memikul lenturan longitudinal. Hal ini dapat dibuktikan secara teoritis sebagai berikut. Hal ini menjelaskan mengapa jembatan segmental hampir selalu berupa balok sel tunggal.



Efisiensi lentur setiap struktur atas dapat diukur dengan mudah menggunakan koefisien tanpa dimensi berikut.

$$\rho = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

Di mana

$$r^2 = \frac{I}{A}$$

dan

I = Momen Inersia

A = Luas penampang

C_1 = Jarak dari pusat massa ke serat terluar atas

C_2 = Jarak dari pusat massa ke serat terluar bawah

Koefisien efisiensi adalah $\rho = 1$ jika penampang terdiri dari sayap atas dan bawah yang dihubungkan dengan badan dengan ketebalan yang dapat diabaikan. Penampang persegi panjang (tanpa overhang pelat) dan girder kotak sel tunggal (dengan overhang pelat) biasanya memiliki koefisien efisiensi masing-masing $\rho = 0,33$ dan $\rho = 0,60$.

Sebagai perbandingan, struktur pelat biasanya memiliki efisiensi lentur yang buruk ($\rho = 0,24$). Namun, hal ini diimbangi oleh bekisting yang relatif murah dan kedalaman struktur yang lebih dangkal, tetapi keunggulan ini hilang pada bentang di atas 50 hingga 75 kaki, rentang yang lebih tinggi diwakili oleh pelat dengan kedalaman variabel.

Selama bertahun-tahun, pemilik dan perancang telah menghindari struktur girder kotak tunggal karena berbagai alasan. Penelitian dan pengalaman terkini yang dirujuk di tempat lain dalam bab ini telah menghasilkan penerimaan yang lebih luas, dan struktur girder kotak baja sel tunggal kini diizinkan oleh AASHTO. Struktur ini menawarkan keuntungan signifikan dibandingkan struktur ramp. Struktur ini memungkinkan overhang yang lebih lebar, substruktur yang lebih kecil, lebih sedikit bagian yang harus difabrikasi dan didirikan, lebih sedikit garis web, dan lebih sedikit terpengaruh oleh kelelahan karena kotak tunggal harus menahan semua beban mati (rasio DL terhadap LL yang jauh lebih tinggi).

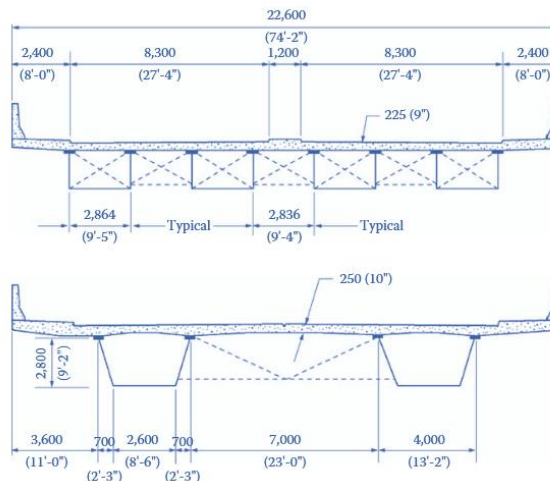
Perhatian kritis terhadap fraktur harus ditangani di area tertentu, tetapi baja jembatan modern sangat tangguh (tahan terhadap fraktur lelah dan getas retak cenderung tidak menjalar) dan cukup daktail (dengan perpanjangan yang relatif tinggi). Tidak ada fraktur yang dilaporkan pada baja HPS yang berusia 20 tahun atau kurang.

Struktur baja komposit kotak tunggal jauh lebih kompetitif dibandingkan beton segmental di mana kotak beton tunggal sering digunakan. Gambar 5.16 mengilustrasikan sebuah jembatan aktual yang desain awal alternatifnya diselesaikan menggunakan dua kotak



dengan dek pracetak berukubah, alih-alih empat kotak dengan dek cor di tempat konvensional berkedalaman konstan.

Jembatan ini merupakan struktur lima bentang dengan bentang variabel hingga 236 kaki dan panjang keseluruhan 1.047 kaki. Desain alternatif ini mengurangi berat total baja dalam struktur sebesar 500 ton (550 ton), atau sekitar 20% dari total berat total. Hal ini melebihi prediksi Mattock dan Fountain sebagaimana disebutkan di atas.



Gambar 5.16 Jarak antar gelagar kotak. Dua opsi untuk jembatan empat lajur. Opsi 1: Beberapa gelagar dengan bentang dek melintang yang lebih pendek (atas). Opsi 2: Dua gelagar dengan bentang dek melintang yang lebih panjang (bawah).

Alternatif dua kotak dilelang secara kompetitif melawan alternatif beton segmental dua kotak. Alternatif ini dibangun sebagai pemenang lelang. Tidak ada penawaran yang diterima untuk opsi beton segmental.

Kemiringan dan Kelengkungan

Jembatan gelagar kotak harus menghindari kemiringan sedapat mungkin. Kekakuan torsional dari struktur atas gelagar kotak akan menarik beban yang berpotensi berlebih ke sudut tumpul struktur dan meningkatkan reaksi serta geser yang sesuai dengan efek rotasi yang sesuai yang dapat menimbulkan momen longitudinal dan efek geser yang signifikan pada tumpuan tetap. Perancang harus berhati-hati untuk menghindari tumpuan tetap pada tumpuan tumpul, karena dapat terjadi gaya geser horizontal yang dramatis pada tumpuan tersebut. Sedapat mungkin, kemiringan harus dihilangkan dengan menambah bentang secara bertahap, atau memperlebar dudukan bantalan untuk mengakomodasi bantalan persegi.

Kelelahan dan Getaran

Girder kotak tipe bak umumnya tidak terlalu rentan terhadap kelelahan, terutama karena jumlah girder berkurang dan rasio beban mati-hidup meningkat. Meskipun demikian, terdapat sejumlah detail pada tipe struktur atas ini yang dapat menimbulkan komponen tegangan yang perlu dipertimbangkan.

Komponen utama konsentrasi tegangan muncul dari penggunaan rangka silang internal dan eksternal, serta penguat lateral. Sebenarnya, rangka silang internal adalah elemen utama



yang digunakan untuk menahan distorsi penampang selama konstruksi, meskipun tidak begitu penting dalam pengoperasian. Hal yang sama berlaku untuk penguat lateral atas yang menahan puntiran akibat torsi, (juga selama konstruksi), distorsi suhu, dan memberikan stabilitas global. Melepas elemen-elemen penguat ini setelah konstruksi tidaklah ekonomis, dan elemen-elemen ini cenderung memberikan kekakuan lentur lateral pada struktur atas yang sedang beroperasi, padahal elemen-elemen tersebut mungkin tidak diperlukan. Seperti pepatah lama, "kekakuan menarik tegangan." Minimalkan "titik-titik panas" ini.

Dengan kata lain, solusi untuk dilema ini adalah meminimalkan komponen-komponen ini sedapat mungkin. Sebagaimana dijelaskan di bagian lain bab ini, AASHTO memperbolehkan perancang untuk menambah jarak antar rangka silang internal hingga maksimum 40 kaki pada penampang kotak tunggal, penampang kotak lengkung, dan beberapa penampang kotak yang tidak memenuhi persyaratan AASHTO LRFD (Pasal 6.11.2.3), atau dengan flensa kotak yang tidak sepenuhnya efektif; selain itu, tidak ada batasan.

Tegangan Normal

Sebagaimana dijelaskan, tegangan normal (pada penampang bidang) pada gelagar kotak tertutup atau semi-tertutup terdiri dari tegangan lentur dan tegangan distorsi penampang. Tegangan normal harus diperiksa relatif terhadap pengaku melintang dan sambungan rangka silang, baik di dalam maupun di luar kotak.

Tegangan Distorsi (atau Lengkung)

Tegangan ini sebagian besar dapat dikurangi dengan menyediakan rangka silang internal yang memadai dan memastikan pengaku melintang dan pelat sambungan dilas atau dibaut ke flensa atas dan bawah.

Penopang Lateral Atas

Idealnya, penopang lateral harus dihubungkan langsung ke flensa atas, tetapi hal ini seringkali menimbulkan masalah konstruksi pada bekisting soffit dek seperti yang telah disebutkan di tempat lain. Elemen atas penopang lateral harus dirinci agar bebas dari bekisting.

Pada penampang komposit akhir, penopang lateral atas terletak relatif dekat dengan sumbu netral penampang, dan tidak berpartisipasi secara signifikan dalam lentur akibat beban hidup, tidak seperti beban mati pada penampang nonkomposit. Namun, perancang harus memperhatikan detail sambungan ke flensa atas atau badan, yang rentan terhadap tegangan beban hidup.

Konektor Geser

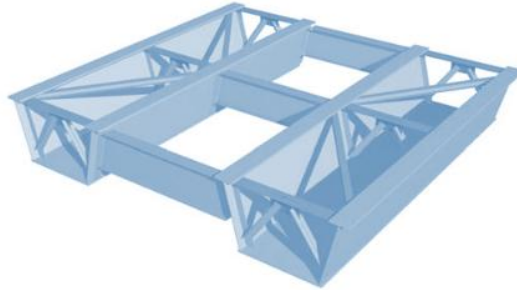
Jika terjadi beban torsi yang signifikan pada penampang melintang, terdapat aliran geser tambahan di sekitar penampang, yang seharusnya ditambahkan ke geser horizontal akibat tekukan vertikal pada badan kritis. Efek aliran geser akibat lengkungan torsi dan distorsi tidak ditemukan signifikan.

Getaran

Getaran girder dalam sistem angkutan cepat dapat signifikan, hingga 100 g. Angka ini sangat besar, tetapi mengacu pada getaran beramplitudo rendah frekuensi tinggi, sebuah



fenomena terpisah dari frekuensi modal fundamental struktur atas. Sebagian besar badan angkutan umum menetapkan frekuensi fundamental minimum untuk lentur.



Gambar 5.17 Sistem penguat gelagar bak.

Sistem Penguat

Ada beberapa jenis sistem penguat yang diperlukan untuk konstruksi gelagar kotak tipe bak. Sistem penguat ini terutama digunakan untuk menstabilkan bak sebelum pengerasan beton dek. Gambar 5.17 menunjukkan sistem penguat gelagar bak yang umum. Biasanya, seperti yang telah disebutkan sebelumnya, sistem penguat ini kurang penting untuk kinerja komposit sistem superstruktur saat beroperasi, tetapi tetap memikul gaya beban hidup. Penguat umumnya lebih sedikit dibutuhkan dalam sistem gelagar kotak dibandingkan sistem gelagar-I untuk menahan efek torsi. Meskipun demikian, komponen penguat tetap diperlukan (AASHTO LRFD Edisi ke-6) untuk dianggap sebagai komponen utama pada jembatan gelagar kotak lengkung horizontal.

Pengikat Sebar

Pengikat untuk menahan gaya sebar biasanya berupa siku tunggal atau ganda atau tee yang terpasang pada pengaku transversal dan berorientasi ortogonal terhadap sumbu longitudinal. Gaya sebar pada pengikat, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.9, dapat dihitung secara sederhana dari berat beton basah di atas area anak sungai di antara pengikat, dikalikan kemiringan badan. Setelah beton dek mengeras, pengikat ini tidak lagi berfungsi, tetapi memikul gaya terkunci.

Pengikat Distorsi (Internal)

Untuk menjaga integritas geometris penampang di bawah efek distorsi penampang yang ditunjukkan pada Gambar 5.12, rangka silang internal atau diafragma dapat digunakan dengan kriteria dan batasan jarak yang dibahas di bagian sebelumnya. Masuk akal untuk menggunakan ikatan sebar di atas sebagai anggota teratas rangka silang ini, yang dapat berupa diafragma K , X , diafragma kedalaman penuh, atau diafragma kedalaman parsial, tergantung pada ukuran dan bentuk penampang kotak serta kebutuhan.

Rangka Silang (Eksternal)

Rangka silang eksternal tidak diwajibkan oleh spesifikasi AASHTO saat ini untuk jembatan girder tabung lurus atau lengkung horizontal, kecuali hanya pada tumpuannya (AASHTO LRFD Pasal 6.7.4.3). Rangka silang eksternal antara harus diminimalkan semaksimal



mungkin karena tidak berpartisipasi secara signifikan dalam distribusi beban hidup, atau redistribusi beban pada struktur yang rusak. Dalam kasus sistem dua girder yang mengalami kegagalan total pada salah satu kotak, rangka silang eksternal adalah komponen pertama yang gagal dan tidak berkontribusi pada kapasitas cadangan jembatan.

Penguat Lateral Atas

Penguat lateral atas biasanya diperlukan untuk menstabilkan bagian bak terbuka dan membatasi distorsi akibat efek suhu selama konstruksi. Penguat ini tidak lagi berfungsi setelah dek komposit terpasang, sehingga harus diminimalkan semaksimal mungkin.

Untuk jembatan gelagar bak lurus dan tidak miring, satu baris gelagar dengan penguat lateral atas biasanya sudah cukup. Penguat ini harus disertakan dalam kotak pertama yang akan didirikan. Gelagar-gelagar selanjutnya dapat distabilkan selama pengecoran dek dengan penguat bersandar yang terdiri dari rangka silang eksternal dan/atau penopang sederhana.

Penelitian tentang konfigurasi penguat multi-gelagar ini untuk konstruksi dilakukan di Universitas Waterloo, ON pada tahun 1980an. Untuk jembatan gelagar lengkung, efek torsional dapat sangat besar selama pengecoran dek, dan AASHTO mewajibkan penggunaan penguat lateral atas yang kontinu di semua bak. Diagonal berperan dalam lentur dan torsi, sehingga perancang harus berhati-hati dalam mengarahkan elemen penguat untuk meminimalkan kompresi, karena komponen tekan lebih berat dan lebih mahal daripada pengikat tarik. Ketentuan AASHTO saat ini melarang penggunaan bekisting tetap di tempat sebagai pengganti penguat lateral atas.

Rangka Silang Ujung atau Diafragma (Eksternal)

Sebagaimana disebutkan sebelumnya, rangka silang ujung eksternal atau diafragma hanya diperlukan pada tumpuan.

Diafragma Ujung (Internal)

Di bagian dalam kotak, diafragma ujung dirancang sebagai kolom dan balok untuk menerima reaksi vertikal dan menyalurkan gaya diafragma eksternal masing-masing ke bantalan.

Detailing

Ketebalan dan Lebar Pelat

Perancang harus berusaha menggunakan ketebalan umum yang tersedia dari pabrik pelat, dan meminimalkan jumlah transisi ketebalan. Hal ini meminimalkan sambungan bengkel. Jika memungkinkan, transisi ukuran pelat flensa bawah hanya pada sambungan lapangan. Pada girder dengan kedalaman variabel, dimungkinkan untuk menggunakan ketebalan pelat flensa bawah yang konstan di sepanjang jembatan. Flensa atas idealnya memiliki lebar yang konstan di setiap bagian lapangan untuk memudahkan bekisting dek.

Flensa Bawah

Terdapat metodologi desain yang disederhanakan saat ini untuk memeriksa ketahanan tekuk lokal flensa tekan dengan adanya geser torsional dalam AASHTO LRFD Edisi 2012. Dengan mempersempit lebar kotak semaksimal mungkin, stabilitas inheren flensa bawah meningkat, dan kebutuhan akan pengaku longitudinal berkurang.



Flensa Atas

Spesifikasi AASHTO saat ini menggunakan persamaan yang mengatur stabilitas flensa atas penampang girder-I untuk desain flensa atas girder-bak selama konstruksi. Pasal 6.11.3.2 menyatakan bahwa panjang tanpa penguat diukur antara rangka silang interior, meskipun hal ini akan konservatif dalam kasus bak trapesium, di mana tekuk hanya dapat terjadi di bagian luar. Pasal C6.11.3.2 lebih lanjut menyatakan bahwa bresing lateral atas yang terpasang pada sayap pada titik-titik di mana hanya terdapat strut, dan bukan rangka silang internal, di antara sayap, dapat dianggap sebagai titik bresing sesuai pertimbangan insinyur.

Namun, perancang mungkin ingin mempertimbangkan manfaat tambahan akibat kemiringan badan ke luar dalam arah yang sama besar dan berlawanan arah. Karena efek penyebaran selalu ke luar, dan sama besar dan berlawanan arah, tidak akan pernah ada kondisi ketika mempertimbangkan sayap atas di mana faktor panjang efektif (K) bisa 1, atau bahkan 0,7, tetapi selalu 0,5. Ini merupakan manfaat inheren untuk stabilitas torsional lateral kotak trapesium badan miring selama penempatan dek.

Konektor Geser

Sebagaimana disebutkan di tempat lain, konektor geser harus dirancang untuk efek torsional pada batas fatik dengan menghitung geser torsional dan menambahkannya ke geser longitudinal akibat lenturan yang bekerja pada penampang komposit di badan secara aljabar. Saat menghitung aliran geser horizontal untuk desain stud— $VQ/I - V$ dihitung secara sederhana dan konservatif sebagai jumlah aljabar geser lentur dan torsional pada badan balok. Jumlah stud yang sama kemudian akan digunakan pada sayap atas di atas badan balok lainnya.) Kelelahan biasanya menentukan pitch konektor geser.

Desain Badan Balok

AASHTO mendefinisikan batas kelangsingan badan balok untuk badan balok tanpa pengaku longitudinal dan badan balok dengan pengaku longitudinal. Pengaku transversal harganya beberapa kali lipat lebih mahal daripada baja badan balok, sehingga harus diminimalkan semaksimal mungkin. Analisis optimasi badan balok yang diperkeras, tanpa pengaku, dan sebagian diperkeras harus dilakukan. Pengaku longitudinal badan balok hanya boleh dipertimbangkan pada girder bentang panjang. Sambungan bengkel longitudinal harus dihindari sedapat mungkin.

Badan balok harus selalu diperiksa untuk perilaku elastis (tekuk Euler) di bawah beban mati dan beban hidup fatik. Jaring yang tertekuk di bawah beban mati dapat terlihat tidak sedap dipandang, dan tekuk elastis (pengalengan minyak) harus dihindari di bawah beban hidup fatik, karena berbagai alasan. Kapasitas pascatekuk disediakan oleh ketentuan AASHTO yang berlaku.

Sambungan Bengkel

Sambungan bengkel harus diminimalkan sebagaimana disebutkan di atas.

Sambungan Lapangan

Batas atas konvensional untuk ukuran dan berat pengiriman terus ditingkatkan. Keuntungan yang terkait dengan fabrikasi dan/atau sub-rakitan unit tabung baja yang lebih besar dan lebih berat terus berlanjut. Contoh terbaru adalah pengiriman gelagar tabung besar



untuk jembatan Columbus Ohio Gateway dari Wisconsin melalui Sistem Antar Negara Bagian, dengan jarak sekitar 600 mil, menggunakan SPMT Traveler yang besar. Unit tersebut berbobot 350.000 lbs. Minimalkan jumlah sambungan lapangan semaksimal mungkin.

5.4 PEMODELAN DAN ANALISIS

Umum

Ketentuan AASHTO memiliki metode distribusi beban hidup sederhana bagi perancang untuk memproporsikan struktur atas sebagai gelagar garis bentang sederhana atau bentang kontinu, termasuk balok kotak. Ketentuan ini biasanya didasarkan pada kondisi pembatas, dan tetap berfungsi dengan baik untuk jembatan jalan raya sederhana.

Karena kekakuan anisotropik inheren dari struktur atas balok kotak baja komposit, dan efisiensi yang terkait dengan distribusi beban hidup sebagaimana telah dibahas sebelumnya, ketentuan AASHTO saat ini memungkinkan perancang untuk melangkah keluar dari kondisi pembatas ini guna meningkatkan efisiensi dan ekonomi jembatan jalan raya pada umumnya ketika metode analisis rasional disetujui (AASHTO 2012). Hal ini khususnya penting untuk jembatan gelagar kotak, karena terdapat manfaat tambahan yang dapat diperoleh berdasarkan perilaku fundamentalnya. Model 3D menggunakan elemen tekuk pelat (cangkang) untuk komponen baja dan elemen bata delapan titik simpul sederhana untuk dek beton sangat membantu untuk menangkap distribusi beban hidup dan mati, respons tekuk primer, geser, torsi, dan reaksi secara realistis. Model 3D berdasarkan hal di atas dijelaskan di bagian berikut. Untuk pembahasan yang lebih rinci, silakan merujuk pada Pedoman AASHTO/NSBA terbaru untuk Analisis Jembatan Girder Baja (AASHTO/NBSA 2011).

Pada awal 1960an, ketika metode numerik dan pemodelan komputer menjadi bagian yang semakin penting dalam analisis dan desain jembatan, dan analisis elemen hingga masih dalam tahap awal pengembangan, pendekatan yang disederhanakan untuk pemodelan dek jembatan sebagai pelat anisotropik dikembangkan, yang dikenal sebagai analogi grillage. Metode ini mencoba memodelkan perilaku cangkang, atau elemen pembengkok pelat, di dalam dan di luar bidang, menggunakan kisi-kisi ortogonal dua dimensi (2D) balok dengan menggunakan algoritma empiris untuk menetapkan kekakuan torsional balok. Penerapan kekakuan torsional pada kisi-kisi ini dimaksudkan untuk memodelkan perilaku dua arah pelat dek dengan mengaproksimasi "area tributari" dari masing-masing anggota kisi-kisi.

Aproksimasi ini masih bermasalah, terutama untuk gelagar tub, karena model kisi-kisi dapat memberikan hasil yang sangat berbeda karena kompleksitas jenis jembatan ini, efek kedalaman pada superstruktur komposit (pemisahan sumbu netral kotak dan dek) yang semuanya relatif kompleks, dan sulit dimodelkan secara akurat dengan analogi pelat dua arah.

Pendekatan pemodelan untuk jembatan komposit ini masih digunakan dalam beberapa aplikasi komersial, tetapi masih memiliki beberapa kekurangan karena beberapa alasan. Tidak hanya aksi pelat dua arah dan lengkungan di luar bidang dek yang dimodelkan menggunakan metode aproksimasi, tetapi juga kekakuan torsional elemen gelagar longitudinal itu sendiri. Eksentrisitas antara sumbu netral dek komposit dan gelagar tidak diperhitungkan



dan hasilnya dapat menjadi masalah karena interaksi antara perilaku pelat dek dan kekakuan torsional gelagar kotak hanya bersifat aproksimasi.

Perbandingan hasil antara model grillage aproksimasi dan model elemen hingga dapat sangat berbeda, tergantung pada geometri jembatan. Metode grillage umumnya tidak direkomendasikan untuk pemodelan jembatan gelagar kotak komposit. Perlu dicatat bahwa upaya saat ini terus dilakukan untuk menyempurnakan perangkat pemodelan 2D ini guna memperbaiki kekurangan-kekurangan tersebut dalam sistem perangkat lunak 2D yang ada.

Pendekatan Pemodelan

Untuk analisis 3D, seluruh struktur atas dapat dimodelkan sebagai berikut.

- Empat atau lima elemen pembengkok pelat dengan ketebalan tertentu untuk semua flensa dan badan baja
- Sambungan kaku (dengan kekakuan dan jarak yang sesuai) untuk memodelkan geser horizontal antara flensa atas dan dek secara realistis
- Elemen balok untuk diafragma, rangka silang internal, dan eksternal
- Elemen balok untuk bresing lateral atas
- Elemen bata delapan titik untuk dek komposit, disambung agar sesuai dengan lebar flensa dan garis badan
- Koefisien pegas elastis untuk bantalan (penyempurnaan opsional)

Penting untuk membatasi rasio aspek elemen dek ke proporsi konvensional dan menjaga ukuran elemen pada batas maksimum yang wajar, yang lebih dari cukup untuk analisis global semua efek beban komposit.

Perancang harus memahami gaya dan bentuk deformasi sebelum mempelajari pemodelan FE. Jika tidak, mereka mungkin tertipu untuk mempercayai hasil tegangan sebelum ada bukti bahwa model tersebut akurat. Pemeriksaan cepat terhadap reaksi total dan bentuk deformasi selalu memberikan pemeriksaan kewarasan pada model sebelum hasil detail dipertimbangkan.

Perancang (atau penyedia perangkat lunak) dapat menghitung mundur efek momen, geser, dan lentur dari hasil FE, pada bagian yang retak dan tidak retak untuk kondisi batas layanan dan kekuatan (sebagaimana dicatat, dari hasil tegangan) dalam model FE. Hal ini memberikan perancang gaya yang diperlukan untuk tujuan desain.

Hasil tegangan elemen hingga dari dek menggunakan pendekatan meshing kasar mungkin tidak sepenuhnya andal di lokasi tertentu, tetapi sangat memuaskan untuk perilaku global dari total superstruktur sebagaimana dicatat. Jika hasil yang lebih halus diperlukan untuk respons dek di lokasi tertentu, meshing dek dapat ditingkatkan di sejumlah lokasi terbatas untuk memberikan respons yang diperlukan tanpa membebani model dan waktu proses dengan simpul, elemen, dan derajat kebebasan yang tidak perlu.

Analisis Beban Hidup

Setelah menetapkan pentingnya perilaku box girder, dan pemodelan fisik yang diperlukan untuk menangkap perilaku nyata jembatan box girder baja komposit, perancang harus mempertimbangkan penerapan beban hidup secara hati-hati.



Secara historis, para perancang telah menggunakan dasar-dasar garis pengaruh dan selubung beban hidup untuk menangkap respons struktur maksimum dan minimum tertentu pada titik mana pun dalam struktur. Memperluas analogi ini menjadi tiga dimensi memberikan perancang model nosional “garis beban” berupa beban satuan yang diterapkan pada lebar dek penuh pada lokasi terpisah sepanjang setiap bentang, dibandingkan dengan “beban titik” yang diterapkan sepanjang balok. Mengumpulkan hasil analisis garis beban untuk lentur, geser, torsi, defleksi, atau reaksi memberikan perancang permukaan pengaruh untuk setiap respons maksimum dan minimum.

Permukaan ini dapat menampung semua beban hidup termasuk beban truk, beban lajur, beban lelah, dan sebagainya baik untuk desain kekuatan maupun kemudahan servis. Ada beberapa pemuat hidup, seperti dijelaskan di atas, yang tersedia secara komersial, atau yang dapat dengan mudah dikembangkan dengan alat pemodelan saat ini, untuk memberikan hasil beban hidup yang sangat realistis dan akurat. Biasanya, perancang harus mempertimbangkan beberapa model terpisah untuk analisis dan desain sebagai berikut.

Hal ini dapat bervariasi tergantung pada ukuran, kompleksitas, dan urutan konstruksi jembatan. Kendala lain yang terkadang dihadapi oleh para desainer adalah masalah muatan yang tidak disengaja. Penting untuk mengidentifikasi kasus pembebanan yang terjadi bersamaan untuk geser, momen dan torsi, jika tidak maka hasil akhirnya akan berupa desain konservatif yang tidak diperlukan. Pengecualian dapat dibuat untuk komponen struktur yang upayanya lebih besar daripada manfaatnya, misalnya, pada desain sistem bresing. Penghematan mungkin relatif kecil, dan mungkin tidak membenarkan upaya rekayasa.

Model 1: Proporsi Struktur

Model ini biasanya digunakan untuk membuat proporsi semua komponen utama jembatan. Model jembatan tunggal dibangun menggunakan bagian dek beton komposit penuh dan tidak retak. Kotak beban dapat diatur dan diperiksa secara bersamaan untuk berbagai kondisi kekuatan, kelelahan, dan batas servis. Pilih ukuran pelat, sambungan toko, sambungan lapangan, lokasi bantalan, dan elemen penguat berdasarkan pengalaman sebelumnya.

Model ini dapat cukup detail untuk menyediakan simpul-simpul untuk lokasi sambungan rangka silang dan modifikasi selanjutnya, sambungan kaku untuk diafragma padat (yang dapat dimodelkan sebagai elemen balok), dan detail lainnya yang khusus untuk jembatan tertentu. Jalinan dalam arah memanjang dan melintang biasanya berkisar antara 5% hingga 10% dari panjang bentang, tergantung pada perbaikan yang diantisipasi pada iterasi berikutnya.

Sambungan dek seperti disebutkan di atas harus dibuat sekasar mungkin untuk membatasi ukuran model, dan elemen dek harus proporsional menggunakan rasio konvensional antara lebar dan panjang. Penggunaan dek komposit yang terus menerus, ditempatkan secara instan, dan tidak retak akan menghasilkan momen negatif yang agak konservatif, dan momen positif yang agak tidak konservatif. Hal ini dapat diingat saat perancang melakukan proses pasca-pemrosesan hasil untuk menyempurnakan ukuran pelat, lokasi sambungan, dan tata letak bantalan. Perilaku struktur komposit secara bertahap dapat



dimodelkan dengan lebih akurat dalam Model 3 (Staging Konstruksi) seperti dijelaskan di bawah.

Untuk keperluan pemodelan awal dan proporsi jembatan, perancang dapat berasumsi bahwa beton dek ditempatkan pada struktur sebagai beban gravitasi seragam sesaat untuk tujuan menghitung efek beban mati pada sistem rangka struktural, termasuk stabilitas flensa kompresi, beban bresing, dan camber.

Asumsi ini tidak boleh digunakan untuk desain akhir, atau rangkaian pembebanan konstruksi seperti dijelaskan di bawah, karena penambahan kekakuan bangunan atas akibat rangkaian penuangan dek, termasuk pengaruhnya terhadap camber, mungkin tidak dapat diprediksi secara akurat.

Model 2: Desain Kekuatan

Setelah struktur diproporsikan menggunakan Model 1, direkomendasikan agar tegangan geladak diperiksa pada daerah momen negatif, dan bagian yang retak penuh dengan baja tulangan hanya pada daerah momen negatif digunakan untuk pemeriksaan desain pada keadaan batas kekuatan. Pemeriksaan kritis menggunakan respons dan reaksi beban dari model ini mencakup desain flensa kompresi, baja tulangan momen negatif, dan desain badan.

Model 3: Tahap Konstruksi Model 3.1 hingga 3.n—Pemeriksaan Komposit Berurutan

Menjadi semakin penting bagi perancang untuk mempertimbangkan sifat berurutan dari konstruksi jembatan untuk menangkap efek antara pada struktur atas yang telah selesai sebagian, atau komposit sebagian. Hal ini terutama berlaku untuk bentang yang lebih besar dan jembatan dengan geometri yang lebih kompleks.

Perancang harus menentukan urutan praktis penempatan beton dek. Untuk jembatan yang lebih panjang dan lebih besar, mungkin tepat untuk menempatkan beton secara bertahap berdasarkan urutan penuangan yang diusulkan, dan memodelkan dek jembatan sebagai komposit bertahap untuk menentukan persyaratan camber akhir dengan lebih akurat dan untuk memeriksa pengaruh penuangan dek berikutnya pada bagian dek komposit yang sudah dipasang dan dirawat.

Secara tradisional, perancang mengharuskan penuangan dek mengikuti pola kotak-kotak, di mana bagian momen positif ditempatkan terlebih dahulu, dan area momen negatif ditempatkan terakhir, untuk meminimalkan retaknya dek. Ini adalah prosedur yang agak melelahkan dan memakan waktu bagi kontraktor yang menggunakan peralatan finishing keliling. Jika hal ini terjadi, perancang harus memeriksa kelangsingan dan panjang flensa atas yang tidak tersangga untuk kecukupannya ketika penuangan momen positif ditempatkan. Pembengkokan lateral pada flensa atas akibat torsi yang ditimbulkan oleh efek beban overhang dek juga harus dipertimbangkan.

Umumnya, kontraktor akan memilih untuk menuangkan dek secara terus menerus dari satu ujung jembatan ke ujung lainnya jika diberi pilihan. Biasanya penuangan tiga hingga empat ratus yard kubik dapat dilakukan dalam satu shift, tetapi hal ini dapat ditingkatkan secara signifikan jika diperlukan.

Jika beton geladak dipasang secara kontinyu dari satu abutmen, maka sangat penting bahwa bresing pada sayap atas pada ujung bentang diberi jarak untuk membatasi panjang



tanpa bresing seperti dijelaskan dalam Pasal AASHTO LRFD 5.3.5 agar sesuai dengan permintaan. Jika persyaratan bresing menjadi terlalu berat untuk menopang beton basah di seluruh bentang akhir, perancang mungkin membatasi penuangan pertama hingga titik kontra-lentur untuk meminimalkan kebutuhan momen lentur nonkomposit.

Kecil kemungkinannya bahwa geladak akan ditempatkan seluruhnya dalam satu kali penuangan, sehingga manfaat dari pemodelan jembatan komposit inkremental, selain dapat memprediksi efek camber sesungguhnya secara lebih akurat, juga memberikan pemeriksaan terhadap tegangan terkunci (*locked-in stresses*) yang dihasilkan selama rangkaian konstruksi sebenarnya.

“Efek memonopoli” pada rentang interior pertama juga harus diperiksa. Kasus beban ini sesuai dengan bentang ujung yang dibebani penuh dengan beton basah. Efek ini dapat membuat flensa bawah pada bentang interior pertama berada dalam kondisi tekan sementara pada saat cetakan berikutnya dibuat, dimana biasanya dalam keadaan tarik pada beban servis. Flensa tarik gelagar kotak yang lebar, relatif ramping, dan tidak diikat mungkin tidak mampu memikul beban tekan pada kondisi ini, dan memicu kegagalan tekuk. Penampang dek komposit tidak retak yang sepenuhnya elastis sesuai untuk penambahan kekakuan komposit yang digunakan dalam analisis staging dek.

Model 4: Pemeriksaan Beban Mati yang Ditumpangkan (Efek Tergantung Waktu)

Struktur seperti yang dimodelkan pada akhir konstruksi kini telah didefinisikan sebagai struktur komposit penuh dengan semua tegangan terkunci dan respons geometrik yang sesuai. Praktik yang umum dilakukan adalah menggunakan rasio modular $n = 3n$ untuk memperkirakan respons struktur komposit yang bergantung pada waktu terhadap beban permanen tambahan; namun, analisis yang bergantung pada waktu yang lebih teliti dapat digunakan untuk menangkap efek mulur dan penyusutan.

Tergantung pada ukuran dan kompleksitas struktur, perancang mungkin ingin mempertimbangkan penerapan beban mati permanen pada struktur komposit penuh, bahkan mungkin termasuk elemen penampang yang dapat berkontribusi terhadap momen inersia komposit total seperti penghalang, trotoar, dan struktur median. Hal ini dapat meningkatkan momen inersia jembatan secara signifikan dalam beberapa kasus.

Secara umum, hal ini tidak menghasilkan perbedaan yang signifikan dalam redistribusi beban hidup, karena kekakuan longitudinal relatif tidak berubah; namun demikian, pemeriksaan tegangan pada penampang komposit yang dimodifikasi untuk mengetahui beban hidup akan memastikan bahwa, ketika sumbu netral bergerak ke atas, tegangan serat ekstrem tetap berada dalam batas desain. Peningkatan bagian juga akan berpartisipasi dalam efek yang bergantung pada waktu di bawah beban yang berkelanjutan (permanen).

Model 5: Pemeriksaan Gabungan Penuh

Yang terakhir, semua kasus beban hidup, beban transien, dan beban kejadian ekstrem biasanya diterapkan pada struktur komposit penuh dan tidak retak. Model ini harus mencakup semua efek terkunci dari Model 3: Urutan Konstruksi sebagaimana mestinya.



5.5 REDUNDANSI DAN KAPASITAS CADANGAN

Terdapat redundansi internal dan kapasitas cadangan yang signifikan pada penampang komposit, dan bahkan sistem gelagar dua kotak mempunyai kapasitas yang luar biasa untuk menjembatani kegagalan total pada satu gelagar di sekitar lokasi keruntuhan dengan kombinasi pembengkokan dek, aksi membran, kekakuan torsional, pengikatan penghalang lalu lintas, dan kontinuitas struktural.

Kapasitas cadangan ini ditunjukkan secara analitis dalam penelitian Shkurti dkk. Studi analitis ini diterima oleh WSDOT dan FHWA sebagai bukti bahwa kotak gelagar kembar di Simpang Susun Marquette merupakan struktur mubazir dan tidak kritis terhadap patahan. Selanjutnya, pengujian skala penuh yang diselesaikan di Laboratorium Ferguson di UT Austin menguatkan temuan ini dan menunjukkan kapasitas cadangan yang luar biasa pada struktur jembatan lengkung bentang tunggal, bak ganda, dan melengkung.

Kriteria Kinerja

Federal Highway Administration (FHWA) telah mendefinisikan superstruktur jembatan satu dan dua gelagar sebagai “fraktur kritis” atau “nonredundan”, yang berarti bahwa jenis jembatan ini tidak memberikan redundansi yang cukup untuk mencegah keruntuhan karena hilangnya bagian pembawa beban utama. Sayangnya saat ini tidak ada dasar teoritis atau penelitian untuk asumsi ini. Kabar baiknya adalah spesifikasi AASHTO saat ini mengakui hal ini secara tidak langsung. Saat ini, Spesifikasi AASHTO memperbolehkan desain dan konstruksi jembatan non-redundant yang tunduk pada penerapan rencana pengendalian rekahan yang ditentukan.

Pemilik enggan menambahkan jembatan baru yang tidak berlebihan ke dalam inventaris mereka. Jembatan yang tidak berlebihan (baik yang dirasakan maupun yang sebenarnya), menimbulkan peningkatan risiko bagi masyarakat yang bepergian dan meningkatkan cakupan dan biaya inspeksi yang diperlukan. Namun, definisi jembatan “redundan” atau sebaliknya jembatan “nonredundan” masih menjadi bahan perdebatan.

Beberapa pemilik mungkin mendefinisikan jembatan dua gelagar sebagai jembatan yang tidak mubazir, namun penelitian di atas menunjukkan bahwa hal ini tidak berlaku untuk struktur gelagar bak. Orang lain mungkin mendefinisikan jembatan rangka atau gelagar kotak tunggal sebagai jembatan yang tidak mubazir; namun, seseorang dapat menunjukkan secara analitis, atau melalui pengujian, bahwa kegagalan satu atau lebih “anggota” tidak serta merta menyebabkan keruntuhan yang dahsyat.

Daniels, Kim, dan Wilson mengemukakan definisi jembatan gelagar baja redundan sebagai berikut:

Jembatan jalan raya baja yang baru, sudah ada atau yang direhabilitasi dimana paling sedikit terdapat satu jalur beban alternatif dan mampu secara aman memikul beban mati dan beban hidup yang ditentukan dan menjaga kemudahan servis geladak setelah patahnya bagian pembawa beban utama.



Seperti yang ditunjukkan dalam definisi ini, meskipun beberapa jalur beban merupakan faktor utama, definisi praktis redundansi harus mencakup kuantifikasi kapasitas struktural cadangan, dan definisi jalur beban alternatif, dan kapasitas terkait, untuk kasus komponen struktur yang hilang atau rusak. Kegagalan ini mungkin disebabkan oleh patahnya atau bentuk kerusakan lain pada jembatan. Ukuran minimum kapasitas cadangan berdasarkan pertimbangan keselamatan publik dan kemudahan servis harus ditetapkan untuk mendapatkan serangkaian kriteria perbandingan.

Penelitian terbaru oleh University of Texas di Austin oleh Barnard et al. telah menunjukkan bahwa superstruktur gelagar kotak trapesium baja kembar bentang sederhana yang melengkung ($r = 1365$ kaki), jelas merupakan mubazir, dan memiliki kapasitas cadangan yang sangat tinggi setelah salah satu komponen mengalami kegagalan total.

Referensi dibuat untuk analisis redundansi penting yang dilakukan pada persimpangan sistem jalan raya termasuk sejumlah jembatan twin box girder. Shkurti dkk. telah mendokumentasikan temuan analisis redundansi dari usulan jembatan gelagar kotak baja kembar Struktur B-40-1222, yang membawa lalu lintas dari I-43 arah selatan ke I-94 arah barat, dari Proyek Pertukaran Marquette di Milwaukee, WI. Jembatan ini merupakan salah satu dari delapan jalur landai yang dibangun menggunakan superstruktur gelagar dua kotak.

Laporan NCHRP 406-Redundancy of Highway Girder Bridges oleh Ghosn dan Moses mengusulkan empat kondisi batas sebagai berikut.

1. Status batas anggota—Anggota individual dirancang untuk memiliki kekuatan.
2. Keadaan batas runtuh—Jembatan tidak boleh mencapai kapasitas sistem maksimumnya pada kondisi pembebanan ekstrim.
3. Keadaan batas fungsionalitas—Deformasi maksimum pada kondisi beban lalu lintas yang diharapkan tidak menyebabkan jembatan tidak berfungsi.
4. Keadaan batas rusak—Jembatan harus mempunyai kapasitas beban hidup cadangan minimum setelah terjadi kerusakan atau kehilangan suatu komponen.

Kriteria Pemuatan

Laporan NCHRP oleh Ghosn dan Moses mengusulkan kriteria pemuatan seperti yang ditunjukkan pada Gambar 5.18 untuk tujuan menganalisis redundansi. Beban ini dimaksudkan untuk mewakili beban hidup yang dapat terjadi pada bentang jika terjadi kondisi batas kerusakan yang ditentukan dengan maksud untuk menghindari keruntuhan total dan memberikan tingkat fungsionalitas yang diasumsikan hingga bentang dapat ditutup dan keselamatan masyarakat yang bepergian terjamin.

Beban ini didefinisikan sebagai sepasang kendaraan HS-20 yang berdampingan pada bentang yang rusak, dan ukuran redundansi ditentukan oleh jumlah pasangan bertumpuk yang mampu diangkut oleh jembatan dalam keadaan batas tertentu seperti yang ditentukan di atas. Konfigurasi ini didasarkan pada beban yang digunakan untuk mengkalibrasi beban hidup untuk spesifikasi AASHTO LRFD.

Untuk tujuan studi Marquette, muatan ini diasumsikan berupa sepasang kendaraan HS-25. Gambar 5.20 selanjutnya dalam bab ini menunjukkan bagaimana kapasitas cadangan struktur ditentukan oleh pembebanan bertahap dan urutan kegagalan komponen struktur



(analisis pushover) untuk pasangan tambahan pembebanan tambahan HS-25 yang diterapkan pada struktur yang rusak.

Metodologi yang digunakan dan hasil yang ditemukan dengan mempelajari keadaan batas kerusakan dirangkum di bawah ini. Keadaan batas rusak didefinisikan sebagai satu bagian gelagar kotak utuh yang patah pada kedua badan dan ketiga flensa. Efek dinamis juga dievaluasi. Analisis ini menunjukkan efek dinamis total setara sebesar 2,68 unit beban, termasuk beban mati dan satu unit beban hidup (sepasang truk HS-25) pada jembatan pada saat patah, yang lebih kecil dari kapasitas cadangan yang dihitung sebesar 3,35.



Gambar 5.18 Pemuatan yang diusulkan oleh NCHRP 406 untuk evaluasi redundansi sistem dan kapasitas cadangan (kelipatan pasangan HS-20).

Pemodelan dan Analisis

Berat sendiri struktur dimodelkan secara internal oleh LARSA melalui penggunaan fitur pembebanan gravitasi dengan menentukan kepadatan material dan dimensi bagian. Beban mati yang ditumpangkan sebesar 25 psf diterapkan melalui penggunaan beban tekanan pelat terdistribusi. Pemuatan truk dimodelkan dengan menggunakan dua buah truk HS-25 yang ditempatkan berdekatan sedemikian rupa sehingga menimbulkan efek beban maksimum pada struktur yang retak (rusak). Muatan truk pertama ditempatkan 2 kaki dari tepi bagian dalam tembok pembatas luar dan truk diberi jarak 4 kaki. Jarak roda 6 kaki secara melintang dan jarak sumbu konservatif 14 kaki secara memanjang dipilih. Beban diterapkan pada struktur dengan mendistribusikan setiap titik beban secara proporsional ke simpul-simpul di sekitar cangkang masing-masing.

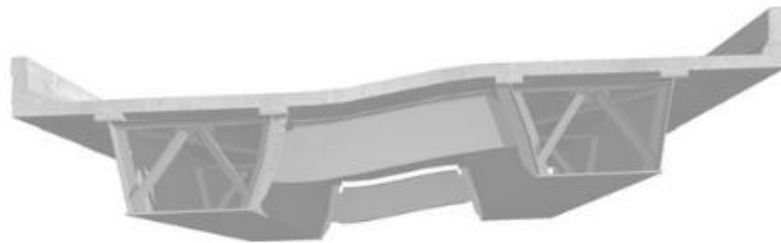
Ringkasan Prosedur

Struktur diamati melalui serangkaian langkah pembebanan untuk menentukan respons berbagai elemen dan untuk menyesuaikan sifat atau menghilangkan elemen seperlunya. Modifikasi elemen dilakukan dan struktur dianalisis ulang. Pada model mendalam yang menggunakan bresing lateral, rangka silang, dan diafragma antar kotak seperti ditunjukkan pada Gambar 5.19, jika kapasitas sambungan komponen struktur terlampaui, maka keruntuhan dianggap getas, elemen yang terkena dampak kemudian dihilangkan dan struktur dianalisis kembali.



Langkah Pertama adalah menentukan kriteria kerusakan. Hal ini didasarkan pada pertimbangan teknik, dan biasanya disetujui oleh Pemilik, dan FHWA. Dalam kasus sistem landai di Marquette, disepakati bahwa patahan satu kotak lengkap, dengan pengecualian flensa atas, termasuk efek dinamis yang sesuai.

Ketika struktur diamati mencapai keseimbangan dengan tingkat beban yang diterapkan, efek beban hidup elemen meningkat beberapa kali lipat hingga elemen berikutnya mengalami kegagalan. Proses ini dilanjutkan hingga timbulnya perilaku nonlinier pada gelagar kotak, karena tidak ditemukan kegagalan struktur pada elemen lainnya. Jika kelipatan beban hidup pada titik ini lebih besar dari kapasitas beban hidup yang direkomendasikan dalam Laporan NCHRP 406 untuk suatu struktur yang rusak dan lebih besar dari besaran pembebanan langkah yang diprediksikan dari kapasitas yang diperlukan, maka struktur tersebut dianggap memadai tanpa membuat struktur tersebut mengalami keruntuhan total.



Gambar 5.19 Bentuk cacat, menunjukkan jalur beban dan komponen yang termasuk dalam penilaian kapasitas redundansi dan cadangan.

Status Batas Anggota

Untuk keadaan batas kegagalan komponen struktur, setiap elemen dievaluasi menggunakan analisis elastis dan terhadap kapasitas komponen desainnya. Kapasitas struktur didefinisikan sebagai jumlah beban mati dan beban hidup yang dapat ditanggung oleh struktur sebelum terjadi keruntuhan pada salah satu komponen struktur. Kapasitas yang dibutuhkan untuk member yang dirancang menggunakan AASHTO dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$\phi R_{req} = \gamma_d D_n + \gamma_l L_n (1 + I) \quad (5.1)$$

Di mana

R_{req} adalah kapasitas komponen struktur yang dibutuhkan ϕ adalah faktor resistansi

γ_d adalah faktor beban mati

γ_l adalah faktor beban hidup

D_n adalah beban mati nominal atau desain

$L_n(1 + I)$ adalah beban hidup nominal atau desain termasuk dampak

Faktor beban anggota yang diperlukan $LF_{1,req}$ didefinisikan sebagai berikut:



$$LF_{1,req} = \frac{R_{req} - D}{L_{HS-25}} \quad (5.2)$$

Di mana

D adalah efek beban mati pada komponen struktur.

L_{HS-25} merupakan efek 1 set isi 2 truk HS-25 pada member.

$LF_{1,req}$, kapasitas cadangan komponen, mewakili kemungkinan kelebihan kapasitas dari komponen struktur rancangan AASHTO yang disyaratkan oleh faktor beban dan ketahanan AASHTO, melebihi kapasitas yang disyaratkan oleh beban mati yang tidak terfaktor. Kapasitas ini dinyatakan dalam kelipatan dua muatan truk HS-25 yang berdampingan. Pemuatan truk $2 \times$ HS-25 ini berasal dari pengaturan kondisi muatan yang ditentukan selama kalibrasi kode jembatan AASHTO LRFD. Laporan NCHRP 406 mengusulkan penggunaan pemuatan truk HS-20; namun, jembatan Ramp D dirancang untuk pemuatan HS-25. Oleh karena itu, satu set truk $2 \times$ HS-25 akan digunakan sebagai unit pemuatan langsung dasar.

Kapasitas Cadangan yang Diperlukan—Metode NCHRP

Untuk kondisi rusak, laporan tersebut menetapkan faktor beban LF_d , yang mewakili kelipatan dimana kondisi beban dua truk AASHTO yang berdampingan dapat diterapkan, melebihi berat struktur, sebelum melebihi kriteria batas kerusakan. Hal ini dapat dianggap sebagai kapasitas cadangan dari sistem yang rusak.

Selanjutnya rasio cadangan sistem yang diperlukan untuk kondisi kerusakan dapat didefinisikan sebagai berikut:

$$R_{d,req} = \left(\frac{LF_{d,req}}{LF_{1,req}} \right) \quad (5.3)$$

dimana $LF_{d,req}$ adalah faktor beban yang diperlukan, atau kapasitas cadangan sistem kerusakan yang diperlukan, dan mewakili jumlah unit truk $2 \times$ HS-25 yang diperlukan yang dapat diangkat oleh struktur yang rusak, melebihi beban matinya sendiri, untuk diklasifikasikan sebagai berlebihan. $R_{d,req}$ mewakili jumlah kapasitas beban hidup yang ditunjukkan oleh struktur setelah kerusakan versus jumlah kemungkinan kelebihan kapasitas yang diperlukan pada komponen struktur tertentu dalam struktur yang tidak rusak berdasarkan kriteria desain AASHTO. Kedua kapasitas tersebut dianggap melebihi kapasitas yang dibutuhkan untuk menopang beban mati struktur.

Untuk menentukan apakah struktur tersebut dapat dianggap berlebihan atau tidak, kriteria yang dapat digunakan untuk membandingkan $R_{d,req}$ harus ditetapkan. Laporan NCHRP 406 menggunakan analisis keandalan bersama dengan studi tentang jembatan yang secara umum diterima dalam komunitas teknik sebagai hal yang mubazir untuk menetapkan kriteria ini sebagai berikut:



$$R_d = \left(\frac{LF_d}{LF_{1,req}} \right) \quad (5.4)$$

di mana R_d adalah rasio cadangan sistem.
Karena itu,

$$R_{d,req} = 0.5 \quad (5.5)$$

Persamaan 5.3, 5.4 dan 5.5 secara efektif menyatakan bahwa struktur yang rusak harus mempunyai kapasitas yang lebih besar atau sama dengan setengah dari kemungkinan kelebihan kapasitas anggota yang disyaratkan oleh kriteria desain AASHTO, melebihi beban mati struktur, agar dapat dianggap berlebihan.

Jika digabungkan Persamaan 5.2, 5.3, dan 5.4 maka dapat diketahui bahwa

$$\begin{aligned} LF_{d,req} &= 0.5 \times \left(\frac{D(\gamma_d - 1) + \gamma_l L_{HS-2S}(1 + 0.35)}{L_{HS-2S}} \right) \quad (5.6) \\ &= 0.5 \times \left(\frac{D}{L_{HS-2S}} (\gamma_d - 1) + 1.35\gamma_l \right) \\ &= 0.15 \times \left(\frac{D}{L_{HS-2S}} \right) + 1.465 = R_{d,req} \times LF_1 \end{aligned}$$

Di mana

$$I = 0,35$$

$$\gamma_d = 1,3$$

$$\gamma_l = 2,17$$

$$\phi = 1,0 \text{ (untuk balok baja, LFD)}$$

Oleh karena itu, agar suatu struktur dianggap mubazir:

$$LF_d \geq LF_{d,req} \quad (5.7)$$

Dari Persamaan 5.6 terlihat bahwa faktor beban kondisi rusak dapat dihitung dengan menentukan pengaruh beban mati dan pengaruh 1 set 2 truk HS-25 pada member desain AASHTO pada struktur yang tidak rusak. Misalnya, jika pengaruh beban hidup sama dengan pengaruh beban mati pada komponen struktur tertentu, maka

$$\frac{D}{L_{HS-25}} = 1$$



$$LF_{d,req} = 0.15 \times 1 + 1.465 = 1.615$$

Artinya, struktur yang rusak harus menampung 1.615 set truk 2 × HS-25 selain menopang beban mati tak terfaktor agar dianggap mubazir.

Perlu dicatat bahwa anggota yang dipilih dalam penentuan $LF_{d,req}$ harus merupakan anggota yang dipertimbangkan dalam penentuan LF_d agar perbandingannya dapat konsisten. Sebagai contoh, jika struktur terlihat runtuh karena terbentuknya engsel plastis pada box girder dermaga yang rusak, LF_d diambil sebagai jumlah satuan beban hidup yang dapat ditempatkan pada struktur sampai titik tersebut terjadi. LF_d ini harus dibandingkan dengan $LF_{d,req}$ dihitung dengan mempertimbangkan box girder pada dermaga dimana engsel plastis terjadi dan menggunakan Persamaan 5.7.

Metodologi

Untuk mengevaluasi apakah struktur yang sedang dipelajari harus diklasifikasikan sebagai redundant, dan oleh karena itu bersifat non-fraktur kritis, dan untuk memberikan rekomendasi yang sesuai, metodologi berikut digunakan.

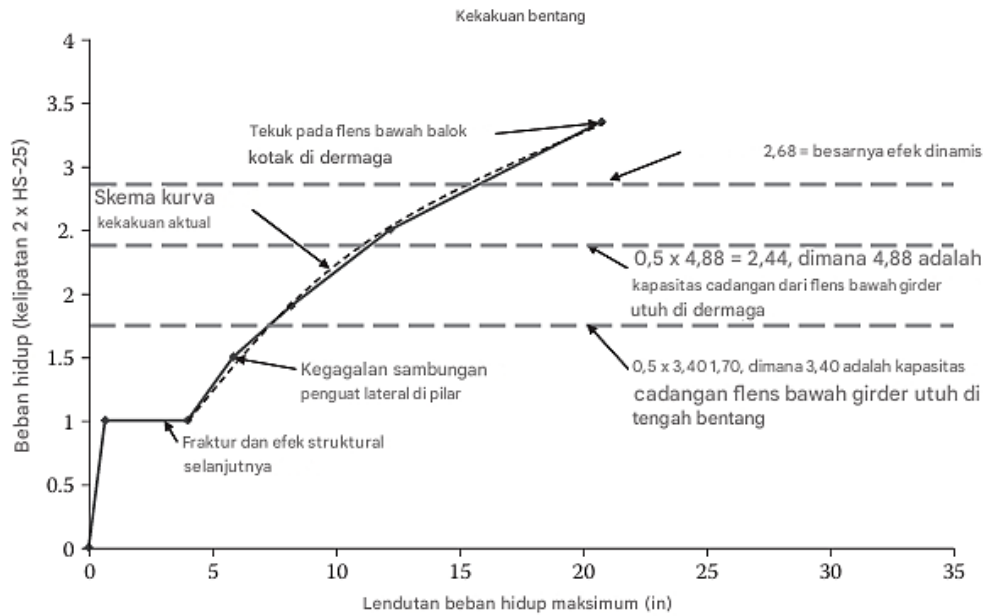
- Langkah 1. Buatlah model elemen hingga 3D dari struktur untuk Analisis Mendalam. Model grid dengan elemen tipe balok dapat digunakan untuk Analisis Sederhana.
- Langkah 2. Tentukan kondisi patokan respon pada struktur tidak rusak akibat beban mati dan beban hidup (1 set kondisi 2×HS-25).
- Langkah 3. Hitung besaran beban hidup yang diperlukan, $LF_{d,req}$, yang harus ditopang oleh struktur yang rusak agar dianggap berlebihan. Gunakan kriteria Laporan NCHRP 406 (Persamaan 5.7).
- Langkah 4. Tentukan beban statis ekuivalen akibat efek dinamis dari beban mati dan beban hidup (satu set 2 × HS-25), yang dihasilkan dari sifat patah sesaat pada asumsi penampang kritis. Hitung $LF_{d,req}^{dyn}$, yang harus ditopang oleh struktur yang rusak akibat efek dinamis.
- Langkah 5. Tentukan respon statik pada struktur yang rusak akibat kondisi beban mati dan beban hidup (1 set truk 2×HS-25).
- Langkah 6. Pantau elemen struktur untuk menentukan kapan pengaruh beban melebihi kapasitasnya.
Hapus atau hasilkan elemen seperlunya dan analisis ulang.
- Langkah 7. Tingkatkan unit beban (Gambar 5.20) hingga kriteria kegagalan terlampaui.
- Langkah 8. Periksa apakah beban hidup maksimum yang diberikan pada Langkah 7, LF_d , lebih besar dari besaran beban hidup yang diperlukan.
- Langkah 9. Tetapkan jembatan sebagai jembatan yang redundant/non-fraktur kritis atau usulkan tindakan desain untuk menyediakan redundansi yang diperlukan.

Catatan:

1. Setiap gelagar Kotak Baja diasumsikan merupakan gelagar garis yang ekuivalen dengan E dan I .



2. Elemen rangka silang di antara balok-balok kotak dihilangkan, kecuali untuk diafragma dermaga.
3. Penguat lateral dan diafragma internal dihilangkan secara konservatif.
4. Pelat dimodelkan sebagai elemen balok yang direntang antara flensa box girder interior dengan ekuivalen E dan I .



Gambar 5.20 Pembebanan pushover dan kegagalan bagian yang rusak.

5. Beban mati dan beban superimposisi diterapkan sebagai beban linier yang terdistribusi secara merata pada gelagar garis, sedangkan beban roda truk diterapkan sebagai beban titik pada sambungan gelagar yang sesuai.

- Langkah 1 – Fraktur tengah bentang dari balok yang rusak
- Langkah 2 – Kegagalan sambungan bresing lateral atas internal pada tiang.
- Langkah 3 – Kegagalan tekuk pada flensa bawah gelagar utuh

Catatan:

1. Kapasitas sayap bawah balok penopang pada tengah bentang dan tumpuannya setara.
2. Bingkai silang segera gagal.
3. Tahapan antara analisis pushover meliputi momen retak dan momen plastis pelat.
4. Kapasitas tiang geser untuk menahan tarikan penting untuk mengembangkan momen plastis pada pelat.

Berdasarkan hal-hal di atas, ditentukan bahwa struktur tersebut mempunyai kapasitas cadangan yang cukup dalam keadaan batas kerusakan yang ditentukan untuk diklasifikasikan sebagai redundan dan oleh karena itu, kritis non-fraktur. Tidak diperlukan modifikasi pada desain jembatan saat ini. Kapasitas cadangan yang diperlukan disuplai melalui jalur beban alternatif yang tersedia.



5.6 KONSTRUKSI

Proses Pengadaan

Langkah pertama dalam proses pengadaan menetapkan serangkaian rencana baja struktural yang menguraikan persyaratan desain dan maksud perancang serta memberikan informasi yang cukup kepada kontraktor–pabrikator–pemasok–erektor untuk melakukan pemesanan pabrik, menentukan harga fabrikasi dan pemasangan, serta memberikan kontrak. Dalam proses desain-penawaran-pembuatan pada umumnya, rencana ini dibuat oleh *engineer of record* (EOR) dan disetujui oleh pemilik sebelum mengiklankan proyek, dan sering kali mencakup sejumlah besar detail. Dalam kasus desain-pembangunan, tingkat detail desain yang diperlukan untuk menawar dan memberikan kontrak jauh lebih sedikit.



Gambar 5.21 MacMillan Rail Yards, Toronto, 1997.

Dalam proyek konstruksi multi-tahun yang panjang, pemilik sering kali diminta untuk menetapkan jadwal pembayaran yang mengurangi perubahan biaya material, dan mengurangi risiko ini bagi kontraktor. Jadwal pembayaran ini juga dapat mencakup tahapan pembayaran untuk berbagai komponen fabrikasi, pemasangan, dan penyelesaian. Jika tidak, kontraktor mungkin akan menanggung biaya pengangkutan yang signifikan yang akan ditanggung oleh pemilik dan mengakibatkan harga penawaran yang lebih tinggi.

Langkah kedua adalah pesanan pabrik. Pesanan pabrik adalah jumlah bahan yang dibutuhkan pabrikator untuk memotong dan membuat bagian lapangan. Ini dapat dengan mudah disiapkan dengan tingkat kepercayaan yang tinggi dari rangkaian rencana desain yang lengkap 20% atau 30%, atau kurang. Kadang-kadang diperlukan, terutama dalam pengadaan desain-bangun, untuk melakukan pemesanan pabrik sesegera mungkin untuk mendapatkan tempat yang “sesuai” dan mengurangi keterlambatan pengiriman jika ada simpanan yang signifikan dengan produsen.



Langkah ketiga dalam proses ini adalah gambar toko secara rinci. Rencana ini biasanya dibuat untuk fabrikator oleh spesialis perincian, dan dapat mewakili biaya lain yang signifikan dalam hal jadwal. Dalam beberapa kasus, produksi shop drawing telah berhasil dikontrak langsung oleh owner, dan dapat memudahkan jadwal proyek secara keseluruhan dengan memproduksi mill order lebih awal, dan pengiriman material ke fabrikator. Direkomendasikan agar desainer/EOR menjadi peninjau, meskipun terkadang pemilik mengambil tanggung jawab ini. Langkah keempat adalah rencana pendirian. Sangat mungkin benar bahwa tahap kritis dalam seluruh siklus hidup jembatan adalah tahap pemasangan. Ini adalah tahap di mana tujuan desain, keakuratan perincian, dan metode pemasangan menyatu.

MacMillan Rail Yards mewakili bagian gelagar kotak kembar berskala besar yang ditawarkan secara kompetitif dibandingkan superstruktur beton yang diluncurkan secara bertahap dengan penampang melintang dan susunan bentang yang sama. Karena adanya pembatasan ketat terhadap aktivitas kontraktor di jalur kereta api, termasuk tingginya volume lalu lintas kereta api komuter, jembatan baja tersebut juga dirancang untuk peluncuran bertahap. Tidak diperlukan tiang perantara untuk operasi ini, tidak seperti alternatif beton, dan pada akhirnya beberapa tawaran diterima untuk alternatif baja, dan tidak ada tawaran untuk beton. Dalam kasus proses pengadaan desain-bangun, proses ini menjadi intuitif. Risiko, tanggung jawab, dan biaya pelaksanaan pada setiap tahap bersifat kontraktual, atau bahkan intuitif.

Gambar Toko

EOR (dalam kasus proyek tender-build), harus menyediakan rencana desain yang memadai untuk keperluan pemesanan material, mengembangkan gambar kerja dan gambar perakitan, dan memberikan panduan kepada teknisi pemasangan-konstruksi.

Insinyur Pemilik biasanya tidak bertanggung jawab atas gambar kerja, atau rekayasa pemasangan dalam proses pengadaan desain-penawaran-pembangunan, meskipun EOR bertanggung jawab untuk menunjukkan informasi yang memadai pada gambar desain untuk sepenuhnya menyampaikan maksud perakitan dan pemasangan. Dalam proyek desain-bangun, EOR biasanya bertanggung jawab atas desain, pesanan pabrik, rencana pendirian, dan gambar kerja.

Merinci Bingkai Silang

Seperti disebutkan sebelumnya, elemen penguat yang terdapat pada gelagar kotak komposit penting untuk konstruksi, yang berarti mendirikan dan menstabilkan sistem rangka hingga dek beton dipasang dan dirawat. Namun, biasanya lebih sedikit bracing yang dibutuhkan dalam sistem box girder dibandingkan sistem I-girder untuk menahan efek puntir.

Rangka Silang Eksternal

Spesifikasi AASHTO saat ini memerlukan jarak maksimum untuk rangka silang eksternal berdasarkan stabilitas torsi lateral, dan distribusi beban hidup. Persyaratan ini tidak berlaku pada balok balok lurus.

Selain itu, seperti disebutkan sebelumnya, stabilitas torsi lateral dapat diberikan pada keseluruhan bangunan atas melalui satu baris balok balok yang dilengkapi dengan penahan lateral atas dan dipasang terlebih dahulu. Selanjutnya, sistem penyangga penyangga "lean-on" yang sederhana dapat dipasang pada jalur gelagar berikutnya untuk tujuan pemasangan.



Perkiraan urutan pemasangan gelagar harus ditunjukkan pada rencana, dan jika kontraktor pemasangan ingin mengubah urutan tersebut, ia harus mengusulkan perubahan pada bresing.

Rangka silang antar kotak tidak efektif untuk tujuan distribusi beban hidup, meskipun kerangka tersebut ditetapkan oleh AASHTO sebagai komponen utama (untuk konstruksi) pada jembatan gelagar lengkung. Kontribusinya terhadap perilaku anisotropik dan dua arah pada bangunan atas tidak signifikan. Hal ini sangat berbeda dengan jembatan gelagar I yang merupakan komponen utama untuk konstruksi dan distribusi beban hidup. Sebagai catatan kaki, hal ini menambah “titik panas” pada jembatan gelagar I untuk kelelahan yang harus dipertimbangkan.

Diafragma Penopang di dalam dan di luar Kotak

AASHTO tidak mewajibkan adanya diafragma pelat padat di dalam dan di luar kotak pada lokasi pendukung; namun, perancang harus memperhatikan dua pertimbangan utama, yaitu fiksasi torsional dan beban bantalan terpusat. Diafragma pelat padat sederhana dan efektif. Mereka harus dirinci dengan hati-hati untuk menghindari masalah fabrikasi dan kemampuan konstruksi.

Penyangga Lateral Atas di dalam Kotak

Satu-satunya tujuan sistem bresing ini adalah untuk memberikan stabilitas torsi lateral pada sistem superstruktur multikotak selama pemasangan. Seperti disebutkan sebelumnya, hal ini dapat dilakukan dengan memasang bresing lateral atas pada satu baris kotak, dan bresing bersandar dalam bentuk penyangga sederhana pada garis box girder yang berdekatan.

Penguat Distorsi (Rangka Silang) di dalam Kotak

Distorsi disebabkan oleh salah satu dari dua efek, seperti disebutkan sebelumnya.

1. Efek pembengkokan yang dihasilkan oleh torsi dan bimomen pada bagian terbuka. Hal ini bisa menjadi sangat signifikan dan memerlukan penahan distorsi untuk menjaga stabilitas geometrik penampang. Bagian kotak terbuka tidak boleh digunakan kecuali rencana rangka memastikan bahwa eksentrisitas kecil beban vertikal (dan horizontal) selama konstruksi dipindahkan ke tempat lain dalam sistem dan tidak menimbulkan ancaman ketidakstabilan lateral pada garis kotak yang tidak diikat.
2. Efek pembengkokan yang dihasilkan oleh torsi dan bimomen pada bagian “St. Venant” yang tertutup. Hal ini biasanya dapat diabaikan dan tidak memerlukan penahan distorsi.

Perancang harus mempertimbangkan sepenuhnya konfigurasi bresing yang diusulkan dan kekakuan relatif masing-masing bresing untuk distribusi beban mati dan beban hidup (efek kelelahan) di dalam struktur. Dalam banyak kasus, beban mati menentukan desain khususnya untuk bentang yang lebih besar, kotak yang lebih besar, dan penampang yang lebar. Penempatan beton geladak secara bertahap dapat menghasilkan respon yang sangat berbeda dalam sistem gelagar baja dan bresing dibandingkan dengan respon yang diperkirakan dengan penempatan geladak secara simultan. Faktor ini menjadi penting ketika bentang bertambah 60 m (200 kaki) bersamaan dengan eksentrisitas transversal dari beban mati relatif terhadap pusat geser kotak.



Salah satu opsi penguat dan detail terkait ditunjukkan secara skematis pada Gambar 5.17 di atas. Sistem rangka melintang yang kontinu ini dimasukkan ke dalam setiap kotak dan terjadi pada seperempat titik.

Merinci Sambungan

EOR harus mampu membuat tabulasi seluruh beban desain dan kriteria dalam format tabulasi pada gambar desain. Desainer tidak perlu merinci sambungan. Ini adalah latihan perincian yang dapat dilakukan oleh fabrikator-detailer.

Merinci Bantalan dan Sambungan

EOR juga harus membuat tabulasi semua beban, pergerakan, dan kriteria desain terkait pada rencana desain untuk memberikan pemasok serangkaian persyaratan yang jelas untuk penawaran, gambar kerja, produksi, dan pemasangan. Pemasok juga harus diminta untuk memberikan panduan inspeksi dan pemeliharaan singkat untuk mencakup perkiraan masa pakai produk mereka.

Fabrikasi

Ini adalah seni yang didasarkan pada pengalaman praktis. EOR harus memanfaatkan setiap kesempatan untuk mengunjungi lokasi pembuatan bangunan atas, dan akan belajar banyak tentang bagaimana komponen jembatan dibuat dan dirakit. Beberapa permasalahan utama adalah sertifikasi fabrikator, kendali mutu (QC), prosedur pengelasan dan kendali panas, pengiriman material, serta masalah pembayaran dan kontrak. Misalnya, EOR harus cukup memahami proses ini untuk mengetahui standar industri untuk pengiriman dan pembayaran berdasarkan proyek per proyek.

Jika industri mengharuskan perakit untuk melakukan pemesanan lebih awal agar dapat memenuhi jadwal pengiriman pemilik, namun tidak dibayar sampai produk akhir dikirimkan atau dipasang, hal ini berpotensi menimbulkan risiko dan biaya yang besar bagi perakit dan kontraktor, yang semuanya diberi markup dan diteruskan ke pemilik. Hal ini dapat dihindari dengan jadwal pembayaran yang masuk akal dan tidak ambigu untuk material, komponen yang telah selesai, pengiriman, dan pemasangan, yang dapat membuat hidup lebih mudah bagi semua orang dalam rantai pasokan.

Ereksi

Pengalaman menunjukkan bahwa EOR tidak dapat dipisahkan dari kenyataan dalam pembangunan jembatan dan risiko-risiko yang terkait. Hal ini berlaku untuk kontrak pengadaan bid-build atau design-build. Penting untuk memasukkan informasi yang cukup pada rencana desain untuk memastikan bahwa solusi yang cukup praktis dan ekonomis telah disediakan untuk tujuan penawaran.

Pada saat yang sama, solusi yang diusulkan tidak bersifat wajib. Dokumen kontrak, berdasarkan Spesifikasi Konstruksi AASHTO, harus dengan jelas mengartikulasikan persyaratan dan kriteria pemasangan, dan pada saat yang sama memungkinkan adanya inovasi, kecerdikan, serta sarana dan metode kontraktor untuk mencapai solusi pemasangan yang lebih aman, ekonomis, dan efisien. Dalam skenario ini, kontraktor-pembangun harus diminta



untuk memberikan rencana pemasangan yang cukup rinci dan kriteria bagi pemilik-perencana untuk menyelesaikan tinjauan yang memuaskan mengenai kepatuhan terhadap persyaratan kontrak.

Teknik Konstruksi Khusus

Peluncuran Tambahan

Metode konstruksi peluncuran bertahap dikembangkan di Eropa pada tahun 1960an dan sekarang digunakan untuk konstruksi beton pratekan, baja, dan jembatan baja-komposit. Metode tersebut melibatkan proses pembangunan jembatan di satu lokasi konstruksi. Teknologi ini melibatkan konfigurasi sambungan lapangan dan bagian-bagian lapangan yang umum digunakan para perancang, lalu mendorong atau menarik jembatan ke depan secara bertahap saat setiap bagian lapangan dirakit dari bagian belakang tempat perakitan.

Secara historis, metode peluncuran bertahap dikembangkan untuk jembatan beton guna memfasilitasi industrialisasi konstruksi segmental di lokasi, dan untuk menghilangkan kebutuhan akan gantri peluncuran yang besar dan mahal. Kini diketahui bahwa teknologi ini mudah dan efektif untuk diadaptasi pada jembatan baja, termasuk jembatan gelagar bak komposit berdasarkan fakta bahwa bentang baja jauh lebih ringan, tidak menyebabkan defleksi yang lebih besar selama peluncuran, dan bahwa tiang perantara sementara biasanya tidak diperlukan.

Peluncuran tambahan Jembatan Schrotetal di Jerman (1995–1997) mengilustrasikan peluncuran tambahan konvensional jembatan gelagar kotak baja komposit ganda-tunggal, termasuk sistem bentuk gelinding, seperti diilustrasikan pada Gambar 5.22 dan 5.23.

Konstruksi peluncuran tambahan untuk jembatan gelagar baja biasanya melibatkan penyangga yang dapat disesuaikan yang menopang bagian lapangan gelagar selama perakitannya. Diafragma dan penyangga lateral juga dipasang di belakang abutmen. Pelat dek jembatan baja-komposit biasanya dipasang pada tempatnya setelah peluncuran balok baja selesai.

Rentang yang didukung secara sederhana juga dapat diluncurkan tanpa biaya dan keterbatasan yang dimiliki oleh transporter modular yang dapat bergerak sendiri. Keserbagunaan seperti ini bermanfaat dalam penerapan konstruksi jembatan dipercepat (ABC) mulai dari jembatan perkotaan hingga lokasi yang terisolasi atau sensitif terhadap lingkungan dan untuk memperluas struktur yang sudah ada.

Studi Kasus—Contoh

Balok baja U pada Jembatan Schrotetal diluncurkan di Jerman pada tahun 1995–1997 (Gambar 5.22 dan 5.23). Dua bangunan atas setinggi 1.600 kaki terdiri dari lima bentang 225 kaki, bentang khusus 180 kaki, dan dua bentang ujung.



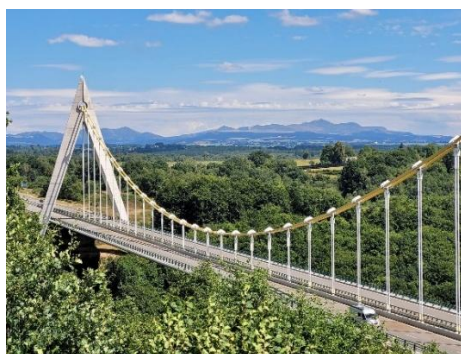


Gambar 5.22 Jembatan Schrotetal—Jerman 1997

Setengah dari setiap gelagar U diluncurkan dari abutment kiri, bagian yang lebih pendek dan lebih tipis diluncurkan dari abutment kanan melewati rel kereta api, dan segmen penutup dengan kedalaman yang bervariasi dipasang di tanah dan diangkat. Pelat dek dipasang pada tempatnya dengan sistem pembentuk bergerak yang berjalan di sepanjang balok penopang.



Gambar 5.23 Sistem hidraulik langkah pendek untuk bangunan atas ringan di Jembatan Schrotetal (1995–1997).



Gambar 5.24 Chavanon.



Gambar 5.24 mengilustrasikan peluncuran tambahan jembatan gelagar kotak baja komposit yang lebih kompleks, jembatan gantung aksial ganda dengan bentang utama sepanjang 984 kaki di Chavanon, Prancis. Bentang diluncurkan dari setiap ujungnya menggunakan mekanisme tali pengikat ganda yang berayun, dan disambung di tengah bentang sebelum penempatan dek komposit.

Alasan peluncuran jembatan secara bertahap adalah sebagai berikut.

Konstruksi Berkelanjutan

- Lokasi yang sensitif terhadap lingkungan dengan dampak minimal
- Gangguan pada area kolong jembatan terbatas pada pendirian dermaga pada jendela kerja yang rapat
- Halaman sub-perakitan kecil tanpa jalan tambahan
- Peningkatan pengendalian kebisingan dan debu
- Pembongkaran dan penggantian yang mudah: jembatan yang sudah tidak berfungsi lagi dapat dipindahkan kembali ke abutment dan dibongkar ke tanah

Keamanan

- Peningkatan keselamatan pekerja—risiko zona kerja terbatas
- Menghindari jalan memutar dan risiko terhadap lalu lintas ketika membangun di atas jalan raya atau rel kereta api
- Menghilangkan izin konstruksi untuk sistem pembentukan

Koridor angkutan umum dan kereta api bervolume tinggi merupakan konstruksi berisiko tinggi, dan sering kali dibentangkan dalam bentang tunggal atau sederhana. Bentang yang ditopang secara sederhana dapat diluncurkan dengan bantuan dermaga sementara dan/atau hidung peluncuran sederhana. Rentang ini dibangun secara keseluruhan di belakang abutment dan kemudian diluncurkan, sehingga menghindari biaya dan keterbatasan transporter modular self-propelled.

Efisiensi dalam Percepatan Konstruksi

- Permintaan tenaga kerja yang rendah, operasi yang berulang, dan kurva pembelajaran yang pendek
- Kegiatan paralel untuk jalur kritis yang fleksibel dan peningkatan kualitas aplikasi ABC
- Produksi terus menerus dalam kondisi cuaca buruk
- Kemungkinan organisasi 24/7 untuk aplikasi ABC

Ketika jembatan pendek, tingkat industrialisasi lebih rendah dan permintaan tenaga kerja meningkat, namun masih lebih rendah dibandingkan konstruksi konvensional.

Peningkatan Mutu

- Peningkatan kualitas pengelasan, penyambungan, dan kontrol geometri
- Lingkungan terkendali

Perakitan balok baja lebih sederhana dan akurat saat bekerja di lapangan. Pelana yang dapat disesuaikan menopang segmen sebelum dibaut atau dilas dan memungkinkan lengkungan yang akurat pada balok penopang. Sebuah jembatan yang diluncurkan dibangun di atas tanah.



Selain tidak adanya risiko bagi pekerja dan lingkungan, bengkel fabrikasi dapat terlindung dari cuaca buruk untuk memungkinkan produksi berkelanjutan.

Pengurangan Biaya

- Meningkatnya tingkat industrialisasi lokasi
- Tidak perlu derek berat
- Tidak perlu membawa beban berat di daerah perkotaan atau lokasi pegunungan
- Tidak ada hambatan operasional dari medan yang sulit

Kombinasi Peluncuran – Geser

Jembatan Tiziano setinggi 660 kaki dibangun di Italia pada tahun 1999–2001 dan merupakan contoh lain dari keserbagunaan metode peluncuran jembatan tambahan. Rancangan rekayasa nilai untuk jembatan empat bentang selebar 56 kaki ini menghasilkan metode konstruksi yang mencakup peluncuran gelagar kotak pertama, menggeser gelagar kotak secara melintang sejauh 30 kaki untuk membersihkan jalur peluncuran, meluncurkan gelagar kotak kedua, dan menggabungkan dua gelagar kotak dengan trotoar yang dipasang di tempatnya.

Meluncurkan Hidung

Selama peluncuran, ujung depan jembatan yang diluncurkan ditopang dengan cara tertentu sehingga jembatan tidak perlu kantilever di seluruh bentang. Ada beberapa cara untuk mencapai hal ini:

- Mendukung overhang dengan sistem cable-stayed
- Mengurangi berat kantilever dengan perpanjangan baja ringan, hidung peluncuran

Penggunaan hidung peluncur baja aman, cepat, dan ekonomis. Pilihan lainnya mencakup sistem cable stay atau sistem dermaga sementara yang dapat digunakan secara mandiri atau bersamaan. Dermaga sementara tidak ekonomis dan harus dihindari dengan cara apa pun, namun dapat digunakan secara efektif jika langkah-langkah di atas tidak cukup. Perancang juga sebaiknya menghindari penambahan material permanen pada bagian gelagar untuk peluncuran, karena hal ini juga tidak ekonomis.

Bantalan dan Geser

Balok jembatan baja-komposit diluncurkan tanpa pelat dek, sehingga bantalan peluncuran mengalami reaksi tumpuan yang rendah tetapi rotasi yang besar. Sadel ini biasanya berupa sadel berputar yang mengandung blok elastomer yang diperkuat yang mendistribusikan reaksi dukungan ke bagian jaring yang panjang. Rakitan roller yang diputar juga dapat digunakan.

Sistem Dorong-Tarik

Jika struktur atas ringan, (hampir selalu terjadi pada jembatan box girder baja komposit) sepasang piston hidrolis (Gambar 5.23) yang ditambatkan ke pondasi digunakan untuk mendorong ujung jembatan ke depan. Untuk struktur yang lebih berat (segmental beton), dongkrak prategang diterapkan pada ujung belakang untaian tarik geladak atau batangan yang ditambatkan pada abutment.



Balok baja jembatan komposit dapat diluncurkan pada bentang lebih dari 300 kaki tanpa tiang sementara. Dermaga sementara biasanya digunakan untuk peluncuran jembatan lengkung dan jembatan kabel. Panjang jembatan optimal bervariasi antara 300 dan 3000 kaki.

Kriteria Geometris dan Kontrol Peluncuran-Geser

Peluncuran jembatan tambahan memerlukan geometri struktur sederhana dan superstruktur dengan kedalaman konstan. Kondisi peluncuran paling sederhana dijelaskan sebagai berikut.

- Jembatan berbentuk lurus dengan radius kelengkungan vertikal yang konstan
- Terdapat radius kelengkungan yang konstan baik pada denah maupun profil.

Jembatan dengan kelengkungan atau lebar yang bervariasi juga telah diluncurkan.

Peluncuran jembatan bertahap berfungsi paling baik untuk jembatan baja berbentuk biasa dengan panjang bentang berkisar antara 100 hingga 300 kaki (30,5 hingga 91,5 m) atau lebih dan panjang jembatan bervariasi antara 300 hingga 3000 kaki (91,5 hingga 915 m). Untuk jembatan komposit baja, bentangnya dapat dengan mudah melebihi 300 kaki (91,5 m) tanpa tiang sementara. Alasan utama memilih metode konstruksi yang telah teruji waktu ini adalah sebagai berikut:

- Metode konstruksi berkelanjutan untuk kawasan yang sensitif terhadap lingkungan; desain peka konteks, lapangan pengecoran kecil, gangguan lokasi terbatas pada pendirian dermaga, pengendalian kebisingan dan debu, tidak memerlukan transportasi berat, serta pembongkaran dan penggantian yang mudah di akhir masa pakai
- Peralatan dasar yang sederhana dan murah; termasuk bekisting, sistem dorong, dan hidung peluncuran baja
- Struktur atas baja dapat dirakit ulang di lokasi yang tetap dan terlindung
- Operasi yang aman, sederhana, dan berulang dapat diatur secara paralel untuk kurva pembelajaran yang pendek dan jalur kritis yang fleksibel dalam aplikasi ABC
- Dek pracetak dapat dipasang setelah peluncuran
- Tidak ada kesalahan sementara antar dermaga
- Risiko terbatas bagi pekerja dan lalu lintas
- Mengurangi pembatasan lalu lintas di jalur kereta api atau jalan raya
- Tidak perlu memutar lalu lintas atau mengurangi izin
- Kompatibel dengan dermaga tinggi, lereng curam, dan kawasan perkotaan

Geser ke Samping

Dalam kasus geser lateral, jembatan dibangun sejajar dengan jembatan eksisting, dengan menggunakan teknologi yang kurang lebih konvensional. Kriteria untuk teknologi ini biasanya didasarkan pada pengurangan gangguan lalu lintas pada alinyemen yang berdekatan hingga seminimal mungkin. Tergantung pada keadaan, jembatan yang ada dapat digeser keluar dalam satu operasi gabungan, yang semuanya dapat diselesaikan dalam waktu yang sangat singkat (jam, atau hari) terlepas dari ukuran atau kompleksitas strukturnya.

Gambar 5.25 mengilustrasikan teknologi ini. Jembatan ayun eksisting tetap dioperasikan selama mungkin, kemudian jembatan baru selesai dibangun dan lalu lintas segera dialihkan, sementara substruktur dan pondasi baru diselesaikan pada alinyemen eksisting,



yang tidak dapat diubah. Dalam waktu singkat 3 jam 20 menit, jembatan baru itu digeser ke samping ke posisi permanennya menggunakan sistem hidrolik berjenis sederhana dan bantalan elastomer baja tahan karat-teflon.



Gambar 5.25 Trenton, Ontario 1993. (a) Pemandangan jembatan dari udara. (b) Tampak bawah jembatan.

5.7 PERTIMBANGAN LAINNYA

Pembangunan Jembatan Percepatan (ABC)

Teknologi ini saat ini menjadi yang terdepan dalam penggantian dan pembaruan jembatan jalan raya. Dampak penutupan, perlambatan, dan masalah keselamatan di lokasi konstruksi telah diakui sebagai tantangan dan biaya yang signifikan di semua tingkatan. Ketika pemilik jembatan terus berjuang dengan sumber daya yang terbatas, kekurangan pendanaan, dan infrastruktur yang memburuk, manfaat yang terkait dengan jembatan termodulasi, elemen dan sistem jembatan prefabrikasi, ABC akan terus semakin penting.

Referensi dibuat untuk proyek Pembaruan dan Penggantian Cepat SHRP2 R-04, yang saat ini sedang memasuki tahap akhir, dengan hasil akhir akan jatuh tempo pada paruh kedua tahun 2012. Salah satu komponen penting dari penelitian ini adalah perangkat desain yang dapat diterapkan pada proyek penggantian jembatan jalan raya pada umumnya. Meskipun perangkat ini belum secara eksplisit membahas jembatan box girder komposit, banyak konsep dan teknologi yang dapat diadaptasi secara langsung.

Akses dan Inspeksi

Pemilik jembatan semakin sadar akan kebutuhan untuk menyediakan akses yang aman dan mudah ke jembatan mereka untuk tujuan inspeksi. Desainer harus berkolaborasi dengan klien mereka untuk mengatasi elemen penting desain ini.

5.8 RINGKASAN

Ekonomi

Upaya besar telah dilakukan untuk pengembangan konstruksi box girder komposit di Amerika Utara dan tempat lain di dunia selama beberapa dekade terakhir. Dapat dikatakan bahwa masih banyak pekerjaan yang harus dilakukan untuk memahami perilaku, desain, dan kapasitas keselamatan struktur ini. Misalnya, gelagar bak komposit tidak berperilaku seperti



gelagar garis. Distribusi beban hidup dan jalur beban (dan kondisi batas) harus dipahami dengan jelas oleh perancang.

Seiring dengan berkembangnya pemahaman mengenai struktur ini, dan seluruh industri termasuk pemilik, insinyur, kontraktor, fabrikator, dan erector menjadi semakin fasih dan nyaman dengan teknologi ini, biaya akan terus turun dan box girder komposit harus menjadi solusi yang lebih ekonomis dan kompetitif dalam cakupan aplikasi yang lebih luas.

Bagian kotak komposit tunggal dan ganda paling menjanjikan karena keduanya merupakan struktur yang paling efisien dalam hal kinerja struktural berdasarkan berat material.

Kemampuan untuk Dibangun

Balok bak komposit biasanya jauh lebih stabil untuk konstruksi. Perancang harus mempertimbangkan tidak hanya kondisi girder tunggal untuk pemasangan, namun juga sistem multigirder dimana struts dan bresing bersandar dapat menyederhanakan persyaratan bresing dan biaya terkait.

Keamanan dan Cadangan

Penelitian terbaru menunjukkan besarnya kapasitas cadangan yang terlihat pada sistem box girder komposit. Tidak hanya sangat sulit untuk menggagalkan sistem ini, namun secara internal terdapat tingkat redundansi yang sangat tinggi untuk redistribusi beban dan peningkatan kapasitas.



BAB 6

JEMBATAN GIRDER MELENGKUNG HORIZONTAL

6.1 PENDAHULUAN

Sebagai akibat dari geometri yang rumit, terbatasnya hak jalan, dan mitigasi lalu lintas, jembatan melengkung horizontal menjadi norma di persimpangan jalan raya dan jalan tol perkotaan di AS. Jenis suprastruktur ini mendapatkan popularitas sejak awal tahun 1960an karena memenuhi kebutuhan teknik transportasi. Struktur atas jembatan jalan raya lengkung biasanya berupa balok I baja, balok balok baja, atau balok balok beton. Gambar 6.1 menunjukkan Jembatan HOV (Kendaraan Hunian Tinggi) 20th Street di Denver, Colorado, yang terdiri dari balok-balok I melengkung yang dihubungkan dengan rangka silang dan dibaut ke tutup beton yang bengkok.

Rangka silang biasanya dibaut pada pengaku melintang, sedangkan dek beton ditopang pada dek logam permanen seperti ditunjukkan pada Gambar 6.2. Gambar 6.3 menunjukkan elevasi jembatan dan sambungan gelagar pelat ke dalam tutup bengkok yang tidak terpisahkan. Gambar 6.4 menunjukkan Jembatan Akademi Angkatan Laut Amerika Serikat di Annapolis, Massachusetts, yang merupakan jembatan gelagar layang berbentuk kotak baja kembar yang melengkung secara horizontal. Gambar 6.5 menunjukkan Ramp Y di I-95 Davies Boulevard Interchange di Broward County, Florida. Strukturnya berupa gelagar kotak baja tunggal dengan tutup bengkok integral yang dihubungkan dengan pin ke kolom beton. Gambar 6.6 menunjukkan Persimpangan Route 92/101 di San Mateo, California. Strukturnya terdiri dari beberapa jembatan gelagar kotak lengkung pratekan yang dicetak di tempat.



Gambar 6.1 Jembatan gelagar I lengkung sedang dibangun—20th Street HOV, Denver, CO.





Gambar 6.2 Tampak bawah jembatan gelagar I yang melengkung.



Gambar 6.3 Jembatan gelagar I melengkung dengan tutup bengkok integral.



Gambar 6.4 Jembatan box girder kembar—Jembatan Akademi Angkatan Laut Amerika Serikat, Annapolis, MD.





Gambar 6.5 Jembatan gelagar kotak tunggal dengan tutup bengkok integral—Ramp Y, I-95 Davies Blvd, Broward County, FL.



Gambar 6.6 Jembatan Girder Kotak Beton Melengkung—Persimpangan Rute 92/101, San Mateo, CA.

Spesifikasi Panduan Asosiasi Pejabat Jalan Raya dan Transportasi Amerika (AASHTO) untuk Jembatan Jalan Raya Melengkung Horizontal pertama kali diterbitkan pada tahun 1980. Panduan ini dikembangkan oleh Konsorsium Tim Peneliti Universitas (CURT) pada tahun 1976. Dalam edisi pertamanya, Spesifikasi Panduan disajikan dalam filosofi desain desain tegangan ijin (ASD). Spesifikasi Panduan diperbarui pada tahun 1993 dan disajikan dalam ASD dan desain faktor beban (LFD) (AASHTO 1993). Namun, spesifikasi baru ini tidak mencakup penelitian ekstensif terbaru di bidang ini atau perubahan penting yang mempengaruhi desain jembatan baja gelagar I lurus. Pada tahun 2003, Spesifikasi Panduan diperbarui lagi berdasarkan karya *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) Proyek 12-38 dan ditulis dalam format LFD.

Proyek NCHRP 12-52 ditugaskan oleh AASHTO dan *Federal Highway Administration* (FHWA) pada tahun 1999 untuk mengembangkan ketentuan desain jembatan lengkung yang dapat dimasukkan ke dalam format desain faktor beban dan ketahanan (LRFD) dari Spesifikasi Desain Jembatan AASHTO. Ketentuan desain ini dikalibrasi untuk digabungkan dengan ketentuan balok lurus yang ada. Proyek NCHRP 12-52 dibagi menjadi dua tahap. Tahap I menghasilkan ketentuan desain berdasarkan informasi yang tersedia pada saat itu dan contoh desain jembatan gelagar kotak baja lengkung dan gelagar I baja lengkung. Tahap II merevisi



spesifikasi ini berdasarkan hasil penelitian jembatan lengkung yang sedang berlangsung. Proyek penelitian yang didanai FHWA mencakup pengujian eksperimental superstruktur bentang tunggal skala penuh dengan tiga balok baja I. Pada tahun 2006, ketentuan gelagar lengkung dimasukkan untuk sementara dalam Spesifikasi Desain Jembatan LRFD AASHTO (AASHTO 2006).

Untuk jembatan gelagar kotak beton lengkung, Proyek NCHRP 12-71 (NCHRP 2008) mengembangkan spesifikasi desain, komentar, dan contoh desain. Laporan Proyek 12-71 mencakup tinjauan literatur dan praktik, hasil analisis respons global dan lokal, ketentuan desain LRFD yang direkomendasikan, dan contoh desain.

Baru-baru ini, FHWA mendanai penyelidikan seismik pada jembatan jalan raya baja melengkung. Dalam investigasi ini, model jembatan gelagar I baja tiga bentang melengkung horizontal berskala besar diuji pada beberapa meja goyang di Universitas Nevada Reno. Model skala 2/5 diuji untuk berbagai konfigurasi. Pertama, jembatan patokan diuji menggunakan kolom konvensional dan detail bantalan. Kemudian pengaruh isolasi seismik, isolasi parsial dikombinasikan dengan rangka silang ujung ulet, interaksi tanah timbunan abutment, dan pondasi goyang dipelajari dengan membandingkan respon jembatan acuan. Selain itu, pengaruh beban hidup dipelajari dengan menempatkan serangkaian truk pada dek model jembatan. Temuan studi eksperimental ditambah dengan penyelidikan analitis digunakan untuk mengembangkan pedoman desain seismik untuk jembatan gelagar baja lengkung horizontal. Tujuan bab ini adalah untuk menyajikan pedoman desain jembatan jalan raya lengkung. Perancangan struktur jembatan gelagar I baja, baja, dan gelagar kotak beton pratekan menjadi daya tarik utama bab ini.

6.2 ANALISIS STRUKTUR JEMBATAN LENGKUNG

Keakuratan analisis struktur bergantung pada metode analisis yang dipilih. Tujuan utama analisis struktur adalah untuk menentukan aksi anggota akibat beban yang diberikan. Untuk mencapai analisis struktural yang andal, hal-hal berikut harus dipertimbangkan dengan baik:

- Model matematika dan kondisi batas
- Penerapan beban

Model matematika harus mencerminkan kekakuan struktural dan kondisi batas dengan benar. Pengekangan bantalan lateral merupakan salah satu kondisi yang paling penting pada jembatan lengkung karena dapat menyebabkan geser lateral pada bangunan atas. Overhang dek, yang membawa rel, dapat memberikan ketahanan torsi yang signifikan. Selain itu, flensa melengkung akan berperan tidak hanya dalam menahan beban vertikal tetapi juga dalam torsi yang melekat pada bangunan atas. Partisipasi ini meningkatkan tegangan yang diterapkan melebihi yang ditentukan dengan menggunakan prosedur mekanika struktur sederhana.

Karena geometri lengkung, beban gravitasi menyebabkan tegangan geser torsional, tegangan warping normal, dan tegangan lentur lateral selain tegangan geser vertikal dan tegangan lentur. Pada jembatan gelagar I baja lengkung, torsi internal pada bangunan atas didistribusikan ke gelagar melalui rangka silang atau diafragma. Balok-balok luar menerima



lebih banyak beban dibandingkan balok-balok dalam, sehingga menyebabkan setiap balok mengalami defleksi yang berbeda-beda. Pada gelagar kotak lengkung, torsi internal meningkatkan geser dek lateral tetapi keseimbangan kurang bergantung pada interaksi antar gelagar.

Jembatan Lurus Versus Jembatan Lengkung

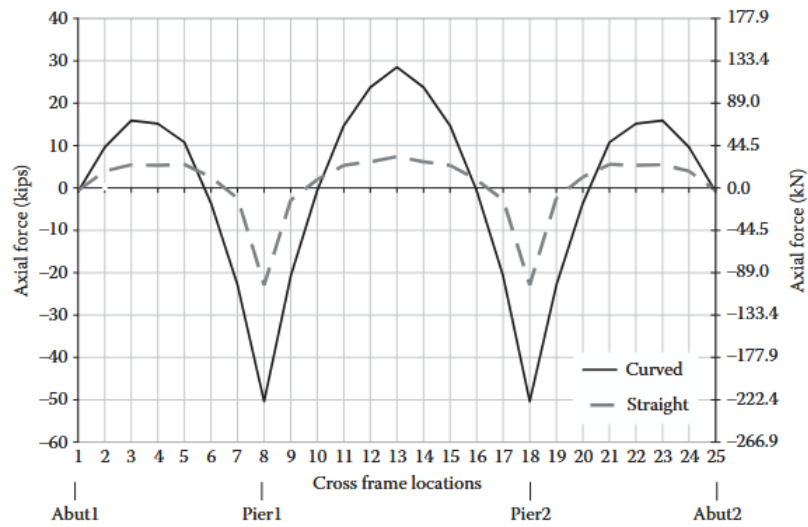
Asumsi umum dalam analisis jembatan jalan raya yang melengkung adalah mengabaikan kelengkungan dan menganalisis jembatan tersebut seolah-olah jembatan tersebut lurus. Spesifikasi Rancangan Jembatan LRFD AASHTO (AASHTO 2012) memperbolehkan gelagar I melengkung untuk dianalisis sebagai gelagar lurus untuk menentukan momen lentur dan geser sumbu utama akibat beban mati dan hidup dengan ketentuan bahwa gelagar tersebut konsentris, garis bantalan tidak miring lebih dari 10° dari arah radial, semua gelagar memiliki kekakuan yang hampir sama, dan sudut bentang yang landai kurang dari 4° . Jika tidak, pengaruh kelengkungan harus diperhitungkan melalui metode analisis perkiraan atau pemurnian. Metode perkiraan seperti metode $V - Load$ (USS 1984) untuk I-girder dan metode M/R untuk jembatan box girder dapat digunakan untuk jembatan "biasa". Analisis yang lebih mendalam diperlukan untuk jembatan yang sangat melengkung dan ketika terdapat ketidakaturan geometrik lainnya seperti tumpuan miring.

Box girder beton multisel dapat dianalisis sebagai segmen lurus untuk sudut pusat kurang dari 34° dalam satu bentang. Gelagar kotak dan bak baja diperbolehkan untuk dianalisis seolah-olah lurus asalkan balok tersebut konsentris, bantalannya tidak miring, sudut tengah bentang kurang dari 17° , dan kedalaman balok kurang dari lebar kotak. Untuk analisis seismik, Spesifikasi AASHTO memperbolehkan jembatan lengkung untuk dianalisis seolah-olah jembatan tersebut lurus ketika sudut kemiringan kurang dari 90° dan jembatan mempunyai sifat "biasa", seperti yang didefinisikan dalam spesifikasi.

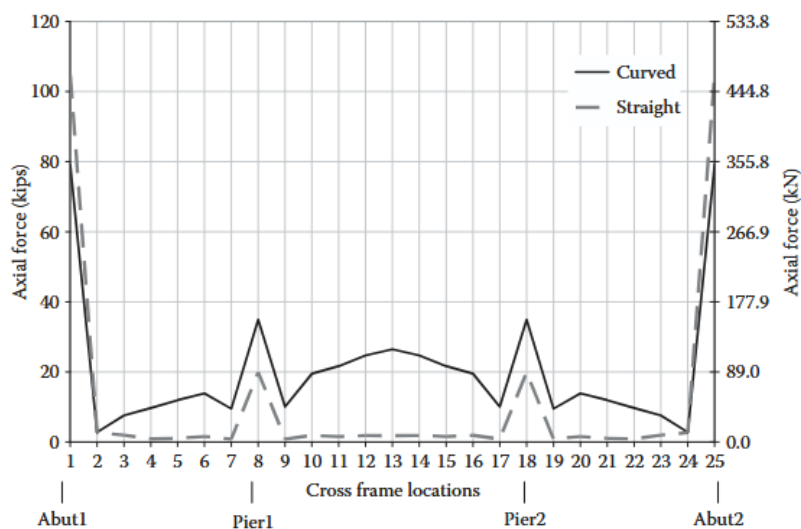
Bergantung pada berbagai parameter seperti kondisi batas, kelengkungan, kemiringan, dan ketidakaturan geometri lainnya, asumsi jembatan lurus mungkin dapat menangkap sebagian dari respons global. Namun, asumsi ini dapat meremehkan atau melebih-lebihkan respon komponen bangunan atas lokal seperti bantalan dan gaya rangka silang. Gaya dukung yang diperoleh dari jembatan lengkung dapat berbeda secara signifikan dibandingkan dengan jembatan lurus karena perbedaan kondisi batas, aksi rangka antara tiang, dan abutmen serta torsi bangunan atas yang melekat. Gaya-gaya rangka silang harus ditentukan secara akurat dan dirancang dengan tepat karena gaya-gaya tersebut merupakan komponen pemikul beban utama pada jembatan lengkung.

Untuk mengilustrasikan pengaruh kelengkungan pada komponen lokal seperti bingkai silang, model elemen hingga tiga dimensi (3D) dari jembatan lengkung dan lurus dikembangkan. Geometri jembatan lengkung dan properti bagiannya seperti ditunjukkan pada Bagian 6.3.3 Contoh Desain. Jembatan lurus mempunyai sifat penampang yang sama dengan jembatan lengkung sehingga yang membedakan hanyalah kelengkungannya saja.





Gambar 6.7 Perbandingan gaya pada salah satu anggota diagonal rangka silang di bawah beban mati.



Gambar 6.8 Perbandingan gaya pada salah satu anggota diagonal rangka silang di bawah beban gempa.

Gambar 6.7 menunjukkan perbandingan gaya aksial pada salah satu anggota diagonal rangka silang yang terkena beban mati. Seperti yang ditunjukkan, gaya rangka silang pada jembatan lengkung bisa dua kali lipat gaya pada jembatan lurus. Kesenjangan paling nyata terjadi pada bagian tengah bentang tengah (rangka silang nomor 13) dan tiang penyangga (rangka silang nomor 8 dan 18). Deformasi torsi pada jembatan lengkung paling besar terjadi pada mispan, sehingga menyebabkan gaya aksial pada rangka melintang di dekatnya, yang tidak dihasilkan pada jembatan lurus. Karena jembatan lengkung cenderung memuntir ke arah luar kurva, lebih banyak beban yang dialihkan ke bantalan luar di tiang. Pier cap kemudian akan memiliki perpindahan yang lebih besar di salah satu ujungnya (di bagian luar kurva) dan perpindahan yang lebih kecil di ujung lainnya (di dalam kurva). Perpindahan diferensial



menghasilkan gaya pada rangka silang. Pada jembatan lurus, gaya rangka silang juga dihasilkan karena fleksibilitas tutup tiang, namun gaya tersebut lebih kecil karena distribusi gaya dukung yang relatif seragam.

Gambar 6.8 menunjukkan perbandingan gaya aksial pada salah satu komponen struktur diagonal yang menerima pembebanan gempa. Mirip dengan pengamatan yang dilakukan pada beban mati, perbedaan gaya rangka silang paling besar terjadi pada pertengahan bentang tengah. Pembebanan seismik pada arah melintang menimbulkan aksi rangka pada jembatan lengkung akibat adanya offset antara abutment dan pier. Aksi rangka ini menghasilkan gaya aksial seismik pada kolom dan reaksi vertikal pada bantalan abutmen, yang harus ditahan oleh torsi bangunan atas. Torsi ini kemudian ditahan oleh rangka silang yang semakin meningkatkan gaya beban gravitasi. Namun, pada lokasi abutmen, gaya aksial rangka silang seismik pada jembatan lurus biasanya lebih besar dibandingkan pada jembatan lengkung. Hal ini disebabkan oleh perbedaan kondisi batas pada arah melintang, sehingga menyoroiti pentingnya representasi kondisi batas yang tepat seperti yang disebutkan sebelumnya. Karena bantalan terpandu pada contoh jembatan lengkung memungkinkan translasi dalam arah tangensial tetapi menahan arah radial, maka arah transversal hanya dibatasi sebagian. Akan tetapi, pada jembatan lurus, abutmen ditahan sepenuhnya pada arah melintang karena bantalan terpandu hanya memungkinkan translasi pada arah memanjang saja.

Metode Analisis Beban-V: Analisis Perkiraan untuk Pembebanan Gravitasi

Pada tahun 1984, United States Steel menerbitkan Bab 12 “Analisis Beban-V” dalam USS Highway Structures Design Handbook (USS 1984). Bab ini menyajikan metode analisis perkiraan yang disederhanakan untuk menentukan momen dan geser pada jembatan jalan raya rangka terbuka melengkung horizontal. Dalam metode ini, masing-masing gelagar dianalisis terlebih dahulu dalam bentuk lurus untuk menentukan momen lentur dan geser sumbu utama utama. Momen dan geser ini kemudian disesuaikan menggunakan beban-V, yang merupakan serangkaian geser fiktif yang menyeimbangkan diri di antara gelagar yang berdekatan. Rasional untuk beban-V dibahas di bawah ini.

Perhatikan sebuah jembatan lengkung dengan dua gelagar prismaik yang menerus di atas sebuah tumpuan interior dengan dua bentang yang sama seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.9. Tinggi gelagar adalah h dan Gelagar 1 memiliki radius R . Ketika beban gravitasi diterapkan, dengan asumsi bahwa sayap-sayap gelagar pelat menahan momen penuh, sayap-sayap tersebut dikenai gaya aksial M/h (lihat Gambar 6.10). Karena kelengkungan jembatan, gaya-gaya ini tidak kolinear di sepanjang segmen sayap mana pun. Dengan demikian, gaya-gaya radial harus dihasilkan di sepanjang gelagar untuk menjaga keseimbangan. Besarnya gaya-gaya radial terdistribusi adalah sebagai berikut:

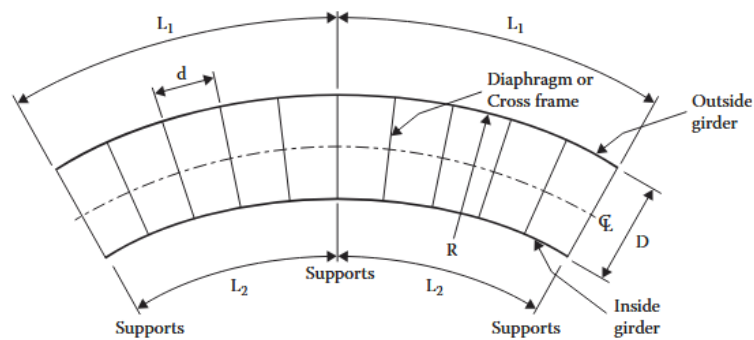
$$q = \frac{M}{hR} \tag{6.1}$$



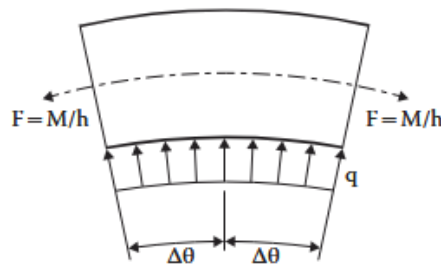
Karena gaya radial terdistribusi sebanding dengan momen M , bentuknya sama dengan diagram momen lentur seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.11. Gaya-gaya ini menyebabkan lenturan lateral pada sayap girder yang mengakibatkan tegangan lengkung.

Beban terdistribusi menciptakan gaya reaksi yang sama dan berlawanan arah pada setiap rangka melintang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.12. Dengan mengasumsikan jarak antar rangka melintang sama dengan d , gaya reaksi pada rangka melintang adalah sebagai berikut:

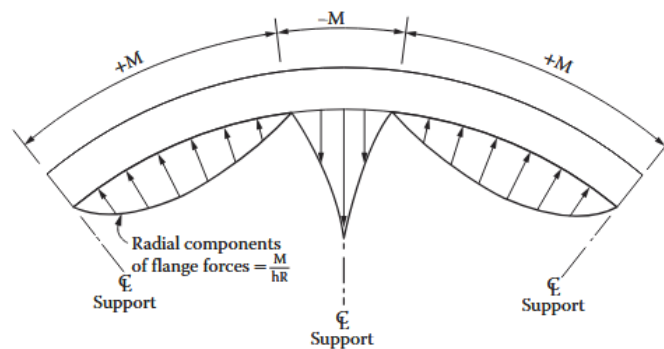
$$H = \frac{Md}{hR} \tag{6.2}$$



Gambar 6.9 Tampak denah jembatan lengkung dua bentang.

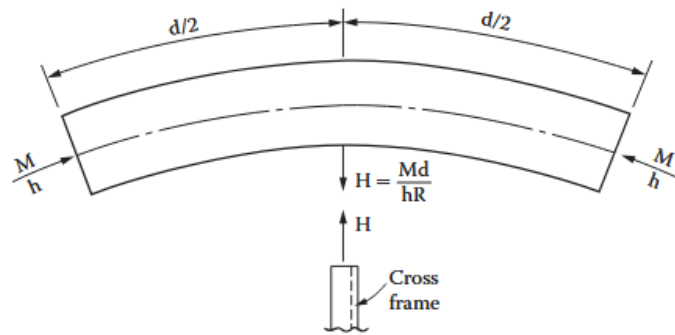


Gambar 6.10 Tampak denah sayap atas jembatan lengkung.



Gambar 6.11 Gaya lateral pada sayap gelagar lengkung.





Gambar 6.12 Reaksi pada lokasi rangka silang.

Untuk menjaga keseimbangan gaya rangka silang, gaya geser vertikal harus terbentuk di ujung rangka silang akibat kekakuan dan fiksasi ujungnya seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.13. Geser yang dihasilkan kemudian menjadi beban-V fiktif yang menyeimbangkan diri sendiri yang diterapkan pada masing-masing girder yang diluruskan. Dengan menggunakan prosedur ini, beban-V untuk jembatan dengan tiga girder atau lebih dapat dihitung. Secara umum, persamaan beban-V dapat dinyatakan sebagai berikut:

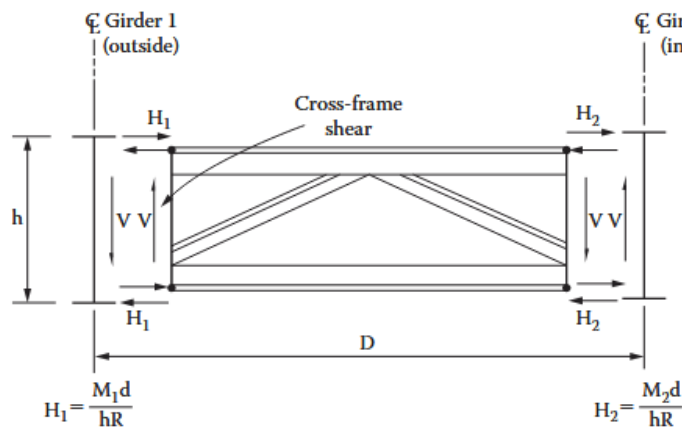
$$V = \frac{\Sigma M_p}{CK} \tag{6.3}$$

$$K = \frac{RD}{d} \tag{6.4}$$

di mana ΣM_p adalah penjumlahan momen lentur primer, C adalah koefisien yang bergantung pada jumlah girder (lihat Tabel 6.1), dan D adalah jarak antara girder luar dan dalam. Jari-jari R dan jarak antar rangka melintang d sepanjang girder luar selalu digunakan untuk penyederhanaan karena rasio R/d sama untuk semua girder.

Persamaan 6.3 adalah persamaan umum untuk beban-V pada girder luar. Pada girder dalam, beban-V dihitung dengan mengalikan Persamaan 6.3 dengan faktor proporsionalitas, yang didasarkan pada distribusi beban segitiga. Pada daerah momen positif, beban-V bekerja ke bawah pada girder di luar garis tengah jembatan dan ke atas pada girder di dalam garis tengah jembatan. Hal yang sebaliknya berlaku pada daerah momen negatif (yaitu, beban-V bekerja ke atas pada girder luar dan ke bawah pada girder dalam).





Gambar 6.13 Keseimbangan pada lokasi rangka melintang dan pembentukan beban-V.

Tabel 6.1 Koefisien C untuk Sistem Multigirder

| Jumlah Balok dalam Sistem | Koefisien C |
|---------------------------|-------------|
| 2 | 1 |
| 3 | 1 |
| 4 | 10/9 |
| 5 | 5/4 |
| 6 | 7/5 |
| 7 | 14/9 |
| 8 | 12/7 |
| 9 | 15/8 |
| 10 | 165/81 |

Momen dan geser yang diperoleh dengan menerapkan beban-V kemudian ditambahkan ke momen dan geser primer untuk menentukan gaya desain akhir. Momen lentur lateral pada sayap kemudian didekati menggunakan persamaan

$$M_{lat} = \frac{M_f l^2}{NRD} \tag{6.5}$$

dengan M_f adalah momen lentur sumbu mayor akhir, l adalah panjang girder tanpa penguat, R adalah jari-jari girder, D adalah kedalaman badan, dan N adalah konstanta yang diambil sebagai 10 atau 12, tergantung pada tingkat konservatisme yang diinginkan. Seiring dengan peningkatan kelengkungan, akurasi metode beban-V dalam memprediksi momen lentur sumbu mayor dan geser struktur atas menurun.

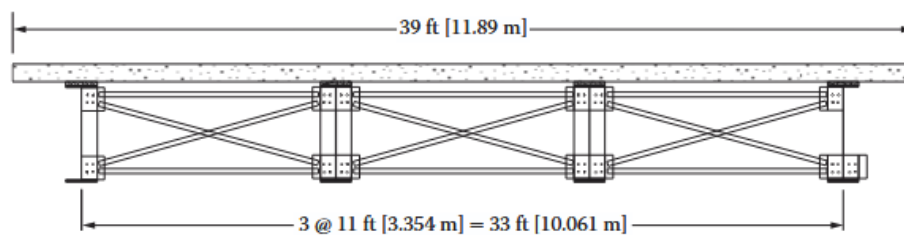
Contoh Metode Beban-V

Gambar 6.14 menunjukkan struktur atas jembatan girder-I baja dengan bentang tiga lengkung horizontal. Jembatan ini digunakan untuk membandingkan hasil metode beban-V dengan hasil model elemen hingga (FE). Lebar total dek adalah 39 kaki [11,89 m] dengan jarak antar girder 11 kaki [3,354 m]. Jari-jari garis tengah adalah 146 kaki [44,51 m], panjang total 290 kaki [88,41 m], dan total sudut subtended adalah 114°. Panjang bentang adalah 84 [25,61],



122 [37,20], dan 84 kaki [25,61 m]. Gelagar 1 (G1) berada di luar kurva, sedangkan Gelagar 4 (G4) berada di dalam kurva. Untuk analisis beban-V, masing-masing gelagar diluruskan terlebih dahulu dan momen utama di bawah beban mati dihitung. Beban mati didasarkan pada berat gelagar ditambah berat dek. Lebar dek efektif yang ditentukan dalam Spesifikasi AASHTO digunakan dalam menghitung berat dek. Dari momen-momen utama, beban-V dihitung di setiap lokasi rangka silang dan diterapkan ke masing-masing gelagar untuk menentukan momen beban-V. Momen beban-V kemudian ditambahkan ke momen primer untuk menentukan momen akhir.

Prosedur langkah demi langkah di bawah ini mengilustrasikan perhitungan momen akhir beban-V di pusat jembatan, pada lokasi rangka silang nomor 13.



Gambar 6.14 Penampang melintang tipikal.

- **Langkah 1. Tentukan Momen Lentur Primer M_p**

Girder-girder individual diluruskan sehingga panjang totalnya sama dengan panjang busur girder. Beban mati diberikan sebagai beban terdistribusi merata, kemudian momen lentur primer M_p pada lokasi rangka silang ditentukan. Di bagian tengah jembatan, momen-momen primernya adalah sebagai berikut:

$$M_{p_{G1}} = 830 \text{ kip-ft [1126 kN-m]}$$

$$M_{p_{G2}} = 888 \text{ kip-ft [1204 kN-m]}$$

$$M_{p_{G3}} = 764 \text{ kip-ft [1036 kN-m]}$$

$$M_{p_{G4}} = 528 \text{ kip-ft [716 kN-m]}$$

Meskipun G1 merupakan girder terpanjang, M_p lebih kecil daripada G2 karena luas anak sungainya lebih kecil. Total M_p di bagian tengah jembatan adalah sebagai berikut:

$$M_{p_{total}} = 3010 \text{ kip-ft [4082 kN-m]}$$

- **Langkah 2. Hitung Beban-V**

Beban-V untuk sistem empat girder dihitung menggunakan Persamaan 6.3 dan 6.4. Jari-jari girder luar adalah 49,54 m [162,5 kaki] dan jarak antar rangka melintang di sepanjang girder luar adalah 4,41 m [14,47 kaki]. Dengan demikian, beban-V pada girder luar adalah sebagai berikut:

$$VL_{exterior} = \frac{3010}{\frac{10}{9} \left(\frac{162.5 \times 33}{14.47} \right)} = 7.31 \text{ kips [32.51 kN]}$$



Karena girder interior berjarak sepertiga dari garis tengah jembatan seperti girder eksterior, faktor proporsional untuk menghitung beban-V girder interior adalah 1/3.

$$V_{L_{exterior}} = 7.31 \times 1/3 = 2.44 \text{ kips [10.84 kN]}$$

Karena pusat jembatan berada pada daerah momen positif, maka beban V pada girder adalah sebagai berikut:

$V_{L_{G1}} = 7,31$ kips [32,51 kN] yang bekerja ke bawah

$V_{L_{G2}} = 2,44$ kips [10,84 kN] yang bekerja ke bawah

$V_{L_{G3}} = 2,44$ kips [10,84 kN] yang bekerja ke atas

$V_{L_{G4}} = 7,31$ kips [32,51 kN] yang bekerja ke atas

- **Langkah 3. Tentukan Momen Beban-V**

Setelah semua beban-V girder pada lokasi rangka melintang dihitung, beban-V kemudian diterapkan pada girder yang telah diluruskan untuk menentukan momen beban-V, M_{VL} .

$$M_{VL_{G1}} = 394 \text{ kip-ft [535 kN-m]}$$

$$M_{VL_{G2}} = 122 \text{ kip-ft [166 kN-m]}$$

$$M_{VL_{G3}} = -114 \text{ kip-ft [-154 kN-m]}$$

$$M_{VL_{G4}} = -314 \text{ kip-ft [-426 kN-m]}$$

Perhatikan bahwa momen beban-V pada G3 dan G4 bernilai negatif karena beban-V di pusat jembatan bekerja ke atas seperti yang ditunjukkan pada Langkah 2.

- **Langkah 4. Tentukan Momen Akhir**

Momen akhir M_f dihitung dengan menambahkan M_{VL} ke M_p .

$$M_{f_{G1}} = 830 + 394 = 1224 \text{ kip-ft [1660 kN-m]}$$

$$M_{f_{G2}} = 888 + 122 = 1010 \text{ kip-ft [1370 kN-m]}$$

$$M_{f_{G3}} = 764 - 114 = 650 \text{ kip-ft [881 kN-m]}$$

$$M_{f_{G4}} = 528 - 314 = 214 \text{ kip-ft [290 kN-m]}$$

Momen akhir jembatan ditunjukkan pada Gambar 6.15 beserta momen yang diperoleh dari analisis FE. Model FE jembatan dengan kelengkungan dan substruktur aktual dikembangkan menggunakan program komputer SAP2000 (CSI 2010). Jembatan dianalisis untuk beban mati dan momen girder ditentukan. Gambar 6.15 menunjukkan perbandingan hasil model beban-V dan FE untuk Girder 1 hingga 4. Secara keseluruhan, metode beban-V memberikan hasil yang wajar meskipun lengkungan jembatannya sempit. Metode beban-V melebih-lebihkan momen lentur positif di bagian tengah jembatan sebesar 10% hingga 30%. Kecuali untuk girder luar (G1), metode beban-V secara konsisten meremehkan momen tumpuan negatif. Metode beban-V secara konsisten meremehkan momen lentur untuk girder dalam (G4).

Metode Analisis yang Disempurnakan

Kecuali jika metode analisis perkiraan sesuai, Spesifikasi AASHTO mewajibkan penggunaan metode analisis yang disempurnakan berbasis komputer untuk analisis jembatan baja lengkung. Metode analisis jembatan yang disempurnakan biasanya melibatkan penggunaan program komputer. Pedoman AASHTO/NSBA untuk Analisis Jembatan Girder Baja



(AASHTO/NSBA 2012) memberikan pembahasan rinci tentang metode analisis untuk jembatan girder baja, termasuk panduan pemodelan struktur atas dari konstruksi hingga penyelesaian. Secara umum, terdapat tiga teknik pemodelan yang direkomendasikan untuk analisis jembatan:

1. Balok tulang belakang
2. Model kisi-kisi
3. Elemen hingga 3D

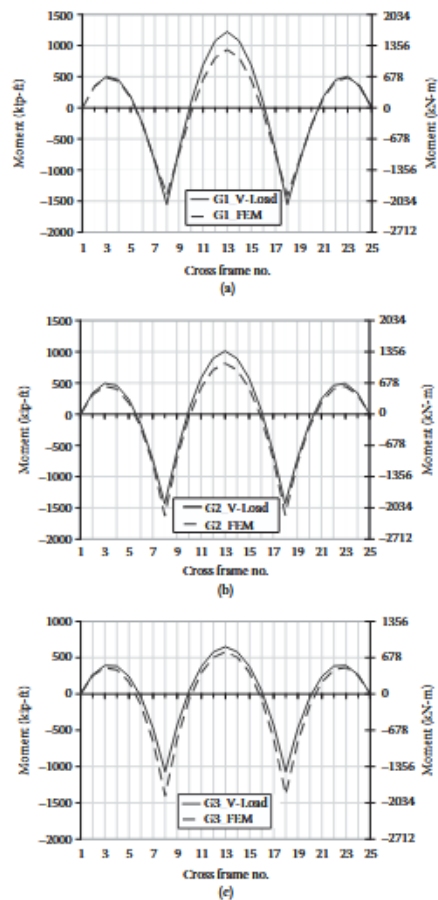
Model Balok Tulang Belakang

Dalam model balok tulang belakang, struktur atas dimodelkan sebagai balok tunggal dengan sifat penampang yang setara. Hal ini sesuai untuk struktur atas yang kaku secara torsional seperti girder kotak beton sel tunggal dan multisel serta girder kotak baja dengan bresing internal yang sesuai.

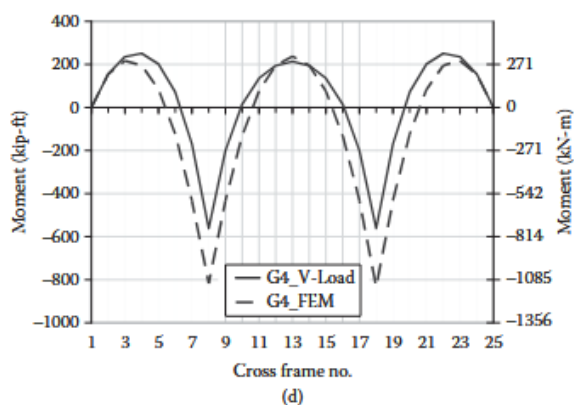
Garis tengah balok tulang belakang terletak di pusat gravitasi penampang melintang. Beban diterapkan pada simpul-simpul dan eksentrisitasnya, jika ada, harus diperhitungkan. Banyak program komputer yang digunakan untuk membuat model balok tulang belakang hanya mencakup massa translasi tetapi tidak mencakup inersia massa rotasi struktur atas. Ini harus ditambahkan ke simpul-simpul balok tulang belakang, terutama untuk jembatan lengkung. Model balok tulang belakang dapat menangkap respons global jembatan dengan akurasi yang wajar termasuk gaya kolom tetapi tidak memberikan hasil yang baik untuk perilaku lokal dalam superstruktur seperti rotasi torsi, gaya rangka silang, dan gaya dukung. Dalam kasus jembatan girder-I baja melengkung, torsi internal superstruktur menghasilkan distribusi beban yang tidak merata di antara girder. Lebih banyak beban ditransfer ke girder luar dan dengan demikian memiliki lendutan yang lebih besar daripada girder yang berdekatan.

Oleh karena itu, lendutan yang diperoleh dari model balok tulang belakang tidak boleh digunakan untuk menentukan camber dalam girder. Selain itu, efek rangka silang pada sistem struktural keseluruhan diabaikan dan analisis tidak memberikan gaya rangka silang. Rangka silang memberikan ketahanan terhadap momen torsi dalam superstruktur. Bergantung pada jumlah kelengkungan, gaya rangka silang mungkin besar.





Gambar 6.15 (a) Girder 1: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (b) Girder 2: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (c) Girder 3: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (d) Girder 4: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE.



Gambar 6.15 (Lanjutan) (a) Girder 1: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (b) Girder 2: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (c) Girder 3: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE. (d) Girder 4: Perbandingan momen girder dari metode beban-V dan Model FE.



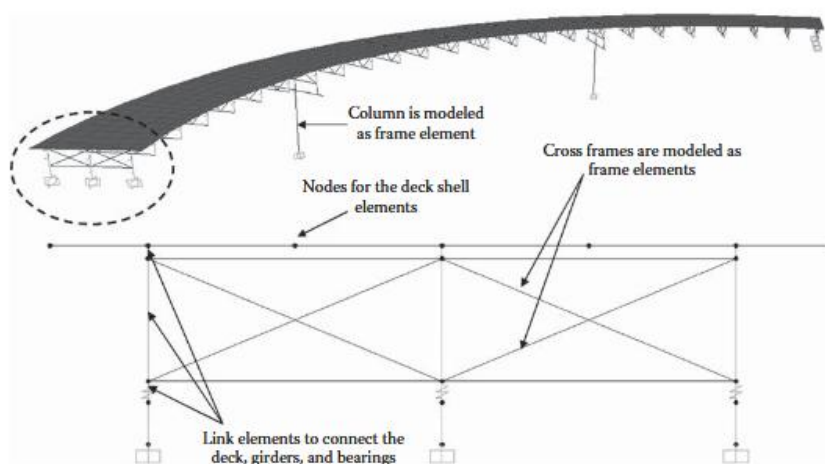
Model Grillage

Dalam model grillage, masing-masing girder dimodelkan dan dihubungkan secara melintang oleh elemen-elemen balok yang mewakili dek dan/atau rangka silang. Semua elemen grid terletak pada bidang yang sama. Elemen balok melintang yang mewakili rangka silang diberi kekakuan lentur atau geser. Terdapat representasi massa yang lebih baik di sepanjang dan di sepanjang struktur atas, sehingga inersia rotasi secara implisit disertakan dalam model.

Namun, karena rangka silang dimodelkan sebagai elemen balok melintang, teknik pemodelan ini tidak memberikan gaya rangka silang secara langsung dan mungkin tidak dapat menangkap perilaku rangka silang yang sebenarnya. Selain itu, lokasi sebenarnya dari tumpuan tumpuan, yang berada di bagian bawah girder, mungkin tidak dimodelkan dengan benar karena elemen-elemen grid terletak pada bidang yang sama. Reaksi tumpuan horizontal menciptakan momen pada struktur atas karena berada pada jarak tertentu dari sumbu netral struktur atas. Namun, kesalahan-kesalahan ini dapat dikurangi melalui variasi model grillage, yang disebut model pelat dan balok.

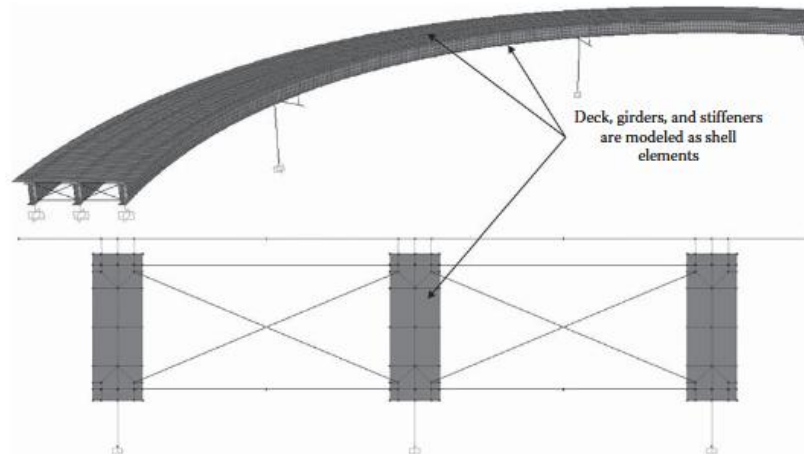
Dalam model pelat dan balok (lihat Gambar 6.16), dek dimodelkan sebagai elemen cangkang, sedangkan girder dimodelkan sebagai elemen balok. Elemen cangkang terletak di pusat gravitasi dek. Elemen balok juga dapat ditempatkan di pusat gravitasi girder. Sebaiknya pertahankan jarak vertikal antara elemen cangkang dek dan elemen balok girder. Ketika penampang girder bervariasi sepanjang jembatan, elemen balok dapat ditempatkan di lokasi yang posisi vertikalnya konstan sepanjang jembatan. Misalnya, di tengah flens atas, asalkan eksentrisitasnya diperhitungkan dalam properti penampang ekuivalen. Elemen cangkang dan elemen balok kemudian dihubungkan dengan elemen penghubung.

Fleksibilitas dek dalam model pelat dan balok dimodelkan secara akurat dan memiliki distribusi massa yang lebih baik daripada model grillage tradisional. Karena superstruktur memiliki "kedalaman," geometri aktual rangka silang dapat dimodelkan dan bantalan dapat diposisikan pada lokasi yang benar.



Gambar 6.16 Model pelat dan balok.





Gambar 6.17 Model elemen hingga 3D.

Model Elemen Hingga Tiga Dimensi

Model elemen hingga 3D (lihat Gambar 6.17) merupakan teknik pemodelan yang paling teliti dan dianggap paling akurat. Teknik pemodelan ini lebih disukai untuk jembatan yang kompleks dan sangat melengkung. Dek dimodelkan sebagai elemen cangkang, sedangkan girder dimodelkan dengan elemen cangkang untuk badan dan sayap atau dengan kombinasi elemen cangkang untuk badan dan elemen balok untuk sayap. Pada girder baja tipe-I, pengaku dapat dimasukkan ke dalam model menggunakan elemen cangkang. Analisis menunjukkan bahwa, pada lokasi tumpuan, kontribusi pengaku tumpuan terhadap kekakuan girder transversal signifikan dibandingkan dengan kontribusi akibat rotasi girder. Karena struktur atas dimodelkan secara detail, distorsi penampang dan pengaruhnya terhadap perilaku struktur dapat dikenali dan informasi tentang kondisi tegangan komponen dapat diberikan.

Namun, teknik pemodelan ini dapat memakan waktu dan rumit. Hasilnya dapat sensitif terhadap berbagai parameter masukan. Oleh karena itu, insinyur harus memahami asumsi dan batasan program komputer yang digunakan untuk memodelkan jembatan. Selain itu, pasca-pemrosesan diperlukan karena keluarannya berupa tegangan, bukan momen, geser, dan beban aksial yang biasanya digunakan dalam perhitungan desain.

6.3 JEMBATAN I-GIRDER BAJA LENGKUNG

Parameter Geometris

Sistem rangka untuk jembatan I-Girder lengkung dapat mengikuti desain awal jembatan lurus dalam hal susunan bentang, jarak antar girder, kedalaman girder, dan jenis rangka silang. Pemilihan panjang bentang eksterior biasanya diatur agar menghasilkan momen beban mati positif yang relatif sama pada bentang eksterior dan interior. Susunan ini menghasilkan momen negatif sebesar mungkin, yang mengurangi momen positif dan lendutan terkait. Biasanya, kedalaman struktur atas sama untuk semua bentang. Desain sebelumnya yang berhasil menunjukkan rasio kedalaman terhadap bentang sebesar 0,04 agar girder eksterior memadai. Rasio ini didasarkan pada getaran dan kekakuan yang dibutuhkan untuk



membangun girder pelat. Selain itu, rasio ini membantu memastikan bahwa girder tidak mengalami defleksi vertikal yang berlebihan.

Jarak antar girder memainkan peran penting dalam desain dek dan penentuan jumlah girder. Untuk jembatan girder baja lengkung I, jarak antar girder bervariasi antara 10 [3,05] hingga 16 kaki [4,87 m]. Jarak yang lebih lebar, umum di Eropa dan Jepang, membutuhkan dek beton pasca-tegang, yang bukan merupakan praktik umum di Amerika Serikat. Panjang overhang sebaiknya tidak melebihi 4 kaki [1,22 m] karena cenderung meningkatkan beban pada girder eksterior dengan menambahkan lebih banyak beban mati dan memungkinkan beban truk untuk diterapkan pada kantilever. Jarak antar girder dianggap sebagai salah satu item terpenting dalam desain superstruktur karena mengendalikan ketebalan minimum dek yang diperlukan dan jumlah girder. Jarak yang lebih lebar cenderung meningkatkan beban mati pada girder, sementara jarak yang lebih rapat membutuhkan girder tambahan, yang akan meningkatkan biaya fabrikasi dan pemasangan.

Flensa girder pelat harus memiliki lebar minimum untuk menghindari tekuk luar bidang selama konstruksi. Banyak erektor baja membatasi panjang potongan girder yang akan dikirim hingga 85 kali lebar flens. Berdasarkan hal tersebut di atas, banyak insinyur jembatan cenderung membatasi lebar flens hingga 40,6 mm berdasarkan panjang pengiriman maksimum yang setara dengan 36,6 m. Ketebalan web minimum juga direkomendasikan hingga 11,1 mm karena masalah distorsi las. Ketebalan web bergantung pada kedalamannya dan jarak pengaku melintang. Hal ini merupakan pilihan antara memiliki material tambahan dan menambahkan lebih banyak pengaku. Banyak insinyur jembatan menggunakan rasio D/t sebesar 150 untuk memilih ketebalan web. Jarak antar rangka silang memainkan faktor penting dalam menentukan besarnya gaya yang dipikulnya dan nilai tekukan lateral flensa. Biasanya, jarak antar rangka silang dijaga konstan antara 4,57 m hingga 7,62 m.

Kriteria Desain

Pedoman desain disusun berdasarkan prinsip-prinsip berikut:

- Statika
- Stabilitas
- Kekuatan Material

Keseimbangan statis eksternal dan internal harus dipertahankan pada setiap kondisi pembebanan yang diperkirakan. Stabilitas jembatan gelagar baja lengkung merupakan isu yang sangat penting, terutama selama konstruksi. Berdasarkan sifatnya, gelagar lengkung mengalami defleksi lateral ketika dibebani gravitasi. Oleh karena itu, gelagar-gelagar ini harus dikencangkan pada interval tertentu untuk mencegah tekuk torsi lateral. Rasio kekompakan badan dan sayap gelagar-I lengkung serupa dengan gelagar lurus. Distribusi regangan linier biasanya diasumsikan dalam desain jembatan gelagar lengkung. Spesifikasi desain mengakui bahwa penampang baja kompak dapat mengalami deformasi inelastis; namun, praktik di AS saat ini tidak menggunakan penampang baja kompak dalam desain jembatan gelagar-I lengkung.

Kriteria desain untuk jembatan gelagar lengkung dapat dibagi menjadi dua bagian utama.

- Kekuatan



- Kemudahan Servis

Prosedur desain batas kondisi biasanya digunakan untuk desain kekuatan, yang mencakup lentur dan geser. Prosedur desain beban layan digunakan untuk desain fatik dan pengendalian lendutan. Komponen utama harus dirancang sedemikian rupa sehingga rentang tegangan yang diterapkan berada di bawah rentang tegangan fatik yang diizinkan menurut ketentuan fatik AASHTO (AASHTO 2012). Pemeriksaan lendutan digunakan untuk memastikan kemudahan servis jembatan. Menurut Spesifikasi Panduan (AASHTO 1993), struktur atas harus dianalisis terlebih dahulu untuk menentukan mode getaran lentur pertama. Frekuensi mode ini digunakan untuk memeriksa lendutan jembatan yang diizinkan sebagaimana tercantum dalam Kode Jembatan Ontario.

Contoh Desain

Contoh desain ini didasarkan pada prototipe model jembatan lengkung (lihat Gambar 6.18) yang digunakan untuk uji seismik eksperimental di University of Nevada, Reno. Jembatan berada pada lengkungan yang rapat yang mewakili jalur masuk atau keluar jalan raya. Jari-jari garis tengahnya adalah 200 kaki [60,98 m] dan total sudut subtended adalah 104° . Panjang total jembatan adalah 362,5 kaki [110,52 m] dengan panjang bentang 105 kaki [32,01 m], 152,5 kaki [46,49 m], dan 105 kaki [32,01 m]. Lebar dek adalah 30 kaki [9,15 m] dan dapat menampung dua jalur lalu lintas. Pilar adalah kolom tunggal dengan tinggi kolom bersih 20 kaki [6,10 m]. Diameter kolom adalah 5 kaki [1,52 m]. Pada pilar, flens bawah girder dihubungkan dengan pin ke tutup yang ditekuk. Kondisi batas pada abutmen bebas dalam arah tangensial tetapi tertahan dalam arah radial. Berdasarkan lebar dek, jarak antar girder yang dipilih adalah 3,43 m [11,25 kaki], dengan tiga girder. Oleh karena itu, lebar overhang adalah 1,14 m [3,75 kaki]. Desain dek menunjukkan bahwa dek beton bertulang setebal 206 mm [8,125 inci] sudah memadai. Untuk memulai analisis, dimensi girder diasumsikan terlebih dahulu berdasarkan batas proporsi penampang yang ditetapkan oleh Spesifikasi AASHTO (AASHTO 2012).



Gambar 6.18 Tampilan 3D model jembatan lengkung di atas meja goyang (truk yang digunakan untuk uji beban hidup juga ditampilkan).

Jembatan kemudian dimodelkan menggunakan program komputer SAP2000. Model pelat dan balok dianggap cukup untuk menyediakan gaya struktur atas yang dibutuhkan untuk desain. Untuk analisis beban hidup, program komputer memungkinkan pengguna untuk menentukan



jumlah lajur, lebar lajur, panjang lajur, dan jenis pembebanan (HL-93 dalam contoh ini). Program komputer menghitung permukaan pengaruh dengan menempatkan beban satuan pada lajur yang ditentukan. Dengan menggunakan permukaan pengaruh, truk dan beban lajur kemudian diposisikan untuk menentukan efek gaya maksimum dan minimum pada komponen jembatan tertentu.

Analisis seismik dilakukan menggunakan analisis spektral multimode. Jembatan diasumsikan terletak di lokasi batuan dengan parameter seismik $PGA = 0,4 \text{ g}$, $S_s = 1,3 \text{ g}$, dan $S_1 = 0,4 \text{ g}$. Sebanyak 30 mode digunakan sehingga total massa yang berpartisipasi dalam arah pembebanan gempa lebih dari 95%. Untuk pembebanan gempa, properti penampang efektif kolom digunakan. Analisis penampang dilakukan dan ditemukan bahwa momen inersia efektif I_e adalah 30% dari momen inersia bruto I_g . Kekakuan torsi efektif kolom ditentukan dengan menggunakan pengali 20% untuk konstanta torsi J .

Gaya desain ditentukan menggunakan kombinasi beban yang ditentukan dalam Spesifikasi AASHTO (AASHTO 2012). Gelagar dirancang sebagai penampang nonkompak, meskipun pemeriksaan kekompakan menunjukkan bahwa itu adalah penampang kompak. Spesifikasi AASHTO mengharuskan gelagar pada jembatan lengkung horizontal dirancang sebagai penampang nonkompak, sehingga ketahanan lentur dibatasi pada momen pada luluh pertama. Pemeriksaan kapasitas dalam hal tegangan, bukan momen. Pada lentur positif, lentur lateral tidak dipertimbangkan karena terus-menerus dikencangkan oleh dek; namun, sayap tarik diperiksa untuk efek gabungan dari lentur vertikal dan lateral. Pada lentur negatif, sayap tarik dan tekan diperiksa untuk efek gabungan dari lentur vertikal dan lateral. Gelagar terbuat dari baja ASTM A709 Grade 50. Penampang melintang bangunan atas yang umum ditunjukkan pada Gambar 6.19.

Jarak antar rangka melintang adalah 15 kaki [4,57 m] di seluruh bentang kecuali dua di tengah bentang bentang utama yang jaraknya 16,25 kaki [4,95 m]. Ada dua ukuran rangka melintang satu di tumpuan dan satu di lokasi antara. Rangka melintang tumpuan menyalurkan gaya seismik dek ke bantalan, sehingga menerima gaya yang lebih besar daripada gaya di lokasi antara.

Pengaku melintang disediakan di setiap lokasi rangka melintang. Badan gelagar interior dianggap telah diperkuat dan tahanan geser diambil sebagai jumlah gaya medan tarik pascatekuk dan gaya leleh geser atau gaya tekuk geser. Pada panel ujung, tahanan geser diambil dari gaya leleh geser atau gaya tekuk geser. Pada setiap tumpuan, sepasang pengaku bantalan yang dilas pada kedua sisi badan jembatan menyalurkan beban bantalan penuh dan mencegah luluh lokal badan jembatan dan kelumpuhan badan jembatan. Konektor geser disediakan di sepanjang jembatan. Karena geser torsional terdapat pada jembatan lengkung horizontal, konektor geser diperlukan bahkan di daerah momen negatif. Tiga konektor geser per baris disediakan dan desainnya diatur oleh kondisi batas fatik.



6.5 JEMBATAN BOX GIRDER BETON LENGKUNG

Meskipun Proyek NCHRP 12-71 (NCHRP 2008) memberikan spesifikasi desain LRFD yang direkomendasikan untuk analisis dan desain jembatan box girder beton lengkung, rekomendasi ini belum dimasukkan dalam Spesifikasi AASHTO (AASHTO 2012) yang berlaku saat ini. Umumnya diyakini bahwa box girder monolitik beton memiliki kekakuan torsional yang tinggi, yang secara signifikan mengurangi efek kelengkungan. Namun, selama 15 tahun terakhir, telah terjadi masalah pada jembatan box girder pasca-tegang dengan radius kecil, lengkung horizontal. Kebocoran tendon prategang pada jembatan lengkung telah terjadi pada sejumlah jembatan selama bertahun-tahun. Inspeksi langsung terhadap kegagalan menunjukkan bahwa tendon memberikan tekanan horizontal radial di sepanjang dinding badan terluar.

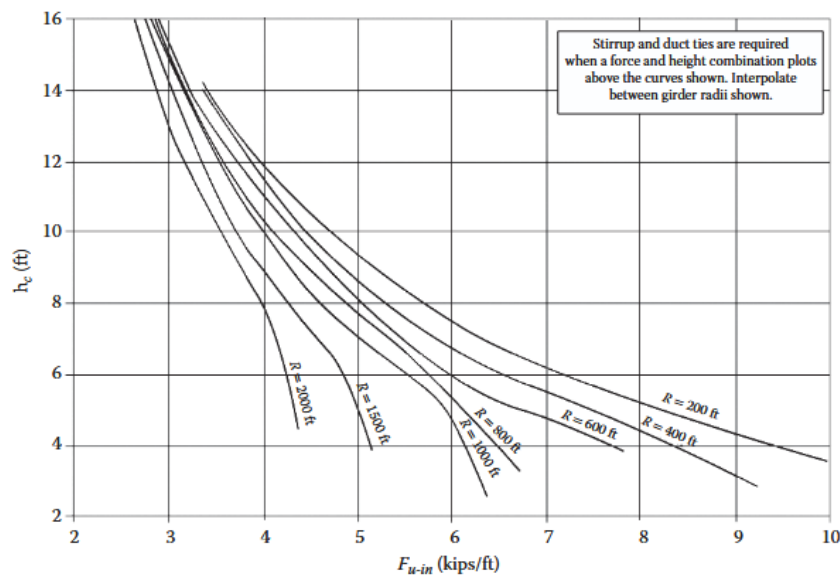
Menanggapi permasalahan ini, Caltrans telah menyusun dan menerapkan pedoman desain. Bagan dan detail tulangan dikembangkan untuk memeriksa web girder guna memastikan tendon tertahan dan tulangan sengkang memadai untuk menahan lentur lentur. *Memo-To-Designers 11-31 (MTD 11-31)* Caltrans menetapkan bahwa perancang jembatan pascatarik lengkung harus mempertimbangkan gaya prategang lateral untuk setiap girder. Gaya ini kira-kira sama dengan gaya dongkrak, P_{jack} , dari setiap girder dibagi dengan radius horizontal girder, R . Pedoman yang disajikan berlaku untuk girder dengan radius horizontal tidak melebihi 2000 kaki [610 m].

Langkah pertama adalah menghitung efek gaya deviasi dalam bidang per satuan panjang tendon, F_{u-in} .

$$F_{u-in} = \frac{P_u \cos \theta}{R} = \frac{(1.2P_{jack} \cos \theta)}{R} \quad (6.6)$$

di mana θ adalah sudut kemiringan badan yang diukur dari vertikal. Kemudian, masukkan grafik pada Gambar 6.20 dengan nilai tinggi gelagar bersih h_c pada sumbu vertikal dan F_{u-in} pada sumbu horizontal. Jika titik tersebut berada di atas kurva untuk R yang sesuai, Detail A yang ditunjukkan pada Gambar 6.21 diperlukan.

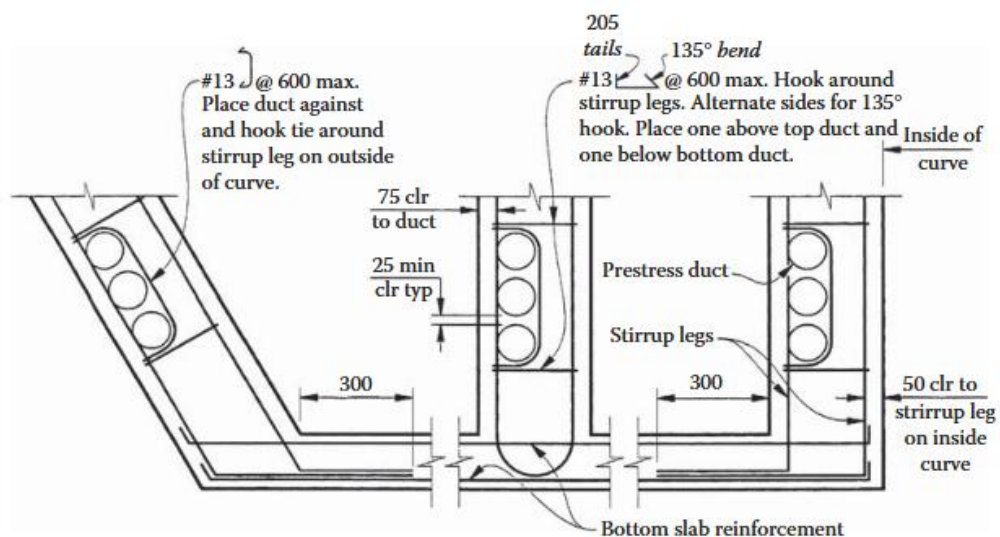




Gambar 6.20 Bagan Caltrans untuk menentukan apakah detail seperti yang ditunjukkan pada Gambar 6.21 diperlukan.

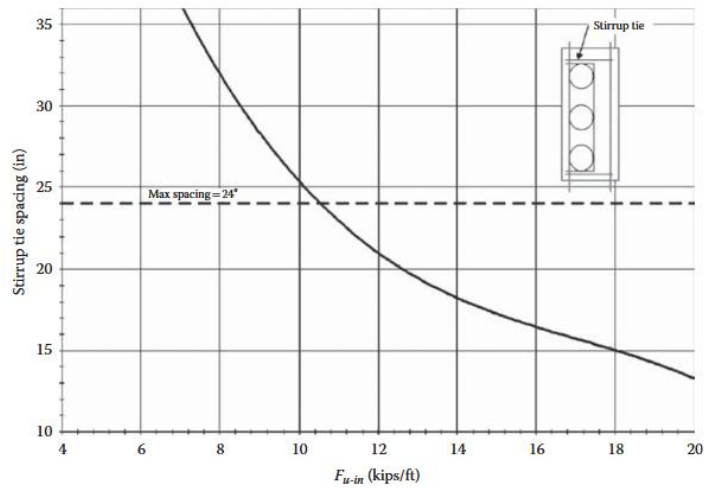
Jarak sengkang maksimum, s_{max} , sebesar 24 in [610 mm] sudah memadai untuk sebagian besar jembatan, tetapi untuk nilai F_{u-in} yang tinggi, Gambar 6.22 dapat digunakan untuk menentukan jarak maksimum. Jarak sengkang yang dibutuhkan, s , kemudian ditentukan menggunakan salah satu bagan yang disediakan dalam MTD 11-31. Gambar 6.23 menunjukkan jarak sengkang #5 [No. 16] yang dibutuhkan untuk girder dengan radius sama dengan 500 ft [152 m].

Jarak sengkang yang dihitung di atas kemudian digabungkan dengan jarak yang dibutuhkan untuk beban lain. Namun, interaksi antara pengaruh beban lateral dan beban lain tidak dapat ditambahkan secara langsung.

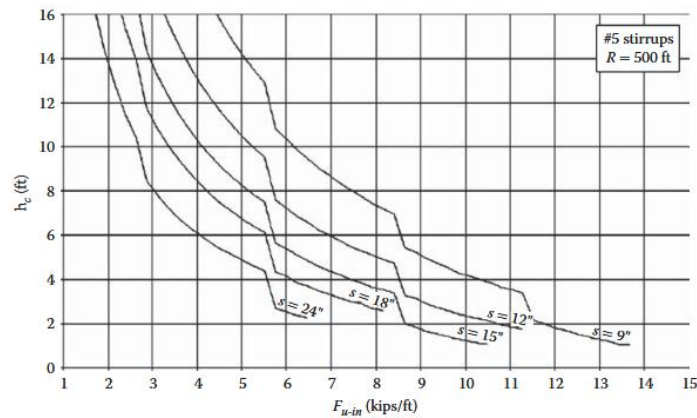


Gambar 6.21 Detail saluran Caltrans pada jembatan beton lengkung (Detail A).





Gambar 6.22 Bagan Caltrans untuk menentukan jarak ikatan sengkang maksimum.



Gambar 6.23 Bagan Caltrans untuk menentukan jarak ikatan sengkang yang diperlukan untuk radius gelagar 500 kaki (152 m).

Kombinasi Podolny–Muller dapat digunakan untuk menggabungkan tulangan sengkang yang dibutuhkan dari lenturan melintang dan tegangan geser dari beban lain.

$$s = \max \left\{ \begin{array}{l} a + \frac{1}{2}b \\ \frac{1}{2}a + b \\ 0.7(a + b) \end{array} \right\} \quad (6.7)$$

dengan a adalah tulangan sengkang yang dibutuhkan untuk lentur melintang dan b adalah tulangan sengkang yang dibutuhkan untuk beban lainnya. Kombinasi maksimum di atas digunakan untuk merancang tulangan sengkang.



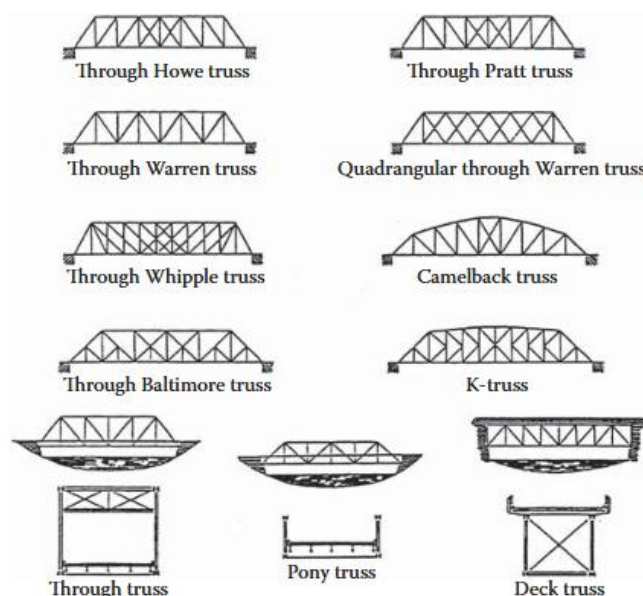
BAB 7

JEMBATAN RANGKA JALAN RAYA

7.1 KONFIGURASI RANGKA BATANG

Historis

Selama tahun 1800an, geometri rangka batang berkembang pesat. Historic American Engineering Record mengilustrasikan 32 geometri rangka batang jembatan terpisah dalam cetakan tahun 1976 yang ditunjukkan pada Gambar 7.1 (NPS 1976). Geometri ini berkisar dari Rangka Batang King Post dan Queen Post yang sangat pendek serta Rangka Batang Waddell "A" hingga sistem tak tentu yang sangat kompleks, termasuk Rangka Batang Town Lattice dan Rangka Batang Burr Arch. Selama beberapa tahun setelah risalah terobosan Squire Whipple tentang analisis rangka batang sebagai rakitan yang terhubung dengan pin, yaitu, dua anggota gaya, sejumlah jenis rangka batang yang lebih kompleks dan kurang fungsional secara bertahap menghilang dan konfigurasi Pratt, Howe, Baltimore, Pennsylvania, K Truss, dan Warren yang terkenal menjadi dominan. Pada pertengahan abad kedua puluh, Warren Truss dengan vertikal menjadi bentuk konfigurasi rangka batang yang dominan untuk jembatan jalan raya, dan Warren dan "K" Trusses dominan di jembatan kereta api. Historic American Engineering Record menunjukkan bahwa Warren Truss tanpa vertikal mungkin telah muncul paling awal pada pertengahan tahun 1880an, tetapi segera digantikan oleh Warren Truss dengan vertikal, karena ini menyediakan cara yang sangat nyaman untuk menguatkan tali tekan, mengurangi panjang stringer, dan membingkai rangka ayun ke dalam geometri anggota vertikal yang relatif sederhana.



Gambar 7.1 Rangka atap bersejarah.



Rangka Atap Modern

Hanya sedikit rangka atap bentang tunggal yang digunakan sebagai jembatan jalan raya saat ini, meskipun masih digunakan untuk jembatan kereta api. Rangka atap jalan raya modern biasanya berupa jembatan kontinu atau kantilever dan biasanya merupakan Rangka Atap Warren dengan atau tanpa vertikal. Beberapa konfigurasi tipikal ditunjukkan pada Gambar 7.2.

Sepanjang tahun 1980an dan 1990an, Rangka Atap Warren tanpa vertikal telah muncul kembali sebagai konfigurasi rangka atap yang lebih estetik, terutama pada konfigurasi tali busur paralel, dan hal ini telah menyebabkan penyederhanaan yang signifikan dalam detail rangka atap, karena rangka atap biasanya dihilangkan dalam bentuk rangka atap ini, kecuali untuk portal.

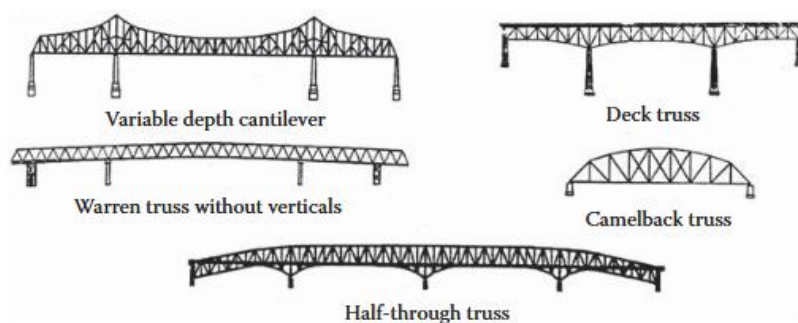
Warren Truss tanpa vertikal digunakan secara luas pada Sistem Kereta Api Jepang dan, baru-baru ini, dalam praktik jalan raya AS seperti yang dicontohkan pada Jembatan Sungai Cooper dekat Charleston, Carolina Selatan, dan Jembatan Sungai Kanawha dekat Charleston, Virginia Barat; konfigurasi jembatan seperti itu ditunjukkan pada Gambar 7.3 karena dianggap sebagai salah satu opsi untuk Jembatan Air Biru Kedua (bentang utama 281 m) antara Port Huron, Michigan, dan Point Edward, Ontario, Kanada.

Jembatan rangka berperilaku seperti struktur kotak tertutup ketika memiliki empat bidang yang mampu menahan geser dan portal ujung yang cukup untuk mentransmisikan geser kembali ke beban vertikal pada bantalan. Mengingat kebutuhan akan konfigurasi kotak untuk menahan beban vertikal dan lateral, ada kemungkinan konfigurasinya bisa berbentuk persegi panjang, yaitu, empat sisi, atau segitiga, jika geometri tersebut mampu mengakomodasi jarak bebas jalan raya. Masalah redundansi perlu diatasi, baik dengan jalur beban tambahan, misalnya, prategang, maupun dengan peningkatan sifat material yang memadai, terutama ketangguhannya, agar konfigurasi segitiga dapat diterima oleh pemilik, tetapi hal ini tentu saja masih dalam ranah teknis yang wajar.

7.2 KOMPONEN, TATA NAMA, DAN MATERIAL KHAS

Komponen dan Tata Nama

Jembatan rangka batang biasanya dicirikan oleh banyaknya anggota penguat dan penahan angin, selain anggota yang terlihat pada elevasi depan. Anggota khas rangka batang tembus bentang tunggal sederhana diidentifikasi pada Gambar 7.4, diambil dari Hartle dkk.

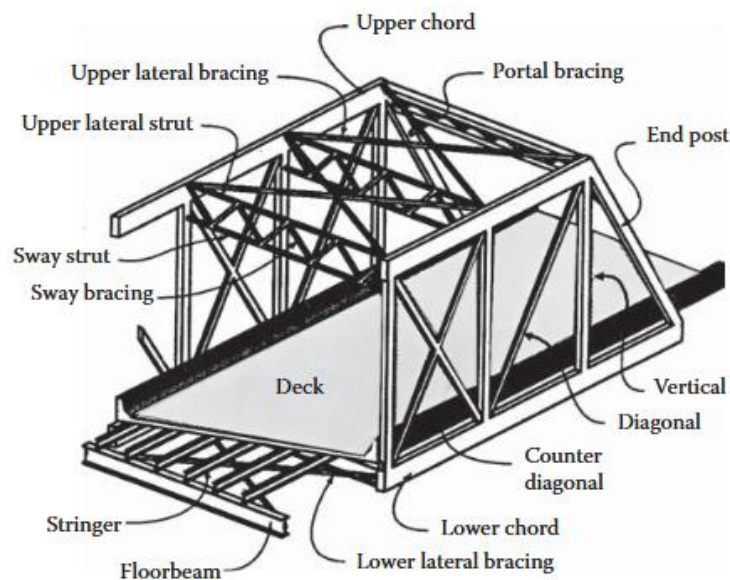


Gambar 7.2 Konfigurasi rangka jalan raya modern yang umum.





Gambar 7.3 Jembatan Air Biru Kedua—opsi studi rangka batang tali busur paralel.



Gambar 7.4 Anggota rangka batang tipikal.

Anggota lateral pada bidang akord atas dan bawah menahan beban angin dan menguatkan akord tekan. Rangka ayun diasumsikan mengkuadratkan rangka batang dan meningkatkan kekakuan torsionalnya. Portal ujung menyalurkan beban torsional akibat beban vertikal yang tidak merata dan beban angin ke dalam bantalan. Dampak visual dari berbagai anggota, terutama anggota penguat, yang berkontribusi terhadap pertentangan estetika pada banyak desain rangka batang. Namun, jika kejadian tak terduga menyebabkan kerusakan pada anggota rangka batang utama, anggota penguat ini dapat berfungsi sebagai jalur beban tambahan untuk menyalurkan beban anggota di sekitar area yang rusak.

Anggota Rangka Batang

Beberapa penampang melintang yang digunakan sebagai anggota rangka batang modern ditunjukkan pada Gambar 7.5. Anggota rangka batang telah berevolusi dari batang,



palang, dan eyebar menjadi anggota berbentuk kotak dan H. Secara umum, anggota kotak lebih efisien secara struktural dan lebih tahan terhadap kecenderungan getaran akibat angin dibandingkan bentuk-H. Sementara itu, bentuk-H dianggap lebih ekonomis dalam hal fabrikasi untuk tonase baja tertentu, umumnya lebih mudah disambungkan ke pelat gusset karena akses baut yang mudah, dan lebih mudah dirawat karena semua permukaan dapat dicat. Penggunaan baja tahan cuaca mengimbangi keunggulan ini.

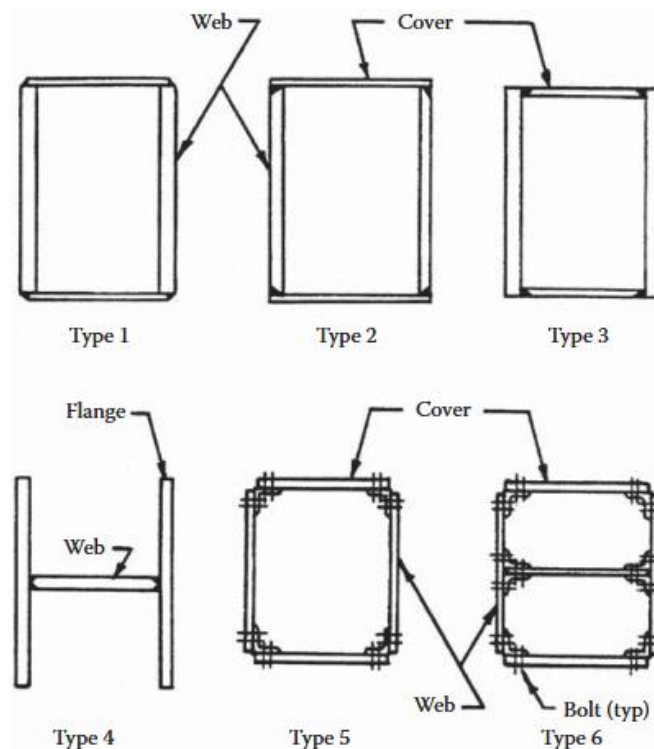
Bahkan di akhir tahun 1990an, anggota kotak banyak digunakan dan, dalam beberapa kasus, efisiensi bentuk-H yang tampak diimbangi oleh kebutuhan untuk membuat anggota tersebut stabil secara aerodinamis. Pilihan ini jelas spesifik untuk setiap proyek, meskipun penampang berbentuk-H memiliki keunggulan yang relatif jelas dalam hal anggota tarik karena lebih mudah disambungkan ke pelat gusset dan lebih mudah dicat seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, tanpa persyaratan desain stabilitas yang diperlukan untuk anggota tekan. Namun, bentuk-H lebih rentan terhadap getaran akibat angin dibandingkan bentuk kotak. Bentuk kotak memiliki keunggulan dalam hal anggota tekan karena biasanya memiliki rasio kelangsingan yang lebih rendah terhadap sumbu lemah dibandingkan anggota berbentuk-H yang bersesuaian. Penyegelan bentuk kotak untuk mencegah korosi pada bagian dalam komponen telah didekati dari berbagai arah. Dalam beberapa kasus, bentuk kotak dapat dilas sepenuhnya, kecuali pada lokasi akses di ujung-ujung yang digunakan untuk memfasilitasi penyambungan ke pelat gusset. Penyegelan komponen kotak telah mencapai tingkat keberhasilan yang beragam.

Dalam beberapa kasus, bahkan komponen kotak yang telah dilas pada keempat sisinya dan memiliki diafragma penyegel dan penyegel internal yang dilas telah diamati mengumpulkan kelembapan. Masalahnya adalah komponen tersebut tidak perlu hanya kedap air untuk mencegah infiltrasi air dalam bentuk cair, tetapi juga harus kedap udara untuk mencegah kecenderungan alami komponen untuk "bernapas" ketika mengalami fluktuasi suhu, yang cenderung menarik udara ke dalam komponen bahkan melalui retakan atau lubang kecil terkecil dalam sistem penyegelan. Udara ini selalu mengandung kelembapan dan dapat menjadi sumber kondensasi yang berulang, yang menyebabkan terkumpulnya air di dalam komponen. Dalam beberapa kasus, komponen kotak telah dilengkapi dengan lubang drainase, meskipun secara nominal disegel, agar kondensat ini dapat keluar.

Dalam beberapa kasus, komponen kotak telah disegel dan diberi tekanan dengan gas inert, biasanya nitrogen, untuk memastikan bahwa segel yang memadai telah terbentuk, serta untuk menghilangkan oksigen dari bagian dalam komponen, sehingga mencegah korosi. Komponen kotak telah dibuat dengan batang katup untuk memantau tekanan internal, serta untuk membersihkan dan mengisi ulang perlindungan korosi gas inert. Berbagai jenis dempul telah digunakan untuk mencoba menyegel sambungan baut dengan tingkat keberhasilan yang beragam.

Karena meningkatnya minat pada redundansi jembatan rangka, komponen baut tikam telah digunakan dalam beberapa kasus. Karena baut tidak sepenuhnya mengisi lubang, hal ini menyisakan jalur masuknya air, sehingga ventilasi dan drainase yang memadai pada komponen tersebut menjadi penting.





Gambar 7.5 Penampang melintang anggota rangka modern.

7.3 METODE ANALISIS

Metode Batang Dua Gaya—Rangka Batang Terhubung-Pin

Pada tahun 1840an, sebuah metode untuk menganalisis rangka batang sebagai rakitan yang terhubung-pin dikembangkan dan masih digunakan secara luas hingga saat ini. Metode ini didasarkan pada asumsi bahwa sambungan rangka batang adalah pin tanpa gesekan. Asumsi ini berarti bahwa, selama beban diterapkan pada sambungan dan bukan sepanjang batang, satu-satunya tekukan disebabkan oleh berat sendiri. Dengan demikian, gaya utama pada batang diasumsikan bekerja sepanjang batang tersebut. Ini sering disebut "batang dua gaya". Kedua gaya tersebut merupakan beban aksial di setiap ujung batang.

Sepanjang abad ke-19 dan bahkan hingga awal abad ke-20, penggunaan pin fisik pada sambungan rangka batang merupakan hal yang umum untuk memfasilitasi interkoneksi komponen-komponen batang, dan juga untuk mereplikasi asumsi matematis. Saat rangka batang mengalami defleksi di bawah beban, sambungan-sambungan tersebut berputar melalui sudut yang biasanya sangat kecil. Jika pin benar-benar tanpa gesekan, anggota rangka akan berputar relatif satu sama lain dan tidak ada momen ujung yang akan dihasilkan pada anggota tersebut. Pin fisik tidak pernah benar-benar bebas gesekan, sehingga beberapa momen dihasilkan di ujung-ujung anggota rangka dan ini biasanya dianggap sebagai gaya sekunder. Ketika konstruksi ujung pin digantikan oleh sambungan paku keling dan kemudian sambungan baut atau las, sambungan rangka dirinci, sehingga garis kerja anggota berpotongan baik pada titik yang sama, untuk mengurangi eksentrisitas, atau untuk memanfaatkan



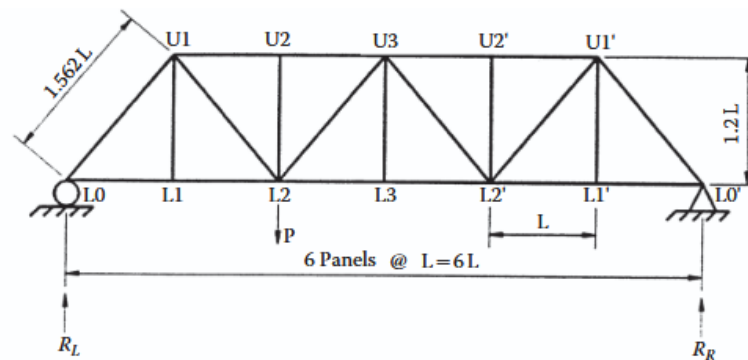
eksentrisitas guna mengkompensasi lenturan yang disebabkan oleh berat mati anggota. Dalam kedua kasus tersebut, secara luas dianggap bahwa model analisis terhubung-pin dapat diterapkan. Sebagaimana akan dibahas nanti, selama jembatan memiliki lengkungan yang tepat, seringkali merupakan alat analisis yang akurat.

Dua variasi model rangka terhubung-pin umum digunakan; metode sambungan, dan metode penampang. Masing-masing diilustrasikan di bawah ini.

Metode Sambungan

Sesuai namanya, metode sambungan ini didasarkan pada analisis diagram benda bebas dari setiap sambungan rangka batang. Selama rangka batang tersebut determinan, akan terdapat cukup sambungan dan persamaan kesetimbangan untuk menemukan gaya pada semua komponen. Perhatikan contoh sederhana yang ditunjukkan pada Gambar 7.6. Rangka batang enam panel ini menopang beban “P” pada Sambungan L3. Dengan menjumlahkan momen-momen pada setiap ujung jembatan, dapat ditentukan bahwa reaksi kiri adalah 2/3 “P” dan reaksi kanan adalah 1/3 “P.”

Dengan mengisolasi Sambungan L0, dapat dilihat bahwa terdapat dua variabel yang tidak diketahui, yaitu gaya pada Komponen L0-U1 dan gaya pada Komponen L0-L1. Untuk rangka batang kecil ini, dan seperti yang biasanya diilustrasikan di sebagian besar buku teks, rangka batang diasumsikan berada pada posisi horizontal, sehingga memudahkan untuk mengambil satu sumbu referensi melalui



Summing moments about right end:

$$4 PL = 6 R_L L$$

$$R_L = \frac{2}{3} P$$

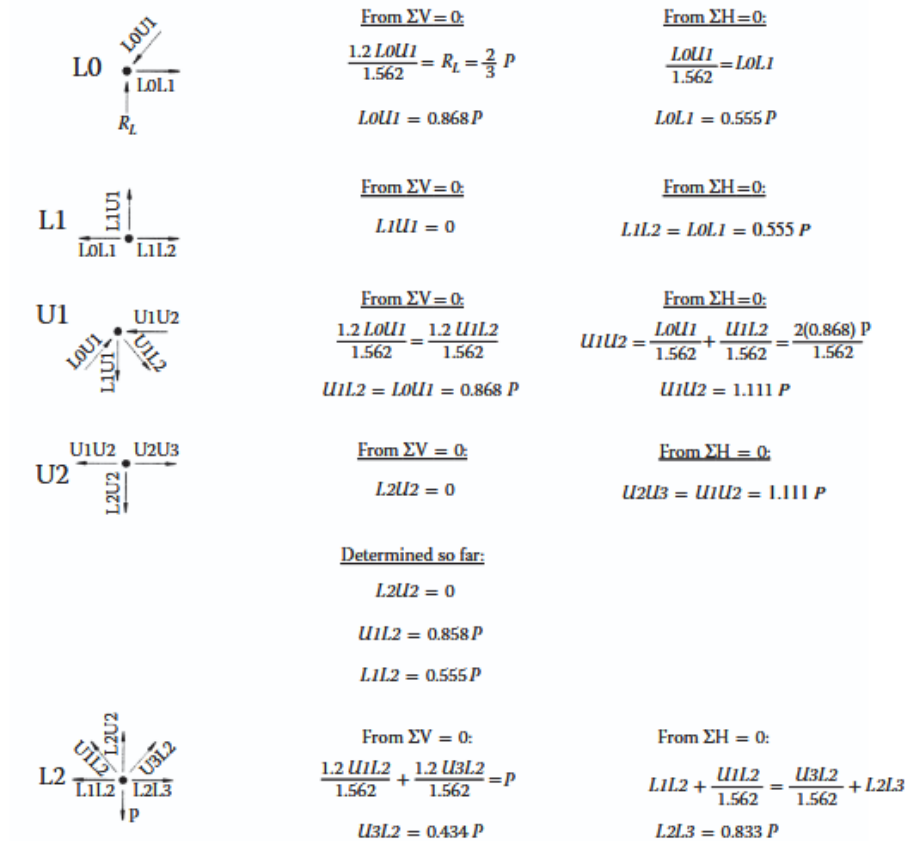
Computer reactions

Summing moments about left end:

$$2 PL = 6 R_R L$$

$$R_R = \frac{1}{3} P$$





Gambar 7.6 Metode sambungan.



DAFTAR PUSTAKA

- Abshari, S. (2025). Advanced Analysis Techniques in Modern Bridge Engineering. *International journal of sustainable applied science and engineering*, 2(1), 25-34.
- Akhmedov, S., Ergashov, A., Safarov, S., Abzairov, B., Bakhrarov, N., & Ospanov, R. (2025, November). Analysis of ways to protect bridge structures from external forces. In *AIP Conference Proceedings* (Vol. 3331, No. 1, p. 040083). AIP Publishing LLC.
- An, Y., Chatzi, E., Sim, S. H., Laflamme, S., Blachowski, B., & Ou, J. (2019). Recent progress and future trends on damage identification methods for bridge structures. *Structural Control and Health Monitoring*, 26(10), e2416.
- Andrzej, M., & Marta, M. (2014). Modern ndt systems for structural integrity examination of concrete bridge structures. *Procedia Engineering*, 91, 418-423.
- Arici, M., & Granata, M. F. (2005). A general method for nonlinear analysis of bridge structures. *Bridge Structures*, 1(3), 223-244.
- Bennett, D. (1997). *The architecture of bridge design*. Thomas Telford.
- Benvenuto, E. (2020). 1850–1880 Bridge-building and modern structural mechanics. In *Arch Bridges* (pp. 3-13). CRC Press.
- Bień, J., & Salamak, M. (2022). The management of bridge structures—challenges and possibilities. *Archives of Civil Engineering*, 5-35.
- Billington, D. P. (1984). Bridges and the New Art of Structural Engineering: Good bridge designs exemplify the three criteria of structural art: minimum use of materials, minimum cost, and maximum aesthetic expression. *American Scientist*, 72(1), 22-31.
- Chatterjee, S. (2008). *The design of modern steel bridges*. John Wiley & Sons.
- Chen, W. F., & Duan, L. (Eds.). (2014). *Bridge engineering handbook: construction and maintenance* (Vol. 5). CRC press.
- Collings, D. (2006, December). An environmental comparison of bridge forms. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Bridge Engineering* (Vol. 159, No. 4, pp. 163-168). Thomas Telford Ltd.
- Davidson, J. S., Abdalla, R. S., & Madhavan, M. (2002). *Design and construction of modern curved bridges* (No. UTCA Report 01223,). Tuscaloosa, AL, USA: University Transportation Center for Alabama.
- Enckell, M. (2006). *Structural health monitoring using modern sensor technology: long-term monitoring of the New Årsta Railway Bridge* (Doctoral dissertation, KTH).

- Feng, M. (2014). Modern bridges in China. *Structure and Infrastructure Engineering*, 10(4), 429-442.
- Fu, M., Liu, Y., Li, N., Zhang, Z., & Siviero, E. (2014). Application of modern timber structure in short and medium span bridges in China. *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, 1(1), 72-80.
- Gauvreau, P. (2003). Teaching bridge design in the grand tradition of modern engineering. *Proc., Teaching and Scholarship in the Grand Tradition of Modern Engineering*.
- Gkatzogias, K. I., & Kappos, A. J. (2016). Semi-active control systems in bridge engineering: a review of the current state of practice. *Structural Engineering International*, 26(4), 290-300.
- González, I. (2011). *Study and application of modern bridge monitoring techniques* (Doctoral dissertation, KTH Royal Institute of Technology).
- Haldimann-Sturm, S. C., & Nussbaumer, A. (2008). Fatigue design of cast steel nodes in tubular bridge structures. *International Journal of Fatigue*, 30(3), 528-537.
- Han, C., Li, X., Fu, X., Gu, L., & Ouyang, Z. (2021). Study on modern bridge structure health monitoring system based on damage identification. *Tehnički vjesnik*, 28(1), 151-159.
- Hassan, M., & Sennah, K. (2025). Advances in bridge design and construction: Technologies and applications. *Applied Sciences*, 15(17), 9791.
- Iranmanesh, A., & Ansari, F. (2014). Energy-based damage assessment methodology for structural health monitoring of modern reinforced concrete bridge columns. *Journal of Bridge Engineering*, 19(8), A4014004.
- ISOHATA, H., & MIDA, T. (2001). Development of design and theory of bridge structures in modern Japan. *HISTORICAL STUDIES IN CIVIL ENGINEERING*, 21, 125-136.
- Juozapaitis, A., Kliukas, R., Sandovič, G., Lukoševičienė, O., & Merkevičius, T. (2013). Analysis of modern three-span suspension bridges with stiff in bending cables. *The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 8(3), 205-211.
- Karas, S. (2016). History of sustainable bridge solutions. *Chapter, 1*, 1-24.
- Kniga, A., Kolyushev, I., Kountsevich, A., Maslov, D., Pashkovsky, M., & Slivker, V. (2003). Experience of analysis of bridge structures. *Computer Methods in Mechanics*, 3-6.
- Kochetkova, A. A., & Ushanova, N. P. (2022). INNOVATIVE TECHNOLOGIES APPLIED IN MOVABLE BRIDGE CONSTRUCTION. *Иновации и инвестиции*, (11), 276-278.
- Kuzmanovic, B. O. (1977). History of the theory of bridge structures. *Journal of the Structural Division*, 103(5), 1095-1111.

- Lehman, D. E., Gookin, S. E., Nacamuli, A. M., & Moehle, J. P. (2001). Repair of earthquake-damaged bridge columns. *Structural Journal*, 98(2), 233-242.
- Lehnert, T., & Schröter, F. (2014). How Modern Steel Developments Can Help Optimizing Cost and Sustainability of Bridge Constructions. *Dillinger Hütte*.
- Lin, W., & Yoda, T. (2017). *Bridge engineering: classifications, design loading, and analysis methods*. Butterworth-Heinemann.
- Lozano-Galant, J. A., & Paya-Zaforteza, I. (2017). Analysis of Eduardo Torroja's Tempul Aqueeduct an important precursor of modern cable-stayed bridges, extradosed bridges and prestressed concrete. *Engineering Structures*, 150, 955-968.
- Mehta, P. K., & Burrows, R. W. (2001). Building durable structures in the 21st century. *Concrete international*, 23(3), 57-63.
- Niemierko, A. (2016). Modern bridge bearings and expansion joints for road bridges. *Transportation research procedia*, 14, 4040-4049.
- Pipinato, A. (Ed.). (2021). *Innovative bridge design handbook: Construction, rehabilitation and maintenance*. Elsevier.
- Qingguo, C., & Yucheng, T. (1984). The traditions of bridge technique and modern Bridge Engineers of China. *European Journal of Engineering Education*, 9(1), 13-19.
- Radić, J., Kušter, M., & Kincl, B. (2010, January). Structural-architectural approach to bridge design. In *IABSE Symposium Report* (Vol. 97, No. 22, pp. 8-15). International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Rainer, J. H., & Pernica, G. (1979). Dynamic testing of a modern concrete bridge. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 6(3), 447-455.
- Rashidi, M., Mohammadi, M., Sadeghlou Kivi, S., Abdolvand, M. M., Truong-Hong, L., & Samali, B. (2020). A decade of modern bridge monitoring using terrestrial laser scanning: Review and future directions. *Remote Sensing*, 12(22), 3796.
- Roberts, J. E., & Shepard, R. (2001). Bridge management for the 21st century. In *Structures 2001: A Structural Engineering Odyssey* (pp. 1-12).
- Rong, A. (2004). Structural Analysis of an Ancient Arch Bridge using Modern Technology. In *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future* (pp. 1-8).
- Salamak, M., Owerko, T., & Łaziński, P. (2016). Displacements of cable-stayed bridge measured with the use of traditional and modern techniques. *Architecture Civil Engineering Environment*, 9(4), 89-97.
- Salawu, O. S., & Williams, C. (1995). Review of full-scale dynamic testing of bridge structures. *Engineering structures*, 17(2), 113-121.

- Shakirov, A. B. U., Khudoyberdiyev, S. S. U., & Achilov, O. R. (2022). A suspension bridge as one of modern prospective type of construction. *Academic research in educational sciences*, 3(Special Issue 2), 13-17.
- Skinner, B., & Geeves, D. (2006). Advanced bridge analysis and design methods simplified. In *Fourth international conference on Current and future trends in Bridge design, construction and maintenance: Proceedings of the 4th international Conference organised on behalf of the Structural and Buildings Board of the Institution of civil Engineers, and held in Kuala Lumpur, Malaysia, 10–11 October 2005* (pp. 103-112). Thomas Telford Publishing.
- SPULER, T., Moor, G., & O'suillebhain, C. (2010). Bridge components to satisfy the demanding requirements of modern bridges. *IABSE Venice*.
- Tang, M. C. (2007, January). Evolution of bridge technology. In *IABSE symposium report* (Vol. 93, No. 31, pp. 38-48). International Association for Bridge and Structural Engineering.
- Thakkar, K., Rana, A., & Goyal, H. (2023). Fragility analysis of bridge structures: a global perspective & critical review of past & present trends. *Advances in Bridge Engineering*, 4(1), 10.
- TOYODA, A., HONDA, H., & KATO, S. (2020). Static and dynamic structural performance of modern timber bridges. *Journal of JSCE*, 8(1), 26-34.
- Trach, R., Tyvoniuk, V., Wierzbicki, T., Trach, Y., Kowalski, J., Szymanek, S., ... & Podvornyi, A. (2025). Using AI-Based Tools to Quantify the Technical Condition of Bridge Structural Components. *Applied Sciences*, 15(3), 1625.
- Virlogeux, M. P. (1990). External prestressing: from construction history to modern technique and technology. *ACI SP-120: External Prestressing in Bridges*, 1-60.
- Vlad, M., Kollo, G., & Marusceac, V. (2015). A modern approach to tied-arch bridge analysis and design. *Acta Technica Corviniensis-Bulletin of Engineering*, 8(4), 33.
- Whitney, C. S. (2003). *Bridges of the world: Their design and construction*. Courier Corporation.
- Xiao, Y., Zhou, Q., & Shan, B. (2010). Design and construction of modern bamboo bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 15(5), 533-541.
- Zhou, Q., Shan, B., & Xiao, Y. (2008). Design and construction of a modern bamboo pedestrian bridge. In *Modern Bamboo Structures* (pp. 243-250). CRC Press.
- Миралимов, М. Х., & Оспанов, П. С. (2023). SEISMIC RESISTANCE OF SUPPORTS IN BRIDGE STRUCTURES, MODERN PROBLEMS OF BRIDGE STRUCTURES: SEISMIC RESISTANCE OF SUPPORTS IN BRIDGE STRUCTURES, MODERN PROBLEMS OF BRIDGE STRUCTURES. *Железнодорожный транспорт: актуальные вопросы и инновации*, 4(4), 26-33.

STRUKTUR JEMBATAN MODERN

Dr. Ir. Agus Wibowo, M.Kom, M.Si, MM

BIO DATA PENULIS



Penulis memiliki berbagai disiplin ilmu yang diperoleh dari Universitas Diponegoro (UNDIP) Semarang. dan dari Universitas Kristen Satya Wacana (UKSW) Salatiga. Disiplin ilmu itu antara lain teknik elektro, komputer, manajemen dan ilmu sosiologi. Penulis memiliki pengalaman kerja pada industri elektronik dan sertifikasi keahlian dalam bidang Jaringan Internet, Telekomunikasi, Artificial Intelligence, Internet Of Things (IoT), Augmented Reality (AR), Technopreneurship, Internet Marketing dan bidang pengolahan dan analisa data (komputer statistik).

Penulis adalah pendiri dari Universitas Sains dan Teknologi Komputer (Universitas STEKOM) dan juga seorang dosen yang memiliki Jabatan Fungsional Akademik Lektor Kepala (Associate Professor) yang telah menghasilkan puluhan Buku Ajar ber ISBN, HAKI dari beberapa karya cipta dan Hak Paten pada produk IPTEK. Sejak tahun 2023 penulis tercatat sebagai Dosen luar biasa di Fakultas Ekonomi & Bisnis (FEB) Universitas Diponegoro Semarang. Penulis juga terlibat dalam berbagai organisasi profesi dan industri yang terkait dengan dunia usaha dan industri, khususnya dalam pengembangan sumber daya manusia yang unggul untuk memenuhi kebutuhan dunia kerja secara nyata.



YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK

PENERBIT :

YAYASAN PRIMA AGUS TEKNIK
Jl. Majapahit No. 605 Semarang
Telp. (024) 6723456. Fax. 024-6710144
Email : penerbit_ypat@stekom.ac.id

ISBN 978-634-7227-63-8 (PDF)



9

786347

227638