

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Salah satu prasarana transportasi yang berfungsi sebagai penghubung antara dua wilayah yang terpisah oleh sungai, lembah, atau jalur lain adalah jembatan, sehingga pergerakan manusia dan barang menjadi lebih efektif. Menurut Lapis dkk. (2013), secara umum jembatan terdiri atas dua komponen utama, yaitu struktur bangunan atas yang menerima dan menyalurkan beban lalu lintas, serta struktur bangunan bawah yang berfungsi mendukung dan meneruskan beban tersebut ke tanah dasar. Dengan sistem tersebut, jembatan tidak hanya berperan dalam aspek teknis ketahanan struktur, tetapi juga memberikan manfaat sosial dan ekonomi, karena dapat meningkatkan mobilitas, mempercepat distribusi, serta mendorong pertumbuhan perekonomian di daerah sekitarnya.

Menurut (BPSDM PUPR, 2021) Untuk mendapatkan struktur jembatan yang aman, sebelum di lakukan pembangunan jembatan perlu di lalui proses perencanaan dengan tujuan agar jembatan yang dibangun dapat digunakan sesuai dengan fungsinya, ekonomis dan mampu menahan beban sesuai dengan umur rencananya. Perencanaan jembatan harus mengacu pada teori-teori yang relevan, kajian dan penelitian yang memadai serta aturan / tata cara yang berlaku di Indonesia, termasuk aturan pembebanan, bahan jembatan, fondasi dan beban gempa yang diperhitungkan terhadap jembatan.

Perencanaan struktur atas meliputi pemilihan tipe struktur atas, proses perencanaan dan perhitungan struktur sesuai dengan peraturan yang berlaku. Untuk mempermudah proses perencanaan teknis, telah tersedia standar struktur atas untuk bentang jembatan lebih kecil dari 60 meter. Dengan adanya standar tersebut, perhitungan teknis tidaklah dibutuhkan. Sedangkan pada jembatan yang belum ada standarnya (lebih besar 60 meter) haruslah dilakukan perhitungan struktur sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Beban-beban dari struktur atas kemudian diteruskan ke struktur bawah. Perencanaan struktur bawah meliputi pemilihan tipe kepala jembatan dan pilar, proses perencanaan dan perhitungan struktur sesuai dengan peraturan yang berlaku termasuk juga beban gempa.

Perencanaan fondasi meliputi pemilihan tipe fondasi yang sesuai dengan karakteristik beban dan tanah untuk mendapatkan daya dukung yang dipersyaratkan. Pada fondasi kriteria keamanan ditentukan dari daya dukung, untuk fondasi dangkal di samping daya dukung juga dibutuhkan tinjauan terhadap stabilitas fondasi termasuk juga metode mengantisipasi dan mencegah gerusan. Di samping struktur utama tersebut di atas, terdapat bangunan pelengkap lainnya yang berfungsi menunjang operasional jembatan antara lain sandaran dan trotoar, fender, slope protection, rambu lalu lintas dan lainnya.

2.2 Pokok – Pokok Perencanaan

Menurut Perencanaan Teknik Jembatan Kementrian PUPR RI Direktorat Jendral Binamarga Suatu jembatan yang baik adalah jembatan yang memiliki atau telah memenuhi kriteria– kriteria desain yang menjadi dasar dari pembuatan sebuah jembatan. Jembatan direncanakan untuk mudah dilaksanakan serta memberikan manfaat bagi pengguna lalu lintas sesuai dengan pokok-pokok perencanaan :

1. Kekuatan dan Stabilitas Struktur

Unsur-unsur tersendiri harus mempunyai kekuatan memadai untuk menahan beban ULS-keadaan batas ultimate, dan struktur sebagai kesatuan keseluruhan harus berada stabil pada pembebanan tersebut. Beban ULS didefinisikan sebagai bebanbeban yang mempunyai 5% kemungkinan terlampaui selama umur struktur rencana.

2. Kenyamanan dan Keamanan

Bangunan bawah dan fondasi jembatan harus berada tetap dalam keadaan layan pada beban SLS-keadaan batas kelayanan. Hal ini berarti bahwa struktur tidak boleh mengalami retakan, lendutan atau getaran sedemikian sehingga masyarakat menjadi khawatir atau jembatan menjadi tidak layak untuk penggunaan atau

mempunyai pengurangan berarti dalam umur kelayanan. Pengaruh-pengaruh tersebut tidak diperiksa untuk beban ULS, tetapi untuk beban SLS yang lebih kecil dan lebih sering terjadi dan didefenisikan sebagai beban-beban yang mempunyai 5% kemungkinan terlampaui dalam satu tahun.

3. Kemudahan (pelaksanaan dan pemeliharaan)

Pemilihan rencana harus mudah dilaksanakan. Rencana yang sulit dilaksanakan dapat menyebabkan pengunduran tak terduga dalam proyek dan peningkatan biaya, sehingga harus dihindari sedapat mungkin.

4. Ekonomis

Rencana termurah sesuai pendanaan dan pokok-pokok rencana lainnya adalah umumnya terpilih. Penekanan harus diberikan pada biaya umur total struktur yang mencakup biaya pemeliharaan, dan tidak hanya pada biaya permulaan konstruksi.

5. Pertimbangan aspek lingkungan, sosial dan aspek keselamatan jalan

6. Keawetan dan kelayanan jangka panjang.

Bahan struktural yang dipilih harus sesuai dengan lingkungan, misalnya jembatan rangka baja yang digalvanisasi tidak merupakan bahan terbaik untuk penggunaan dalam lingkungan laut agresif garam yang dekat pantai.

7. Estetika

Struktur jembatan harus menyatu dengan pemandangan alam dan menyenangkan untuk dilihat. Penampilan yang baik umumnya dicapai tanpa tambahan dekorasi.

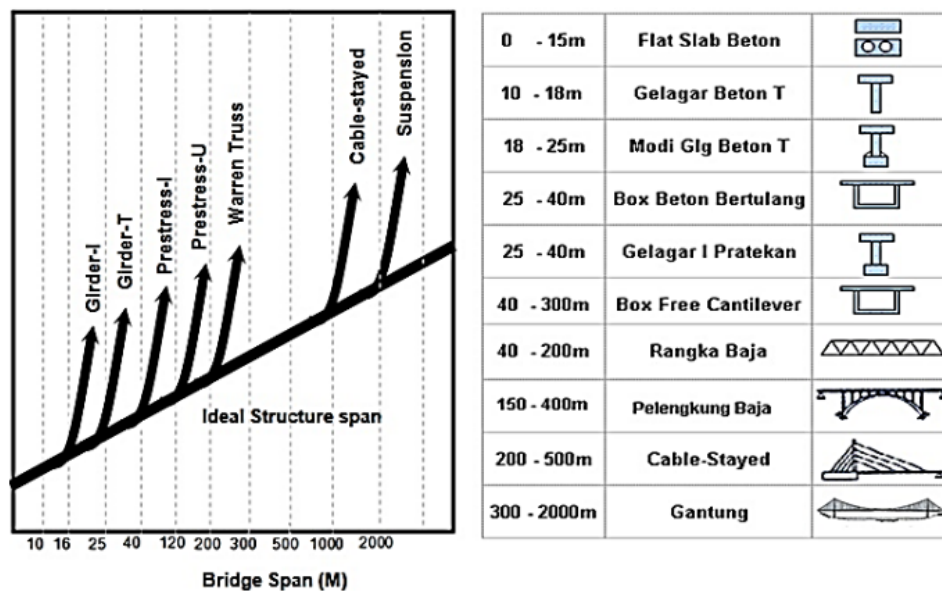
2.3 Tipe dan Pemilihan Struktur Jembatan

Tipe dan Pemilihan struktur jembatan menurut Panduan Praktis Perencanaan Jembatan tahun 2021 Direktorat Jendral Bina Marga Kementerian PUPR RI adalah sebagai berikut:

2.3.1 Pemilihan Tipe Bangunan Atas Jembatan Standar

Dalam perencanaan, pemilihan tipe jembatan harus mempertimbangkan berbagai aspek. Secara umum, faktor utama yang menjadi acuan meliputi fungsi jembatan, biaya konstruksi, dan nilai estetika. Namun, pada praktiknya, proses penentuan jenis jembatan sering kali lebih kompleks karena dipengaruhi oleh faktor tambahan, pada pengendalian defleksi, Koordinasi lalu lintas selama pelaksanaan pembangunan, Metodologi beserta penjadwalan pekerjaan konstruksi, aspek keselamatan, kondisi lokasi, dan potensi dampak gempa. Selain itu, pemilihan struktur atas jembatan juga harus disesuaikan dengan kondisi pelaksanaan, terutama apabila jembatan dibangun di atas sungai dengan kedalaman signifikan, berada di jalur pelayaran, Atau melintas di daerah dengan tingkat kemacetan tinggi.

Gambar 2.1 memberikan pedoman dalam menentukan jenis struktur atas jembatan yang sesuai. Khususnya pada kawasan perkotaan, keberadaan jembatan memiliki peran penting dalam membentuk dan memengaruhi karakter lanskap kota.



Gambar 2. 1 – Rentang jembatan yang paling efisien secara ekonomi

Sumber : Perencanaan Teknik Jembatan, 2010.

Apabila tidak dilakukan perencanaan khusus pada struktur atas jembatan, maka sesuai dengan Surat Edaran Bina Marga No. 05/SE/Db/2017, dapat digunakan

tipe bangunan atas jembatan standar (gambar standar) dari Bina Marga yang penentuan penggunaannya disesuaikan dengan bentang ekonomis serta kondisi lalu lintas air di bawah jembatan. Jenis-jenis yang dapat dipilih meliputi :

1. Untuk bentang antara 6 hingga 10 meter, dapat menggunakan box culvert (single, double, maupun triple).
2. Pada bentang 6 sampai 12 meter, tipe corrugated steel plate menjadi salah satu pilihan.
3. Voided slab sesuai diterapkan untuk bentang 6 hingga 16 meter.
4. Bentang 6 sampai 20 meter umumnya memanfaatkan gelagar beton bertulang tipe T.
5. Untuk bentang 16–60 meter, dapat dipilih gelagar beton prategang tipe I atau tipe tee, sedangkan bentang 30–60 meter cocok menggunakan gelagar beton prategang tipe box.
6. Gelagar komposit baik tipe I maupun tipe box dapat diaplikasikan pada bentang 20–60 meter.
7. Jembatan rangka baja umumnya digunakan untuk bentang antara 40 hingga 100 meter.

Dalam Keputusan Menteri PUPR No. 485/KPTS/M/2015 yang mengatur Komisi Keamanan Jembatan dan Terowongan Jalan, ditentukan kriteria tertentu untuk klasifikasi jembatan termasuk jembatan khusus pada praktik konstruksi yaitu:

1. Jembatan dengan bentang minimum 100 meter dikategorikan sebagai jembatan khusus.
2. Termasuk pula jembatan pelengkung dengan bentang 60 meter atau lebih, jembatan gantung, serta cable-stayed.
3. Jembatan yang memiliki panjang total 3000 meter ke atas juga termasuk dalam kategori ini.
4. Pilar jembatan dengan ketinggian melebihi 40 meter menjadi salah satu kriteria.
5. Terowongan jalan yang bagian tertutupnya memiliki panjang minimal 200 meter termasuk kategori khusus.
6. Terowongan yang dibangun menggunakan metode boring atau jacking juga termasuk.

7. Jembatan maupun terowongan yang memiliki tingkat kompleksitas struktur tinggi, nilai strategis besar, atau menerapkan teknologi konstruksi baru diklasifikasikan sebagai khusus

2.3.2 Balok Pracetak

Beton pracetak adalah beton yang terdiri dari campuran semen Portland, agregat halus berukuran maksimal 5 mm, agregat kasar berukuran antara 5 hingga 40 mm, air, dan bahan tambahan lainnya yang membentuk massa padat. Proses produksinya dilakukan secara mekanis di pabrik atau bengkel, dengan memberikan waktu pengerasan terlebih dahulu agar mencapai kekuatan yang cukup sebelum dipasang di lapangan (Koesoema dkk., 2023).

Salah satu jenis girder pracetak yang paling sering digunakan dalam konstruksi jembatan adalah PCI-Girder. Secara umum, girder dapat diklasifikasikan menjadi dua jenis, yaitu tipe monolit dan tipe segmental. Girder monolit merupakan balok yang dicetak secara utuh dan menggunakan sistem prategang pretension. Sementara itu, girder segmental terdiri dari beberapa segmen yang dirakit menjadi satu kesatuan balok dengan penerapan sistem prategang. Kedua jenis girder ini memiliki keunggulan masing-masing.

1. Pelat sederhana

Dengan karakteristik struktur sederhana dan tampilan rapi, jembatan pelat sederhana dirancang menggunakan tulangan baja sebagai penguat arah longitudinal. Meski konsumsi baja tulangannya lebih besar daripada jembatan gelagar beton bertulang dengan panjang bentang sama, keunggulannya terletak pada kemudahan perencanaan serta pelaksanaan. Pada umumnya, panjang bentang yang ekonomis mencapai 9 meter untuk bentang tunggal dan 12 meter untuk bentang yang bersambung.

2. Pelat berongga (voided slab)

Untuk mengurangi berat sendiri dari struktur, pelat berongga dirancang dengan lubang pada bagian dalamnya. Jenis struktur ini kerap dipilih pada kondisi tanah yang kurang baik serta pada pekerjaan konstruksi yang menuntut penyelesaian cepat. Untuk jembatan tipe pelat berongga, bentang sederhana dengan

panjang 6–15 meter paling sering digunakan, dengan rasio tinggi terhadap panjang bentang sekitar 0,03, berlaku pada bentang tunggal maupun menerus.

3. Box culvert

Untuk jembatan dengan bentang pendek, box culvert sering dipilih karena mudah dikerjakan dan relatif ekonomis. Struktur ini umumnya digunakan sebagai sarana melintasi saluran air kecil atau sungai dengan debit rendah. Material penyusunnya dapat berupa beton bertulang pracetak maupun beton cor di tempat.

4. Gelagar T beton bertulang

Agar terhindar dari benturan benda hanyutan sungai yang berpotensi merusak bagian bawah, gelagar T beton bertulang harus memiliki tinggi bebas vertikal sedikitnya 2 meter dari muka air tertinggi. Struktur ini umumnya diterapkan pada bentang 10 hingga 20 meter. Proses konstruksi jembatan memerlukan sistem bekisting yang cukup kompleks, terutama ketika jembatan berada pada sudut miring. Pembangunan gelagar T umumnya dilakukan dalam dua tahap, dimulai dengan pengecoran gelagar diikuti pengecoran lantai untuk kendaraan. Dari segi tampilan, sisi samping jembatan tampak sederhana dan rapi, sedangkan bagian bawahnya lebih kompleks.

5. Gelagar I baja komposit

Adanya penghubung geser pada gelagar I baja komposit berfungsi memastikan interaksi antara profil baja dan pelat beton bertulang. Profil I sendiri dibentuk melalui proses pengelasan pelat baja. Jenis struktur ini biasanya digunakan pada jembatan dengan bentang 25 meter sampai 50 meter.

6. Gelagar I beton pratekan

Dengan interval bentang 16 hingga 50 meter, Pada awal perencanaan, gelagar I beton pratekan dirancang untuk menahan beban mati sekaligus beban yang muncul selama tahap konstruksi. Setelah lantai kendaraan membentuk aksi komposit, kombinasi beban mati dan beban hidup dapat dipikul secara bersamaan. Secara umum, struktur ini tidak memerlukan banyak pemeliharaan, hanya bagian sambungan lantai kendaraan yang perlu diperhatikan. Gelagarr I pratekan dibagi menjadi segmental dan nonsegmental. Tipe segmental mendapatkan kapasitas lentur dari tendon, sedangkan tipe nonsegmental memperoleh kekuatan lentur dari

perpaduan tendon dan baja tulangan. Dalam hal pelaksanaan, gelagar segmental lebih mudah ditransportasikan karena dimensinya lebih pendek, namun tipe nonsegmental lebih efisien karena memerlukan jumlah tendon lebih sedikit.

7. Gelagar U beton pratekan

Berbeda dengan gelagar I yang cenderung kaku dan berpenampang sangat langsing di tengah bagian, Tipe gelagar U beton pratekan menonjol dengan badan yang lebih lebar dan bentuk boks, memberikan kesan visual lebih baik dibanding gelagar I. Panjang bentangnya dipertahankan setara, yakni sekitar 16 meter hingga 50 meter.

8. Rangka baja

Rangka baja tersusun dari elemen-elemen berbentuk batang yang disusun dalam pola segitiga kaku secara berulang. Setiap batang saling terhubung melalui sambungan pada ujung-ujungnya, sehingga membentuk struktur yang stabil. Pada sistem ini, masing-masing elemen bekerja menahan gaya aksial, baik berupa gaya tekan maupun gaya tarik.

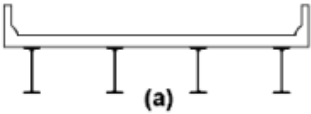
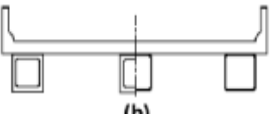
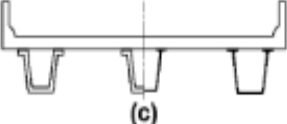
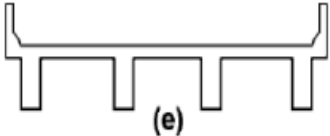
9. Gelagar T beton pratekan

Pemasangan gelagar T beton pratekan dapat dilakukan dengan dua cara, yaitu diangkat satu per satu pada bentang jembatan atau dirakit melalui bekisting di lokasi dengan bantuan perancah sementara. Pada tipe gelagar ini, flens sekaligus difungsikan sebagai pelat lantai kendaraan.

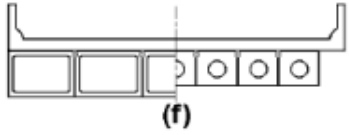
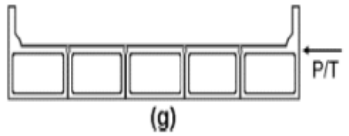
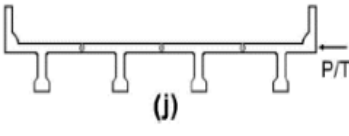
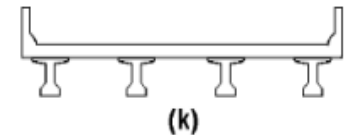
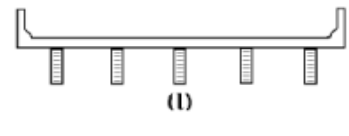
10. Gelagar boks baja komposit

Untuk konstruksi jembatan panjang dengan bentuk lengkung, penggunaan gelagar boks baja komposit memberikan keunggulan dalam menahan beban lentur dan puntir.

Tabel 2. 1 Tipe-tipe struktur atas jembatan

Bagian Penunjang	Tipe dek	Penampang tipikal
Gelagar baja	Untuk dek jembatan, material yang digunakan bisa berupa pelat beton cor langsung di lapangan, pelat pracetak, grid baja, panel yang disatukan dengan lem atau paku, maupun kayu yang ditegangkan	 (a)
Boks baja atau beton pracetak tertutup	Lantai beton cor langsung di lapangan	 (b)
Boks beton atau beton pracetak terbuka	Pelat beton pracetak, Lantai beton cor langsung di lapangan	 (c)
Boks beton multisel cor di tempat	Beton cor menyatu	 (d)
Gelagar t beton cor di tempat	Beton cor menyatu	 (e)

Tabel 2. 2 Tipe-tipe struktur atas jembatan (Lanjutan)

Bagian Penunjang	Tipe dek	Penampang tipikal
Boks beton solid pracetak, berongga atau selular dengan shear key	Pelapis beton cor di tempat	 (f)
Boks beton solid pracetak, berongga atau selular dengan shear key dan dengan atau tanpa gaya prategang pasca tarik transversal	Beton integral	 (g)
Penampang T beton pracetak dengan shear key dan dengan atau tanpa gaya prategang pasca tarik transversal	Beton integral	 (j)
Penampang I atau bulb tee beton pracetak	Beton cor di tempat, beton pracetak	 (k)
Gelagar kayu	Jenis dek yang digunakan pada jembatan meliputi pelat beton yang dicor di tempat, papan/panel kayu, panel yang direkatkan dengan lem atau dipaku, serta kayu prategang.	 (l)

Sumber : Peraturan perencanaan Teknik Jembatan Bagian 3, 2017

11. Sistem Perletakan

Fungsi perletakan pada jembatan adalah menyalurkan beban yang diterima struktur atas ke struktur bawah, menjadikannya salah satu komponen yang sangat penting. Komponen ini umumnya dibuat dari baja atau bantalan karet, tergantung kebutuhan desain. Beberapa jenis perletakan yang umum diaplikasikan pada jembatan meliputi elastomer bearing, pot bearing, lead rubber bearing, serta friction pendulum bearing. Setiap tipe memiliki karakteristik dan fungsi tertentu dalam menyalurkan beban dari struktur atas ke struktur bawah, sehingga pemilihan tipe perletakan disesuaikan dengan kondisi beban, panjang bentang, dan pergerakan jembatan yang diizinkan. Dengan demikian, perletakan tidak hanya berfungsi sebagai elemen struktural, tetapi juga berperan penting dalam menjaga kenyamanan dan keamanan jembatan secara keseluruhan.

12. Penghubungan Antar Lantai

Ketika suhu beton meningkat sekitar 10°C , panjang beton dapat bertambah kurang lebih 1 mm. Oleh karena itu, sambungan siar muai diperlukan untuk menyediakan celah di antara dua permukaan beton agar pemuaian dapat terjadi. Bahan pengisi yang bersifat kompresibel, seperti karet, plastik, gabus, atau mastic, umum digunakan pada celah ini. Seorang perencana perlu memperhitungkan kebutuhan dan interval sambungan pemuaian secara seksama.

13. Sistem drainase

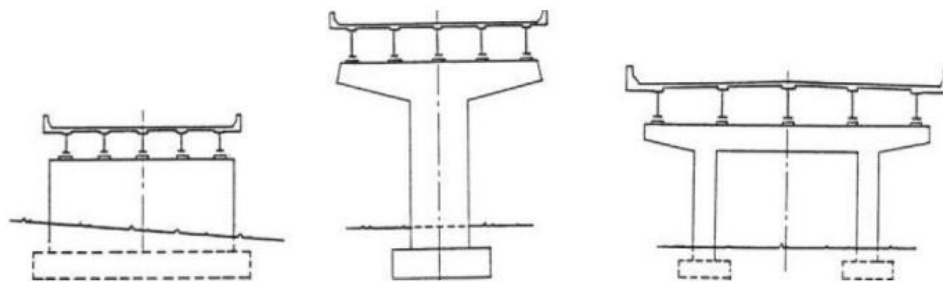
Perencanaan drainase jembatan bergantung pada panjang bentangnya. Untuk bentang panjang, diperlukan wadah pengumpul air setempat dengan kapasitas dan jumlah yang cukup, sedangkan pada bentang pendek air dialirkan langsung menuju saluran pembuang di ujung jembatan tanpa wadah pengumpul. Sistem drainase ini berfungsi mencegah air dari jalan pendekat maupun dari permukaan jembatan membentuk genangan. Wadah pengumpul maupun pipa-pipa pembuangan harus kaku, tahan karat, dan berdiameter minimal 150 mm. Selain itu, Desain jalur drainase harus memastikan air tidak mengalir ke struktur bangunan

lain maupun tanggul pendekat, serta disarankan agar penampangnya tidak menyempit agar terhindar dari penyumbatan akibat sampah.

2.3.3 Pemilihan tipe bangunan bawah jembatan standar

1. Pemilihan tipe pilar jembatan

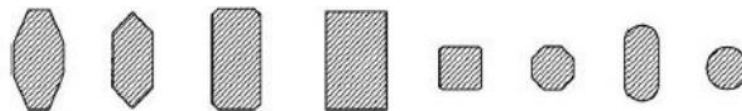
Dalam perencanaan pilar jembatan, aspek fungsi, kapasitas struktur, dan persyaratan geometris harus diperhatikan sesuai dengan kondisi lokasi. Estetika juga menjadi salah satu pertimbangan penting, khususnya untuk jembatan di area perkotaan. Pilar berperan meneruskan semua beban dari atas jembatan menuju fondasi serta menahan gaya yang bekerja dari samping, termasuk benturan kapal bila berada di kawasan perairan. Penampang melintang pilar secara umum dapat dikategorikan menjadi tiga tipe, yaitu dinding, hammerhead, dan portal, seperti ditunjukkan pada Gambar 2.2.



Gambar 2. 2 – Desain profil pilar

Sumber: Bridge Engineering Handbook, 2003

Ilustrasi ini memperlihatkan bentuk profil pilar jembatan yang umum digunakan pada konstruksi di daratan.

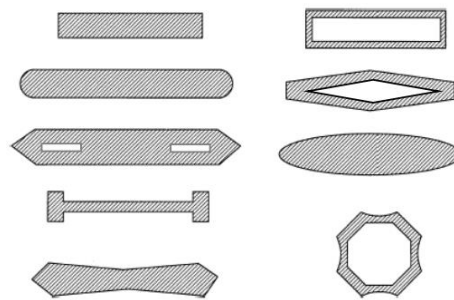


Gambar 2. 3 –Tipikal profil melintang pilar pada darat

Sumber: Bridge Engineering Handbook, 2003

Apabila bagian ini ditempatkan pada aliran sungai, maka penampangnya sebaiknya dirancang ramping dan sejajar dengan arah arus sehingga dapat

mengurangi potensi gerusan lokal. Namun, secara ideal pilar tidak diletakkan tepat di tengah aliran sungai. Contoh tipikal penampang pilar pada sungai ditunjukkan pada Gambar 2.4.



Gambar 2. 4 – Desain profil melintang pilar pada aliran sungai

Sumber: *Bridge Engineering Handbook*, 2003

a) Kepala pilar (pier head)

Jenis yang dipilih ditentukan oleh struktur bagian atas jembatan dan bentuk kaki pilar yang mendukungnya. Bagian ini menerima beban langsung dari gelagar, lalu menyalurkannya ke kaki pilar sebelum diteruskan ke fondasi.

b) Pilar gelagar cap tiang sederhana

Kesulitan utama pada tipe ini terjadi saat ketinggian struktur bertambah, karena penempatan dan kemiringan tiang sulit ditentukan dengan tepat. Stabilitasnya sangat bergantung pada panjang tiang yang menonjol di permukaan tanah dan kekuatan jepitan tiang di dalam tanah. Meskipun ekonomis dan sederhana, Untuk sungai dengan beban hanyutan signifikan, penggunaan tipe pilar ini kurang sesuai, karena benda hanyut bisa terperangkap di antara tiang dan mengganggu kelancaran aliran.

c) Pilar tunggal

Untuk mengurangi risiko kelangsingan, pilar tunggal membutuhkan ukuran dimensi yang besar. Pilar ini umumnya dibangun dari beton bertulang dengan tinggi maksimum sekitar 10 meter. Pada lokasi sungai, pilar tunggal diletakkan searah aliran guna mencegah hambatan akibat hanyutan.

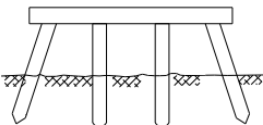
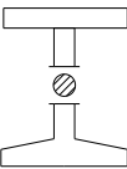
d) Pilar portal

Jika dibandingkan dengan pilar tunggal, pilar portal memiliki kepala pilar (pier head) berukuran lebih kecil. Kondisi ini bermanfaat karena dapat menekan tinggi gelagar yang diperlukan.

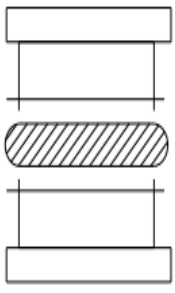
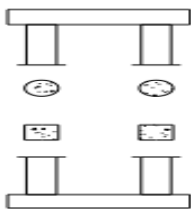
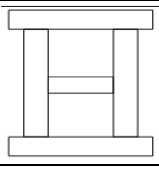
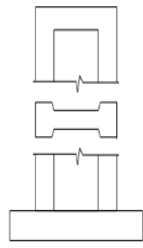
e) Pilar dinding

Apabila arus sungai tidak tetap, tipe pilar dinding berisiko menjadi penghalang utama yang mengganggu kelancaran aliran air serta menahan benda hanyutan. Tabel 2.2 berikut memperlihatkan klasifikasi jenis pilar jembatan berdasarkan tinggi pilarnya.

Tabel 2. 3 Jenis-jenis pilar jembatan

Jenis Pilar		Tinggi Pilar (m)			
		0	10	20	30
Untuk tipe pilar balok cap tiang, klasifikasinya sederhana, dan fondasinya terdiri dari tiang yang ditempatkan minimal dalam dua baris.					
Untuk pilar tunggal yang berada di aliran sungai, bentuk penampang lingkaran atau silinder lebih dianjurkan karena lebih efisien menghadapi arus air serta dapat meminimalkan risiko gerusan dan penumpukan material hanyutan.			5	15	

Tabel 2. 4 Jenis-jenis pilar jembatan (Lanjutan)

Jenis Pilar		Tinggi Pilar (m)			
		0	10	20	30
Bentuk ujung bundar dan orientasi dinding yang searah aliran sungai membuat pilar ini dapat meredam gaya aliran air sekaligus menekan risiko erosi di sekitarnya.			5	25	
Satu tingkat portal (pilar majemuk)			5	15	
Dua tingkat portal (pilar majemuk)				15	25
Untuk area aliran sungai, pilar dengan penampang I kurang cocok, sedangkan di daratan tipe ini lebih sesuai diterapkan.					25

Sumber : Bridge Management System, 1992

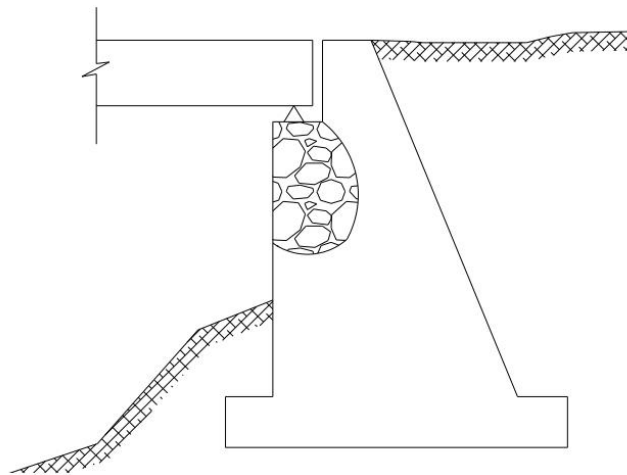
2. Tipe *Abutment* Jembatan

Dalam penentuan tipe *abutment*, perencana harus mempertimbangkan kelebihan dan kekurangan setiap jenis agar dapat memilih struktur yang sesuai. Pada ujung dan pangkal jembatan, struktur *abutment* berfungsi sebagai penopang struktur atas dan penghubung dari oprit ke lantai jembatan. Dinding belakang bertugas menahan timbunan di oprit dan badan jalan, sementara dinding sayap menahan timbunan samping. Beberapa elemen yang menentukan tipe jembatan

meliputi persyaratan desain, geometri dan bentuk jembatan, persyaratan jalan, kondisi sungai, kondisi geoteknik, nilai estetika, dan anggaran.

a) *Abutment* jenis gravitasi

Biasanya *abutment* tipe gravitasi terbuat dari pasangan batu kali atau beton dan digunakan pada jembatan bentang pendek dengan kondisi tanah fondasi yang baik. Tipe ini memanfaatkan berat sendiri untuk menahan gaya-gaya yang bekerja, sehingga desainnya sederhana dan pelaksanaannya tidak rumit. Keamanan terhadap guling, geser, dan tegangan tanah menjadi pertimbangan utama dalam perencanaan *abutment* gravitasi, sebagaimana tergambar pada Gambar 2.5.

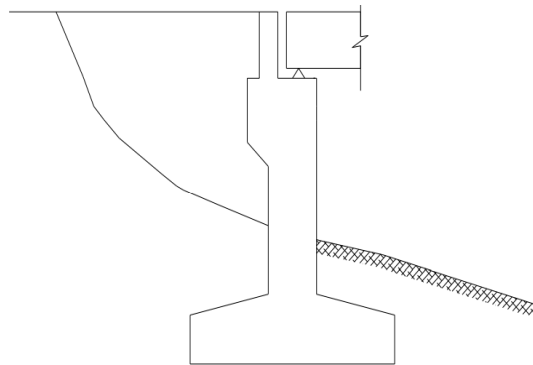


Gambar 2. 5 – *Abutment* jenis gravitasi

Sumber : Teknik pelaksanaan jembatan, 2019

b) *Abutment* tembok penahan kantilever atau jenis T

Untuk konstruksi dengan tinggi antara 6 hingga 12 meter, *abutment* T terbalik lebih direkomendasikan, biasanya terbuat dari beton bertulang. Bentuknya merupakan tembok penahan dengan gelagar kantilever, dinding memanjang, dan pelat sebagai elemen kekuatannya (Novsa L.Q., 2016). Stabilitas *abutment* ini dicapai melalui berat sendiri dan beban tanah di atas pelat tumpuan, dan dengan penambahan tie back di belakang, struktur ini dapat berfungsi sebagai *abutment* kantilever. Ilustrasinya dapat ditemukan pada Gambar 2.6.

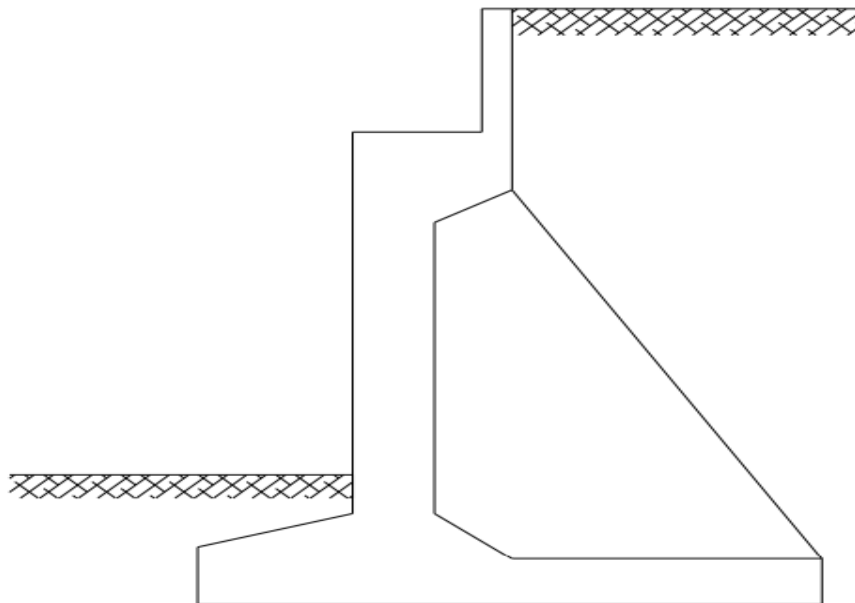


Gambar 2. 6 – *Abutment* tembok penahan kantilever atau jenis T

Sumber : Teknik pelaksanaan jembatan, 2019

c) *Abutment* jenis penopang (*counterfort*)

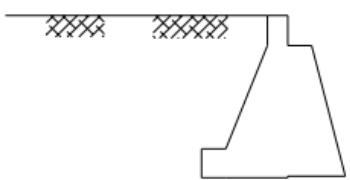
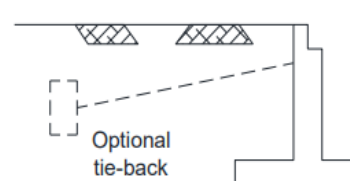
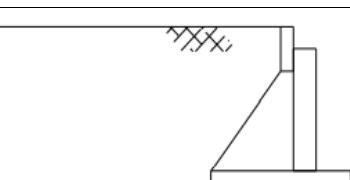
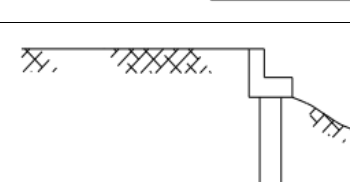
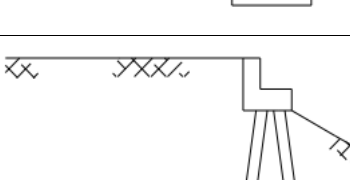
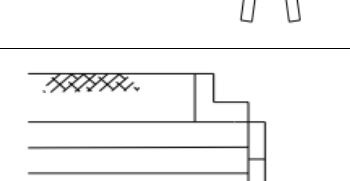
Untuk konstruksi dengan tinggi abutment 9–20 meter, tipe abutment penopang umumnya diterapkan menggunakan beton bertulang. Struktur ini mirip dengan abutment T terbalik, namun dilengkapi counterfort di bagian belakang guna menjaga stabilitas terhadap guling dan geser serta mengurangi beban pada tembok memanjang dan tumpuan. Ilustrasi abutment penopang dilihat di Gambar 2.7, sementara Tabel 2.3 menunjukkan tipe abutment berdasarkan ketinggian.



Gambar 2. 7 - *Abutment* jenis penopang (*counterfort*)

Sumber : Teknik Pelaksanaan jembatan, 2019

Tabel 2. 5 Jenis-jenis *abutment* jembatan

Jenis <i>Abutment</i>		Tinggi <i>Abutment</i> (m)			
		0	10	20	30
Abutment tembok penahan gravitasi			3 - 4		
Abutment tembok penahan kantilever atau jenis T			8		
Abutment tembok penahan counterfort atau jenis penopang			6 - 8		
Abutment kolom "spill through"					
Abutment balok cap tiang sederhana					
Abutment tanah bertulang			5	15	

Sumber : Bridge Management System, 1992

3. Tipe Fondasi

Berbagai tipe fondasi dan tipikal penggunaannya dapat dilihat pada Tabel 2.4. Fondasi terbagi menjadi fondasi dangkal, yang menyalurkan beban ke tanah

permukaan, serta fondasi dalam, yang memindahkan beban ke lapisan tanah lebih dalam.

Tabel 2. 6 Jenis-jenis fondasi beserta contoh penerapannya

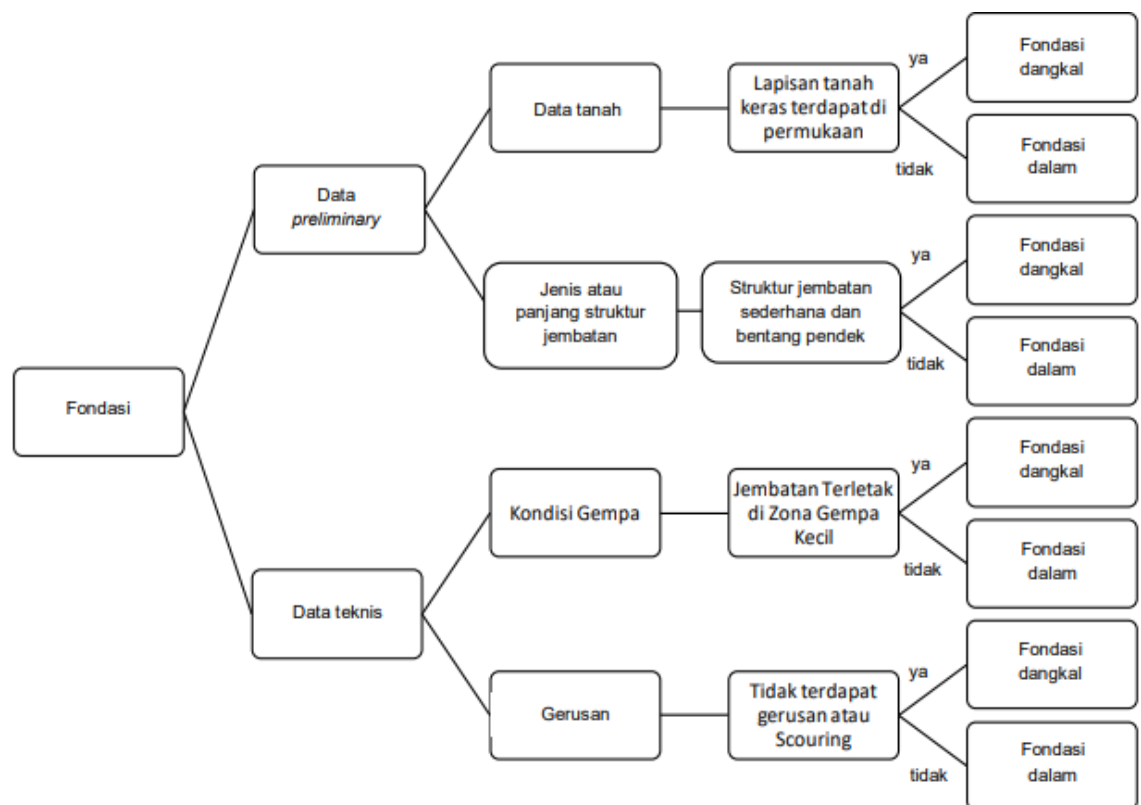
Jenis fondasi beserta contoh penerapannya			
Tipe fondasi	Penggunaan fondasi	Kondisi tanah yang bisa digunakan	Kondisi tanah yang tidak cocok digunakan
Fondasi telapak	Pilar tunggal (individual), pilar dinding, dan pilar jembatan.	• Dapat digunakan jika kapasitas daya dukung tanah memadai untuk menahan beban struktur. • Sangat tepat untuk diterapkan pada tanah dengan satu lapisan, lapisan medium di atas lapisan lunak, atau lapisan lunak di atas lapisan keras. • Perlu dilakukan pemeriksaan terhadap penurunan tanah, baik penurunan langsung, penurunan parsial, maupun penurunan akibat konsolidasi.	• Direkomendasikan pada lokasi di mana tanah di bawah fondasi berpotensi tergerus atau mengalami likuifaksi. • Diterapkan jika lapisan yang memiliki daya dukung berada di bawah permukaan air tanah..
Mat fondasi	Mirip fondasi telapak, tipe ini digunakan untuk menahan pilar dengan beban sangat berat. Tujuannya umumnya untuk meminimalkan penurunan parsial maupun penurunan total struktur..	• Tanah di bawah fondasi ini biasanya memiliki daya dukung lebih rendah dibandingkan fondasi tipe telapak. • Biasanya lebih dari separuh beban struktur ditopang oleh fondasi tunggal. • Perlu dilakukan pemeriksaan terhadap penurunan tanah yang terjadi.	• Memiliki prinsip kerja yang sama dengan fondasi telapak.

Tabel 2. 7 Jenis-jenis fondasi beserta contoh penerapannya (Lanjutan)

Jenis fondasi beserta contoh penerapannya			
Tipe fondasi	Penggunaan fondasi	Kondisi tanah yang bisa digunakan	Kondisi tanah yang tidak cocok digunakan
Fondasi tiang	Fondasi grup digunakan untuk menyalurkan beban pilar dan beban jembatan yang berat ke lapisan tanah dengan kapasitas dukung yang memadai, sekaligus menahan gaya uplift dan beban lateral.	• Cocok digunakan pada tanah lunak yang terletak dekat permukaan. • Lapisan tanah dengan daya dukung memadai berada pada kedalaman 5 hingga 90 meter di bawah permukaan. • Perlu dilakukan pemeriksaan terhadap penurunan pada fondasi tiang kelompok (group pile).	• Cocok untuk lapisan tanah keras yang berada dekat permukaan. • Digunakan pada area konstruksi di mana getaran dapat memengaruhi fasilitas di sekitarnya. • Dominasi tanah di lokasi ini adalah batuan besar.
Fondasi tiang bor	Beban yang diterima oleh pilar melebihi beban yang lazim diperhitungkan dalam perencanaan tiang pancang..	• Sangat tepat untuk permukaan tanah lunak yang berada dekat permukaan, sementara fondasi ini juga dapat menyalurkan beban ke lapisan tanah atau batuan pada kedalaman 8–90 meter. • Cocok digunakan pada tanah lunak di dekat permukaan, dan mampu menahan beban pada lapisan tanah atau batuan yang berada di kedalaman 8 sampai 90 meter.	• Fondasi ini cocok untuk tanah lempung lunak, pasir berair, atau lokasi dengan bongkahan batu besar, serta dapat diterapkan pada kondisi air tanah artesis. • Tipe fondasi ini ideal untuk tanah lunak, pasir basah, dan area berbatu besar, serta mendukung kondisi artesis. • Cocok digunakan pada tanah lunak atau pasir berair dengan dominasi boulder, dan dapat diaplikasikan di lokasi artesis.
Micropiles	Sering diterapkan untuk penguatan struktur terhadap gempa, perkuatan fondasi yang sudah ada, serta pada area kerja yang terbatas.	• Dapat digunakan pada berbagai jenis tanah, timbunan, bebatuan, dan kondisi lainnya.	• Tiang yang memiliki rasio kelangsingan tinggi berpotensi tekuk apabila tahanan lateral tanah terganggu oleh kondisi likuifaksi.

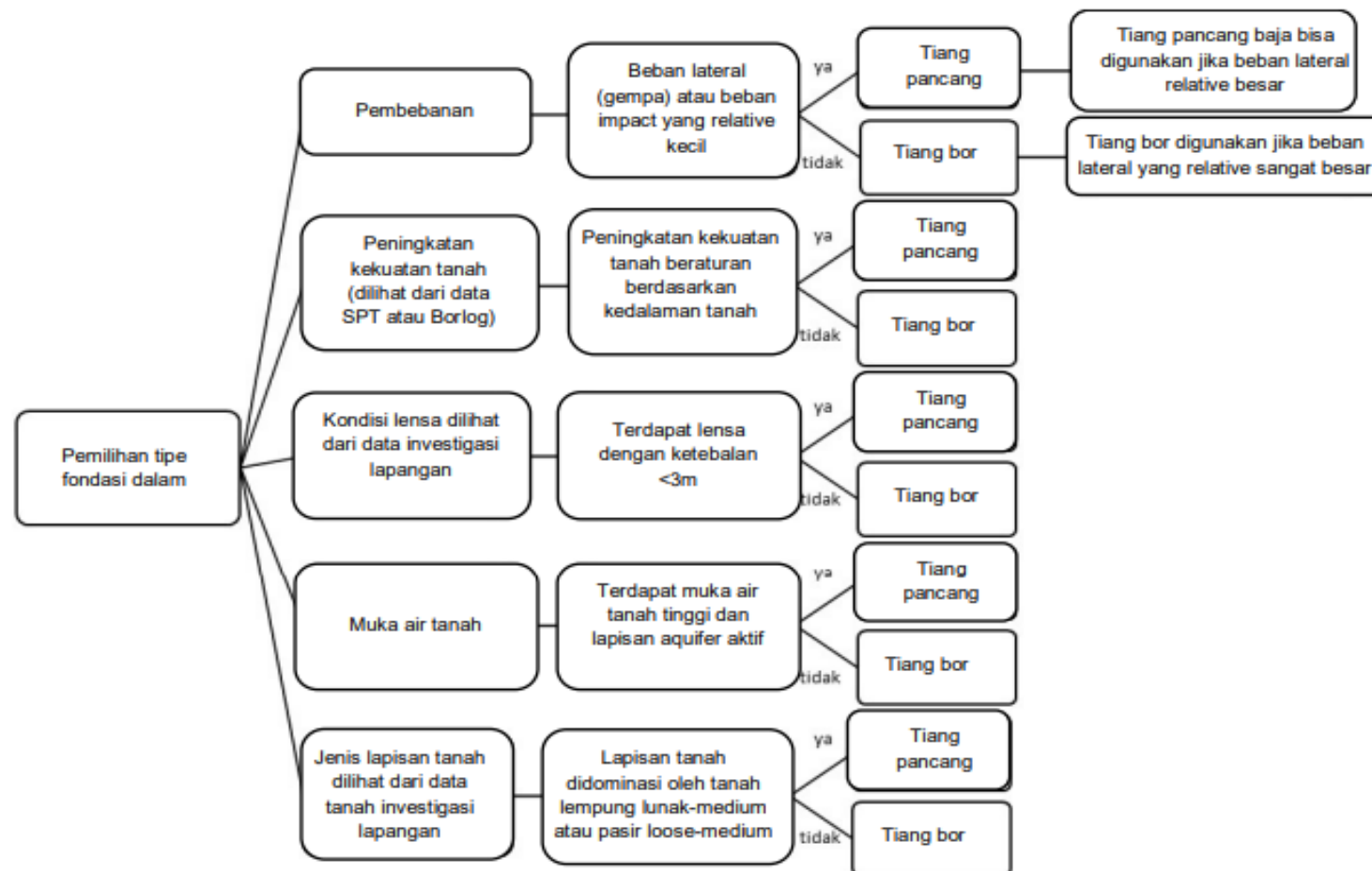
Sumber : FHWA NHI-05-042 *Design and Construction of Driven Pile**Foundation, Page 7-4*

Jika kondisi di lapangan tidak sesuai dengan yang ditampilkan pada Gambar 2.8 dan 2.9, penentuan tipe fondasi dapat diserahkan kepada pertimbangan ahli geoteknik. Gambar-gambar tersebut tetap dapat digunakan sebagai panduan awal pemilihan fondasi.



Gambar 2. 8 – Diagram pemilihan tipe fondasi

Sumber : Panduan Praktis Perencanaan Jembatan, 2021



Gambar 2. 9 - Diagram pemilihan tipe fondasi dalam

Sumber : Panduan Praktis Perencanaan Jembatan, 202

Pemilihan jenis fondasi umumnya dipengaruhi oleh sejumlah faktor penting, termasuk kedalaman fondasi untuk mencegah kerusakan akibat gerusan, Meliputi daya dukung, kekuatan dan mutu fondasi, serta kemampuan menghadapi pergerakan atau perubahan tanah yang merugikan, misalnya tanah ekspansif. Bab ini bertujuan memberikan gambaran tentang karakteristik fondasi dangkal dan dalam, termasuk kelebihan dan kekurangannya. Berdasarkan analisis semua faktor tersebut, dibahas berbagai jenis fondasi yang sesuai.

a) Fondasi dangkal

Dalam menentukan kedalaman fondasi dangkal, terdapat sejumlah faktor yang harus diperhatikan. Pertimbangan perencanaan meliputi daya dukung serta sifat kompresibilitas tanah atau batuan, perkiraan potensi gerusan, kemungkinan terjadinya pergerakan tanah, risiko galian di sekitar fondasi, kondisi muka air tanah, perubahan volume tanah kohesif akibat pengaruh iklim, jarak serta kedalaman fondasi yang berdekatan, hingga aspek stabilitas lereng. Fondasi dangkal sendiri merupakan fondasi yang langsung menerima dan menyalurkan beban ke tanah. Jenis-jenisnya meliputi fondasi telapak untuk pilar tunggal, fondasi memanjang untuk dinding abutment atau deretan pilar rapat, serta fondasi rakit pada tanah lunak atau deretan pilar yang sangat dekat sehingga fondasi telapak tidak dapat diterapkan.

b) Fondasi sumuran

Sebagai tipe transisi antara fondasi dangkal dan dalam, fondasi sumuran digunakan jika lapisan keras berada jauh di bawah permukaan. Kedalaman efektif fondasi ini (D) biasanya kurang dari empat kali diameter (d) sumuran, diukur dari level terendah yang mungkin mengalami gerusan atau penggalian di kemudian hari. Jika rasio D/d melebihi 4 ($D/d > 4$), fondasi sumuran diperlakukan sebagai fondasi tiang dan direncanakan sesuai prosedur fondasi tiang. Penentuan kapasitas rencana fondasi sumuran mempertimbangkan keseimbangan vertikal, horizontal, dan rotasi, rotasi kaku di dasar sumuran karena beban eksentris/miring, tahanan horizontal tanah netto pada kedalaman efektif, dan distribusi merata reaksi vertikal dengan pusat eksentrisitas tepat, gaya horizontal yang bekerja pada dasar dibatasi oleh

tahanan geser gelincir; serta friksi sisi fondasi yang tidak diperhitungkan dalam perencanaan.

c) Fondasi dalam

Berbeda dengan fondasi sumuran, fondasi tiang memiliki diameter yang relatif kecil namun panjangnya lebih besar. Fondasi dalam seperti ini diterapkan apabila lapisan tanah dangkal tidak cukup kuat untuk menopang beban konstruksi, atau ketika tanah keras berada jauh di bawah permukaan. Bangunan yang terletak di atas timbunan tinggi dengan risiko penurunan besar biasanya memerlukan fondasi dalam.

Secara umum, fondasi dalam terdiri dari beberapa jenis, antara lain fondasi tiang pancang dan tiang bor. Tiang pancang dibagi menjadi tiga kategori berdasarkan perpindahan tanah saat pemasangan: Jenis tiang yang memungkinkan perpindahan besar, baik pejal maupun berlubang dengan tutup di ujungnya, tiang dengan perpindahan kecil (*small displacement pile*, volume tanah yang terdorong lebih sedikit), dan tiang tanpa perpindahan (*non-displacement pile*, dipasang dengan pengeboran atau penggalian tanah).

Keuntungan dan kerugian tiap jenis fondasi tiang bervariasi. Tiang pancang beton pracetak memungkinkan pemeriksaan bahan sebelum dipasang, pemasangan tidak terpengaruh air tanah, dan dapat dipancang hingga kedalaman besar, tetapi pemancangan dapat menimbulkan gangguan tanah, suara, getaran, serta kerusakan pada tiang. Dengan tiang pancang beton yang dicor di tempat, panjang tiang dapat disesuaikan, pembesaran ujung tiang untuk menambah daya dukung, dan mengurangi gangguan suara serta getaran, namun mutu beton sulit diketahui setelah pemasangan, pemasangan dapat menimbulkan kenaikan permukaan tanah, dan diameter tiang terbatas.

Keunggulan fondasi tiang bor meliputi tidak menaikkan muka tanah, kedalaman yang fleksibel, kemampuan memeriksa kondisi tanah, serta pemasangan tiang hingga kedalaman besar dengan pembesaran ujung bawah pada tanah lempung atau batu lunak. Kekurangannya adalah pengeboran dapat mengganggu kepadatan tanah berpasir atau berkerikil, kualitas pengecoran beton lebih sulit

dikontrol terutama jika ada air tanah, dan pembesaran ujung bawah tidak memungkinkan pada tanah pasir.

Pemilihan diameter fondasi juga harus memperhatikan metode pengujian yang digunakan serta kapasitas alat yang tersedia.

2.4 Pembebanan Jembatan

Bagian ini menjelaskan ketentuan terkait pembebanan serta berbagai aksi umum yang memengaruhi struktur jembatan. Bagian ini menguraikan beban minimum, cara menentukan faktor beban, serta kombinasi pembebanan yang dipakai dalam proses desain jembatan.

2.4.1 Beban Permanen

Penentuan massa tiap elemen bangunan didasarkan pada ukuran sesuai gambar dan berat jenis material penyusun. Selanjutnya, nilai berat masing-masing elemen diperoleh dengan mengalikan massa tersebut dengan percepatan gravitasi (g), yang pada perhitungan ini digunakan sebesar $9,81 \text{ m/s}^2$. Informasi mengenai kerapatan massa dan berat isi berbagai material dapat dilihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2. 8 Nilai berat isi material sebagai acuan untuk beban mati

No	Bahan		Berat isi (kN/m^3)	Kerapatan massa (kg/m^3)
1	<i>Bituminous wearing surface</i>		22	2245
2	<i>Cast iron</i>		71	7240
3	<i>Compacted sand, silt or clay</i>		17,20	1755
4	<i>Rolled gravel, macadam or ballast</i>		18,80–22,70	1920–2315
5	<i>Asphalt concrete</i>		22	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)		12,25–19,60	1250–2000
7	Beton	$f'_c < 35 \text{ MPa}$	22–25	2320
		$35 \leq f'_c < 105 \text{ MPa}$	$22 + 0,022f'_c$	$2240 + 2,29f'_c$
8	Baja (<i>steel</i>)		78,50	7850
9	Kayu ringan		7,80	800
10	Kayu keras		11,50	1125

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Menentukan kerapataan massa dengan nilai tinggi dapat menjamin keamanan pada kondisi tertentu, tetapi belum tentu berlaku pada semua kondisi. Untuk mengatasinya, dapat digunakan faktor pengurang beban. Jika kerapatan massa hanya dapat diperkirakan dalam rentang tertentu, sebaiknya dipilih nilai yang menyebabkan kondisi paling kritis agar keamanan desain tetap terjamin.

1. Beban mati komponen struktur dan nonstruktur (MS)

Yang dimaksud dengan beban adalah berat komponen struktural yang menjadi tanggungan fondasi atau elemen penopang, baik berupa material maupun bagian jembatan yang bekerja sebagai elemen struktur, serta komponen nonstruktural permanen. Faktor beban dari berat sendiri dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2. 9 Nilai faktor beban berdasarkan berat sendiri

Tipe Bahan	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan batas layan (γ_{MS}^S)		Keadaan batas ulimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10	0,90
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
	Beton pracetak	1,00	1,20	0,85
	Beton dicor di tempat	1,00	1,20	0,75
	Kayu	1,00	1,40	0,70

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

2. Beban mati tambahan atau utilitas (MA)

Yang dimaksud dengan beban mati tambahan adalah keseluruhan berat material nonstruktural yang menjadi bagian dari konstruksi jembatan. Nilai beban ini tidak bersifat konstan, melainkan dapat berubah sepanjang masa layanan jembatan. Pada kondisi tertentu, faktor dari beban mati tambahan yang berbeda dari ketentuan yang tertera pada Tabel 2.7 bisa dipakai dengan persetujuan pihak berwenang, selama dilakukan pengawasan dan nilainya tidak melampaui batas selama umur rencana jembatan.

Tabel 2. 10 Nilai faktor beban beban mati tambahan

Tipe Bahan	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan batas layan (γ_{MA}^S)		Keadaan batas ulimit (γ_{MA}^U)	
	Keadaan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Baja	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Aluminium	1,00	1,40	0,80

Catatan⁽¹⁾ : Faktor beban layan sebesar 1,3 digunakan untuk berat utilitas

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Pada bagian ini dijelaskan persyaratan mengenai pelapisan ulang permukaan jembatan. Dalam perencanaannya, setiap jembatan diwajibkan mampu menahan tambahan beban dari aspal beton setebal 50 mm yang mungkin digunakan sebagai pelapis ulang di masa mendatang, kecuali jika instansi berwenang menetapkan ketentuan yang berbeda.

3. Gaya horizontal akibat dari tekanan tanah (TA)

Dalam menentukan koefisien tekanan tanah nominal, diperlukan terlebih dahulu informasi mengenai kondisi tanah, meliputi kepadatan, kadar air, kohesi, serta sudut geser dalam. Data tersebut umumnya diperoleh melalui pengujian lapangan maupun laboratorium. Jika data tanah tidak tersedia secara lengkap, maka digunakan nilai sesuai ketentuan yang berlaku. Mengingat sifat tanah yang nonlinier, perhitungan tekanan tanah lateral pada kondisi batas layan didasarkan pada parameter nominal γ_s , C, dan ϕ_r .

Dalam perhitungan untuk kondisi ultimit, tekanan lateral tanah ditentukan dari nilai nominal parameter γ_s , C, dan ϕ_r , lalu nilai rencana C dan ϕ_r dihitung menggunakan faktor reduksi kekuatan. Tekanan lateral nominal ini kemudian dikalikan dengan faktor beban yang berlaku (lihat Tabel 2.8).

Tabel 2. 11 Faktor beban akibat tekanan tanah

Tipe bahan	Faktor Beban (γ_{TA})			
	Keadaan batas layan (γ_{TA}^S)		Keadaan batas layan (γ_{TA}^U)	
	Tekanan tanah		Biasa	Terkurangi
Tetap	Tekanan tanah vertikal	1,00	1,25	0,80
	Tekanan tanah lateral			
	- Aktif	1,00	1,20	0,80
	- Pasif	1,00	1,40	0,70
	- Diam	1,00		

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Ketika lalu lintas berada pada daerah yang memenuhi kondisi keruntuhan aktif teoritis, tanah di sisi belakang dinding penahan mengalami penambahan beban. Efek ini dimodelkan sebagai lapisan tanah 0,7 m yang bekerja seragam di sepanjang jalur lalu lintas. Penambahan tersebut hanya digunakan untuk menghitung tekanan lateral tanah, memakai faktor beban yang sama seperti untuk tekanan lateral tanpa penerapan faktor reduksi.

Dalam perencanaan struktur, tekanan tanah lateral pada kondisi diam umumnya diabaikan ketika menghitung batas kekuatan. Namun, bila keadaan tersebut perlu dipertimbangkan, faktor beban yang digunakan untuk menghitung nilai rencana harus setara dengan faktor pada kondisi aktif. Sementara itu, untuk perhitungan batas daya layan, faktor beban bernilai 1,0, dengan syarat penentuan nilai nominal dilakukan secara hati-hati. Selain itu, gaya horizontal yang timbul akibat tekanan tanah harus dianalisis dengan memperhatikan faktor-faktor tertentu.

Dalam perencanaan dinding penahan tanah, Dalam perencanaan, gaya horizontal yang timbul akibat tekanan tanah wajib dianalisis dengan memperhitungkan berbagai faktor yang relevan :

- a. Apabila digunakan peralatan pemadatan mekanis di sekitar dinding penahan tanah, maka tambahan tekanan tanah akibat proses pemadatan tersebut perlu diperhitungkan, terutama jika pemadatan dilakukan pada jarak kurang dari setengah tinggi dinding penahan tanah.

- b. Apabila aliran air tidak diperbolehkan melewati dinding penahan tanah, maka tekanan hidrostatik harus ditambahkan kedalam perhitungan tekanan tanah. Jika terjadi genangan air di belakang dinding, maka konstruksi dinding harus direncanakan agar mampu menahan kombinasi tekanan hidrostatik dan tekanan tanah. Dalam menghitung tekanan tanah di bawah muka air, digunakan berat jenis tanah terendam. Jika terdapat perbedaan ketinggian muka air di kedua sisi dinding, pengaruh rembesan terhadap kestabilan dinding dan potensi piping harus diperhitungkan. Selain itu, tekanan air pori dimasukkan ke dalam perhitungan tekanan tanah efektif untuk menentukan total tekanan lateral tanah.
- c. Pada kondisi gempa, perencanaan harus memperhitungkan efek inersia dinding, sekaligus melakukan analisis menyeluruh terhadap potensi peningkatan tekanan tanah aktif dan mobilisasi tanah pasif yang diinduksi oleh gaya gempa.
- d. Jenis Tekanan Tanah
 - Tekanan tanah lateral aktif (P_a)

Nilai tekanan lateral aktif meningkat seiring bertambahnya kedalaman tanah, karena diasumsikan memiliki hubungan linier dengan kedalaman.

$$P_a = k_a \gamma_s H$$

Keterangan:

P_a (menunjukkan tekanan lateral tanah aktif dalam satuan (kPa))

k_0 (adalah koefisien tekanan tanah pada kondisi statis atau diam)

k_a (koefisien tekanan tanah kondisi aktif)

k_p (koefisien tekanan tanah kondisi pasif)

γ_s (berat jenis tanah (kN/m^3))

H (kedalaman diukur dari permukaan tanah (m))

- Gaya lateral total yang timbul dari timbunan tanah dianggap bekerja pada 1/3 tinggi dinding dari dasar, dengan H didefinisikan sebagai jarak dari

permukaan tanah di belakang dinding hingga puncak telapak atau dasar fondasi.

- Koefisien tekanan dalam kondisi diam (k_0)

Pada tanah terkonsolidasi normal, jika dinding tegak lurus dan permukaan tanah rata, koefisien tekanan lateral pada kondisi diam bisa dihitung melalui persamaan yang berlaku:

$$k_0 = (1 - \sin \varphi'_f)$$

Keterangan:

φ_f (sudut geser efektif tanah)

k_0 (koefisien tekanan tanah kondisi diam)

Pada tanah yang mengalami overkonsolidasi, nilai koefisien tekanan lateral diam (k_0) tidak konstan dan bergantung pada tingkat overkonsolidasi maupun riwayat tegangan sebelumnya. Penentuan koefisien ini biasanya dilakukan dengan merujuk pada persamaan atau tabel yang sesuai dengan kondisi spesifik tanah :

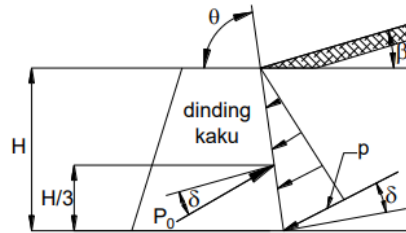
$$k_0 = (1 - \sin \varphi'_f) (\text{OCR}) \sin \varphi_f$$

Keterangan:

OCR rasio overkonsolidasi

Penggunaan tanah lanau dan lempung untuk urugan hanya diperbolehkan jika desainnya sesuai prosedur, tindakan pengendalian konstruksi dicatat dalam dokumen, dan pemakaian tanah ini dianalisis secara cermat. Selain itu, peningkatan tekanan air pori dalam massa tanah harus dipertimbangkan, dan Agar gaya hidrostatik dan rembesan tanah tidak membebani dinding fondasi, harus tersedia sistem drainase memadai. Penggunaan tanah lempung plastis sebagai urugan tidak diperbolehkan sama sekali.

- Koefisien tekanan tanah aktif (k_a)



Gambar 2. 10 – Penanda untuk perhitungan tekanan tanah aktif Coulomb

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Koefisien tekanan tanah lateral dalam kondisi aktif dapat ditentukan dengan menggunakan nilai-nilai berikut:

$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \varphi'_f)}{r[\sin^2 \theta \sin(\theta - \delta)]}$$

Dimana

$$r = \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi'_f + \delta) \sin(\varphi'_f - \beta)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + \beta)}} \right)^2$$

Keterangan:

δ (sudut geser antara urugan dan dinding (°), nilai δ diambil melalui pengujian laboratorium atau bila tidak memiliki data yang akurat dapat mengacu pada Tabel 2.9.)

β (sudut pada urugan terhadap garis horizontal (°))

θ (sudut pada dinding belakang terhadap garis horizontal (°))

φ'_f (sudut geser efektif tanah (°) (Tabel 2.9))

Dalam situasi yang berbeda dari Gambar 2.10, perhitungan tekanan lateral aktif dapat dilakukan dengan teori irisan, menggunakan Metode Culmann sebagai acuan.

Tabel 2. 12 Sudut geser berbagai material*

Material	Sudut Geser δ (°)
Beton pada material fondasi sebagai berikut:	
• Batuan	(35)
• Kerikil, campuran kerikil-pasir, pasir kasar	(29 – 31)
• Pasir halus hingga medium, pasir kelanaauan medium hingga kasar, kerikil kelanaauan atau berlempung	(24 – 29)
• Pasir halus, pasir kelanaauan atau berlempung halus hingga medium	(19 – 24)
• Lanau kepasiran halus, lanau non plastis	(17 – 19)
• Lempung prakonsolidasi atau residual yang sangat teguh dan keras	(22 – 26)
• Lempung agak teguh hingga lempung teguh, dan lempung kelanaauan	(17 – 19)
Pasangan bata pada material fondasi memiliki faktor geser yang sama	
Turap baja terhadap tanah berikut:	
• Kerikil, campuran kerikil-pasir, batuan bergradasi baik yang diisi pecahan	(22)
• Pasir, campuran pasir-kerikil berlanau, batuan keras berukuran tunggal	(17)
• Pasir berlanau, kerikil atau pasir bercampur lanau atau lempung	(14)
• Lanau kepasiran halus, lanau nonplastis	(11)
Beton pracetak atau turap beton terhadap tanah berikut:	
• Kerikil, campuran kerikil-pasir, batuan bergradasi baik yang diisi pecahan	(22 – 26)
• Pasir, campuran pasir-kerikil berlanau, batuan keras berukuran tunggal	(17 – 22)

Tabel 2. 13 Sudut geser berbagai material*(Lanjutan)

Material	Sudut Geser δ (°)
Beton pada material fondasi sebagai berikut:	
• Pasir berlanau, kerikil atau pasir bercampur lanau atau lempung	(17)
• Lanau kepasiran halus, lanau nonplastis	(14)
Berbagai material struktural:	
• Batu bata pada batu bata, batuan dan metamorf:	
- Batuan lunak pada batuan lunak	(35)
- Batuan keras pada batuan lunak	(29)
- Batuan keras pada batuan keras	(26)
• Batu bata pada kayu dengan arah kembang kayu menyilang	(23)
• Baja pada baja pada hubungan turap	(17)

* : Pemakaian sudut geser sebaiknya dilakukan hanya ketika informasi sifat tanah untuk analisis geoteknik tidak tersedia

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

- Tekanan tanah lateral pasif (P_p)

Dalam perhitungan tekanan lateral pasif untuk tanah nonkohesif, nilai koefisien tekanan dapat diambil dari Gambar 2.2 untuk dinding miring atau vertikal dengan timbunan rata, dan dari Gambar 2.3 untuk dinding vertikal dengan timbunan miring. Jika kondisi aktual berbeda dari yang diperlihatkan pada Gambar 2.11 dan 2.12, tekanan lateral pasif dihitung menggunakan metode teori irisan, dengan ketentuan bahwa sudut geser dinding tidak melebihi satu setengah kali sudut geser tanah. Sedangkan pada tanah kohesif, tekanan lateral pasif ditentukan melalui persamaan khusus yang mempertimbangkan kohesi tanah dan berat jenisnya ialah:

$$P_p = k_p \gamma_s H + 2c \sqrt{k_p}$$

Keterangan:

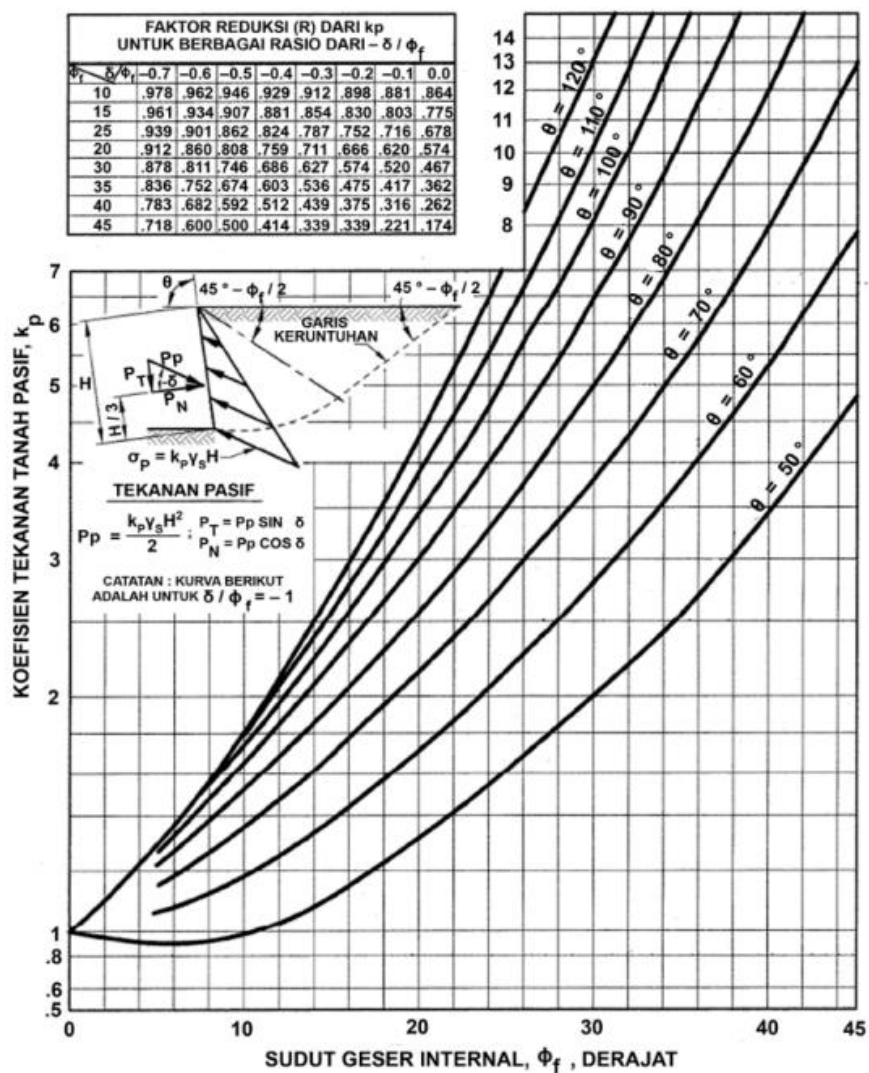
P_p (tekanan tanah lateral (kPa))

k_p (koefisien tekanan tanah lateral pasif)

γ_s (berat jenis tanah (kN/m^3))

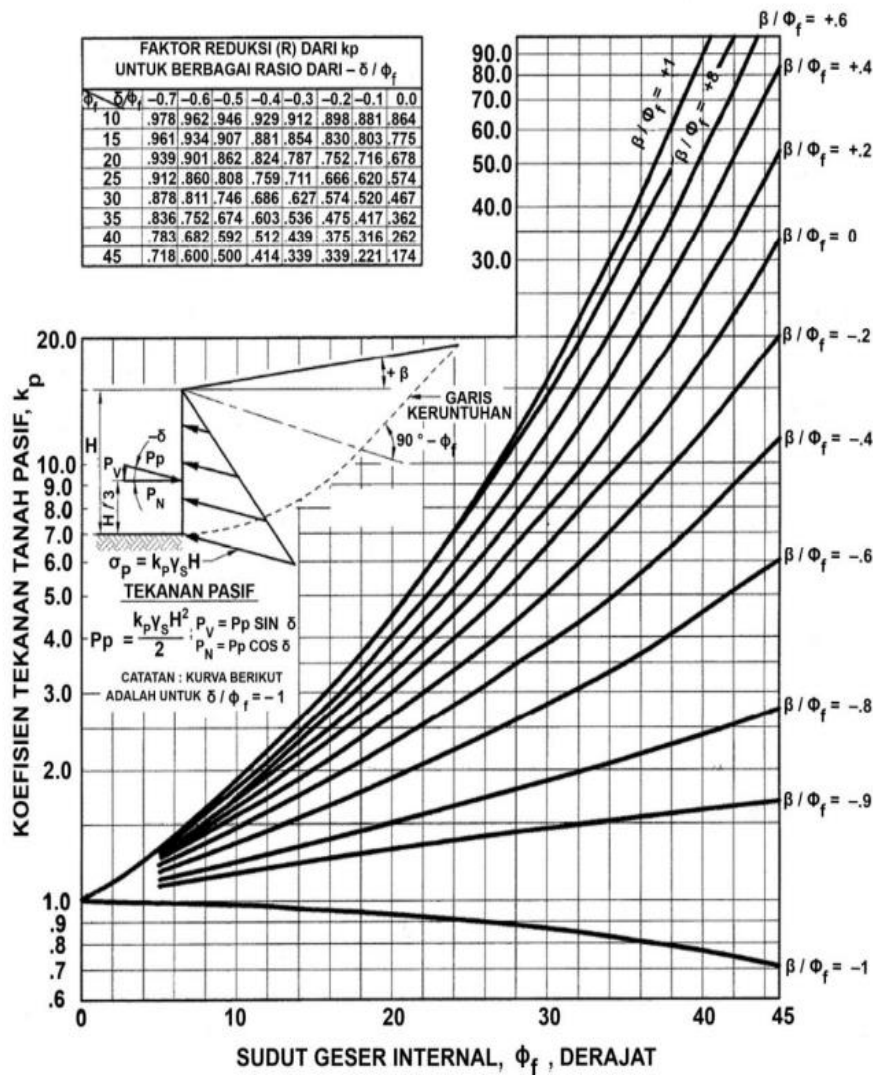
c (kohesi (kPa))

H (kedalaman diukur dari permukaan tanah (m))



Gambar 2. 11 - Cara menentukan tekanan lateral pasif pada dinding vertikal berdasarkan ukuran horizontalnya

Sumber : SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016



Gambar 2. 12 - Cara menghitung tekanan lateral pasif pada dinding vertikal dengan kemiringan atau sudut tertentu

Sumber : SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

- Beban dari timbunan

Tegangan tambahan tanah di belakang dinding akibat timbunan harus melebihi tegangan dari timbunan yang tidak difaktorkan atau yang telah dikalikan faktor beban, dan harus dibandingkan dengan beban terfaktor dari elemen struktur yang menimbulkan timbunan (faktor = 1). Beban yang berasal dari struktur yang ada di atas dinding tidak boleh diberi faktor ganda.

- Beban dari timbunan merata

Ketika beban pada timbunan bersifat merata, tekanan yang timbul pada dasar tanah perlu dikalikan dengan koefisien lateral tanah, dengan nilai yang dapat ditentukan melalui persamaan berikut :

$$\Delta_p = k_s q_s$$

Keterangan :

k_s (koefisien tekanan tanah akibat timbunan)

q_s (timbunan merata dari permukaan tekanan tanah aktif (kPa))

- Dalam kondisi di mana dinding menerima beban berupa titik, garis, atau tekanan dari elemen dengan pergerakan dibatasi, nilai (Δ_{ph}) akibat beban strip merata dihitung berdasarkan persamaan tertentu :

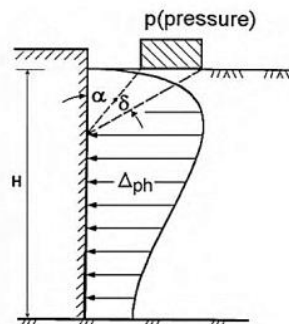
$$\Delta_{ph} = \frac{2p}{\pi} [\delta - \sin \delta \cos(\delta + 2\alpha)]$$

Keterangan:

p (intensitas beban merata yang bekerja pada dinding (kPa))

α (sudut sesuai dengan Gambar 2.13 (rad))

δ (sudut sesuai dengan Gambar 2.13 (rad))



Gambar 2. 13 - Beban horizontal yang diterima dinding akibat distribusi beban strip secara merata.

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

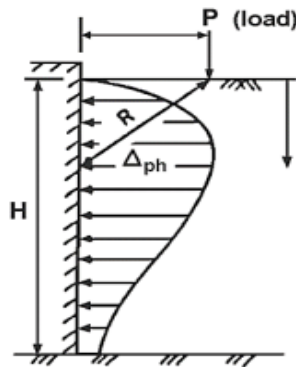
$$\Delta_{ph} = \frac{P}{\pi R^2} \left[\frac{3ZX^2}{R^3} - \frac{R(1 - 2\nu)}{R + Z} \right]$$

dimana

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}$$

Keterangan:

- P (beban titik (kN))
- R (jarak antara beban titik terhadap titik yang ditinjau pada dinding sesuai dengan Gambar 2.14)
- X (jarak horizontal diukur dari belakang dinding terhadap beban titik (m))
- Y (jarak horizontal diukur dari titik pada dinding dengan posisi tegak lurus dinding dan diukur hingga titik dimana beban bekerja (m))
- Z (kedalaman diukur dari permukaan tanah hingga titik pada dinding yang ditinjau (m))
- ν (rasio Poisson)



Gambar 2. 14 - Gaya lateral yang bekerja pada dinding sebagai akibat beban titik.

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

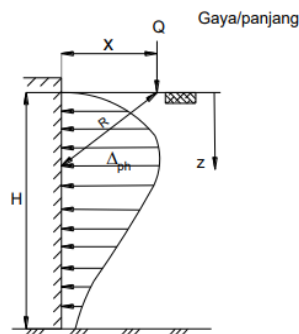
Tekanan lateral (Δ_{ph}) yang muncul pada dinding akibat beban garis tak terbatas (Gambar 2.15) yang sejajar dengan dinding dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$\Delta_{ph} = \frac{4Q}{\pi} \frac{X^2 Z}{R^4}$$

Keterangan:

- Q (intensitas beban (kN/m))

- X (jarak horizontal diukur dari belakang dinding terhadap beban titik (m))
- Z (kedalaman diukur dari permukaan tanah hingga titik pada dinding yang ditinjau (m))
- R (jarak antara beban titik terhadap titik yang ditinjau pada dinding sesuai dengan Gambar 2.15)

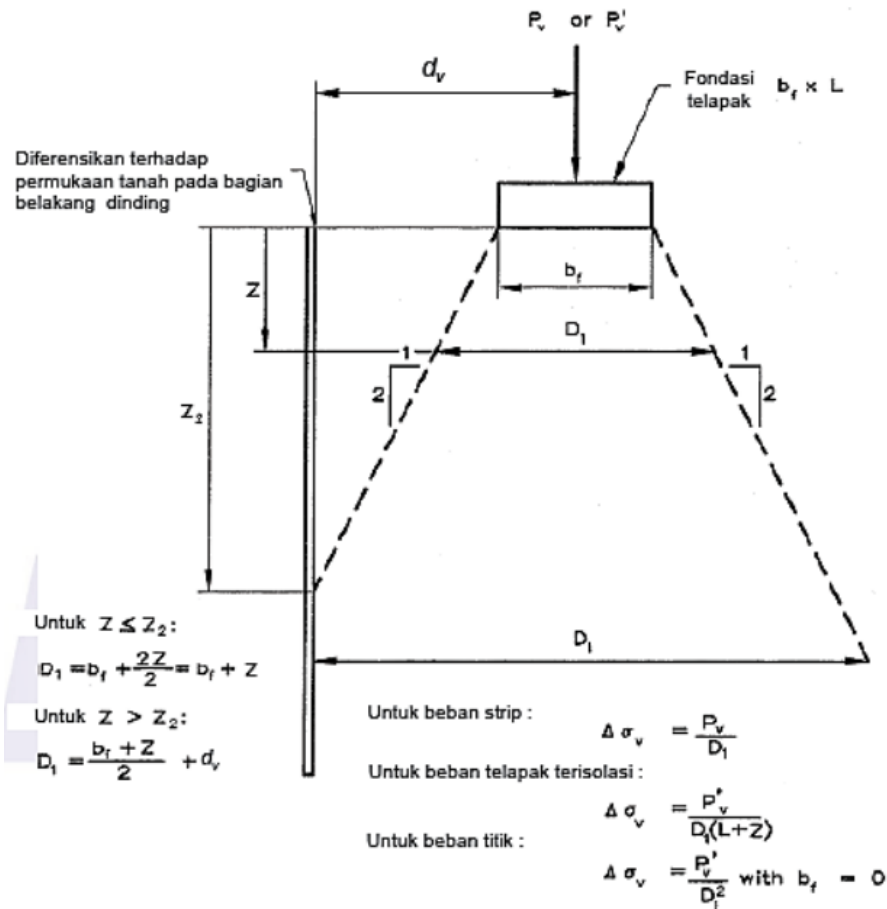


Gambar 2. 15 - Tekanan sisi horizontal pada dinding akibat beban garis tak berhingga yang arahnya paralel terhadap bidang dinding.

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

- Beban strip: dinding fleksibel

Dalam perencanaan stabilitas internal maupun eksternal, beban mati yang terpusat harus diperhitungkan dengan mendistribusikannya secara merata pada rasio 2:1 (vertikal:horizontal) untuk menentukan tegangan vertikal terhadap kedalaman pada tanah bertulang, seperti terlihat pada Gambar 2.16. Sementara itu, beban horizontal terpusat di puncak dinding harus dialirkan ke tanah bertulang sesuai dengan skema yang ditunjukkan pada Gambar 2.17.

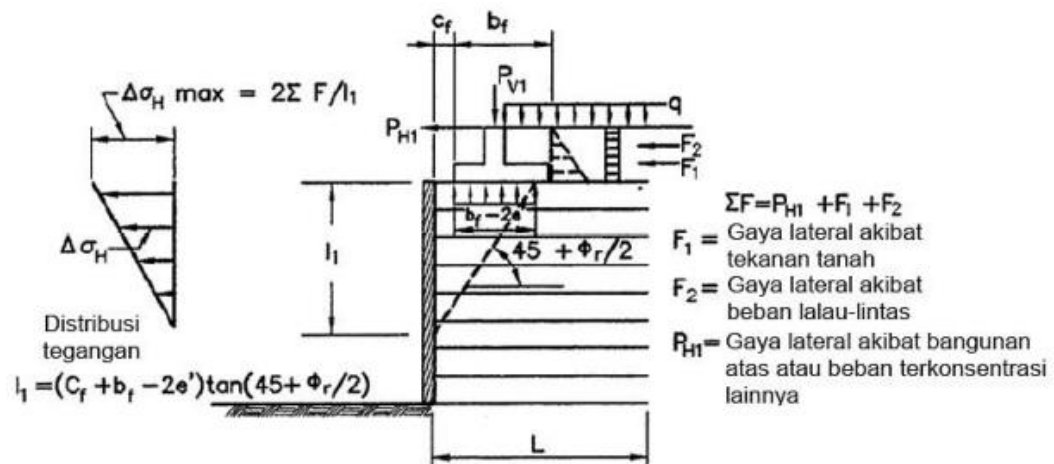


Gambar 2. 16 - Perhitungan stabilitas internal dan eksternal dengan mempertimbangkan penyebaran tegangan akibat beban vertikal terpusat

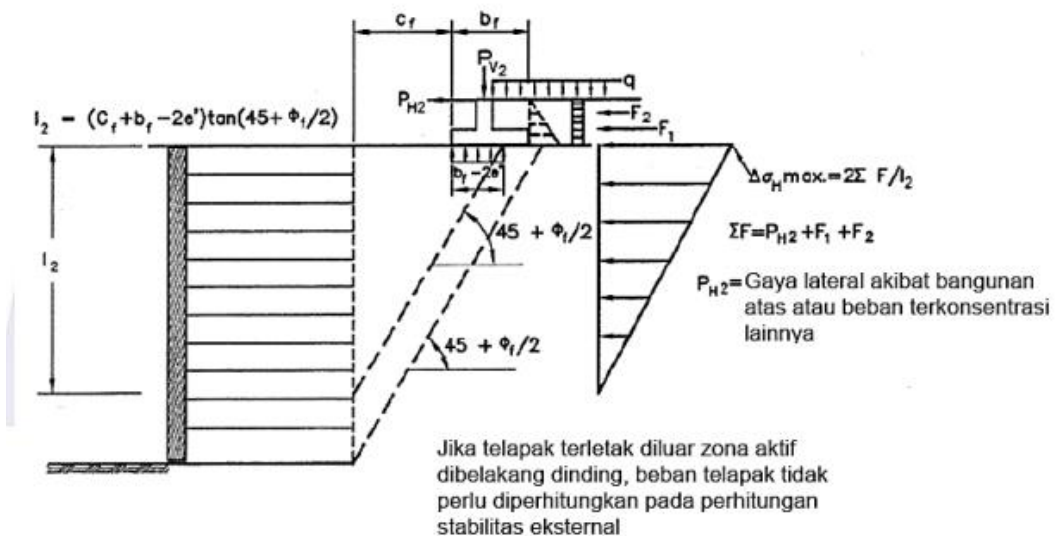
Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Keterangan:

- D_1 (lebar efektif beban pada kedalaman tertentu (m))
- b_f (lebar beban (m), untuk telapak dengan beban eksentris (misalnya pada telapak pada kepala jembatan)
- L (panjang telapak (m))
- P_v (beban per meter panjang telapak (kN/m))
- P'_v (beban pada telapak persegi atau beban titik (m))
- Z_2 (kedalaman dimana lebar efektif memotong muka dinding = $2d_v - b_f$ (m))
- d_v (jarak antara beban vertikal terpusat dan bagian belakang dinding (m))



Distribusi tegangan untuk perhitungan stabilitas internal



Gambar 2. 17 - Penyebaran tegangan lateral yang timbul akibat beban horizontal terpusat.

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Dalam kondisi di mana beban mati terpusat berada di belakang tanah bertulang, beban tersebut harus didistribusikan sama seperti distribusi tegangan pada tanah bertulang. Tegangan vertikal yang tersebar di belakang area penulangan perlu dikalikan dengan k_a untuk mengevaluasi pengaruh timbunan terhadap stabilitas eksternal. Sebaliknya, tegangan horizontal yang didistribusikan di belakang dinding, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.17, tidak dikenakan faktor k_a .

- Tambahan beban akibat beban hidup

Pengaruh tambahan dari beban hidup harus diperhitungkan jika ada kendaraan yang diperkirakan melintas di atas timbunan, dengan jarak dihitung dari sisi belakang dinding hingga setengah tinggi dinding. Pada jalan raya, besaran beban tambahan harus mengikuti ketentuan beban hidup yang berlaku, sedangkan untuk area non-jalan raya, penentuan besarnya menjadi tanggung jawab pemilik proyek. Peningkatan tekanan horizontal akibat beban hidup dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$\Delta_p = k \gamma_s h_{eq}$$

Keterangan:

Δ_p (tekanan tanah horizontal akibat tambahan beban hidup (kPa))

k (koefisien tekanan tanah)

γ_s (berat jenis tanah (kN/m^3))

h_{eq} (tinggi tanah ekuivalen untuk beban kendaraan (m))

Untuk perhitungan beban jalan raya pada kepala jembatan dan dinding penahan tanah, nilai tinggi tanah ekuivalen (h_{eq}) apat diambil dari Tabel 2.10 dan 2.11, sementara untuk dinding dengan tinggi berbeda digunakan interpolasi linier. Tinggi dinding sendiri diukur dari permukaan timbunan hingga dasar telapak, mengikuti permukaan di mana tekanan sedang dianalisis.

Tabel 2. 14 Tinggi ekuivalen tanah untuk perhitungan beban kendaraan di kepala jembatan, diambil sepanjang arah tegak lurus terhadap jalur lalu lintas

Tinggi kepala jembatan (m)	$h_{eq}(m)$
1, 50 m	1,20
3 m	0,90
$\geq$ 6 m	0,60

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Tabel 2. 15 Untuk pembebanan kendaraan, tinggi tanah ekuivalen di kepala jembatan dihitung ortogonal terhadap jalur lalu lintas.

Tinggi dinding penahan tanah (<i>m</i>)	<i>h_{eq}</i> (<i>m</i>) jarak dari muka belakang dinding ke tepi lalu lintas	
	0 <i>m</i>	≥ 0,30 <i>m</i>
1,50 <i>m</i>	1,50	0,60
3 <i>m</i>	1,20	0,60
≥ 6 <i>m</i>	0,60	0,60

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

- Reduksi akibat tekanan tanah

Beban tambahan dapat dikurangi jika beban kendaraan diteruskan melalui pelat lantai yang didukung tidak hanya oleh tanah tetapi juga oleh struktur lain.

- *Downdrag*

Evaluasi potensi downdrag pada tiang pancang atau fondasi pipa perlu dilakukan apabila tanah yang mendukung terdiri dari material mudah memadat seperti lempung, lanau, atau tanah organik; apabila terdapat timbunan dekat tiang atau fondasi, contohnya timbunan oprit; ketika muka air tanah rendah; dan jika terdapat kemungkinan likuifaksi

Jika downdrag timbul akibat pergerakan tanah relatif terhadap tiang dan tidak dapat diatasi dengan preloading atau langkah mitigasi lain, tiang pancang perlu didesain agar mampu menahan efek tersebut. Perhitungan desain harus memperhitungkan beban timbunan, penggunaan teknik perbaikan tanah, penerapan drainase vertikal, serta pemantauan penurunan tanah secara berkala.

Dalam kondisi batas kuat I, downdrag akibat likuifaksi perlu dihitung pada tiang pancang atau fondasi pipa dan dikombinasikan dengan beban lain sebagai satu kelompok. Penting dicatat bahwa downdrag dari likuifaksi tidak boleh digabung dengan downdrag yang muncul dari penurunan konsolidasi. Apabila downdrag bekerja pada beberapa tiang sekaligus, maka interaksi antar tiang juga harus diperhitungkan dalam analisis.

Dalam kondisi batas kuat I, downdrag akibat likuifaksi perlu dihitung pada tiang pancang atau fondasi pipa dan dikombinasikan dengan beban lain sebagai satu kelompok. Penting dicatat bahwa downdrag dari likuifaksi tidak boleh digabung dengan downdrag yang muncul dari penurunan konsolidasi. Apabila downdrag bekerja pada beberapa tiang sekaligus, maka interaksi antar tiang juga harus diperhitungkan dalam analisis.

Pengurangan downdrag karena adanya beban transien yang diperhitungkan dalam desain harus dibatasi agar tidak melebihi pengaruh downdrag aktual :

- a) Tentukan profil tanah dan sifat-sifat tanah yang relevan untuk perhitungan penurunan,
- b) Hitung penurunan tanah sepanjang tiang pancang,
- c) Untuk menentukan panjang tiang terdampak downdrag, gunakan kriteria bahwa penurunan tanah ≥ 1 cm relatif terhadap tiang menandakan terjadinya downdrag.

4. Pengaruh Tetap Pelaksanaan

Dalam pelaksanaan konstruksi jembatan, metode dan urutan pekerjaan dapat menimbulkan pengaruh permanen berupa beban tambahan. Beban tersebut berkaitan erat dengan prategang serta berat struktur, sehingga wajib diperhitungkan dalam kombinasi beban menggunakan faktor beban yang sesuai.

Meskipun pengaruh permanen tidak terkait secara langsung dengan aksi rencana lain, tetap wajib dimasukkan dalam perhitungan pada service limit dan ultimate limit, dengan menggunakan faktor beban yang sesuai sebagaimana tercantum dalam Tabel 2.12 dibawah ini.

Tabel 2. 16 Faktor beban akibat pengaruh pelaksanaan

Tipe Bahan	Faktor Beban (γ_{PL})		
	Keadaan batas layan (γ_{PL}^S)	Keadaan batas ulimit (γ_{PL}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Tetap	1,00	1,00	1,00

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

2.4.2 Beban Lalu Lintas

Beban lalu lintas merupakan salah satu faktor utama yang harus diperhatikan dalam perencanaan struktur jembatan. Beban ini ditimbulkan oleh kendaraan yang melintas di atas jembatan dan terdiri dari beban lajur “D” serta beban truk “T”.

Beban lajur “D” berlaku pada keseluruhan lebar jalur kendaraan dan menggambarkan pengaruh lalu lintas yang setara dengan pergerakan kendaraan nyata. Besarnya beban lajur “D” yang dipakai dalam perhitungan disesuaikan dengan lebar jalur kendaraan yang tersedia.

Sementara itu, beban truk “T” merupakan model satu kendaraan berat dengan tiga gandar, yang dapat ditempatkan pada berbagai posisi di sepanjang lajur lalu lintas rencana. Setiap gandar memiliki dua bidang kontak beban untuk mensimulasikan pengaruh roda kendaraan berat. Dalam satu jalur lalu lintas rencana, hanya diperhitungkan satu unit truk “T”.

Secara umum, beban “D” lebih dominan digunakan dalam analisis jembatan dengan bentang menengah hingga panjang, sedangkan beban “T” biasanya diterapkan pada jembatan bentang pendek maupun rantai kendaraan. Pada kondisi tertentu, besar beban “D” dapat disesuaikan—baik dinaikkan maupun diturunkan—sesuai kebutuhan perencanaan.

1. Lajur lalu lintas rencana

Secara garis besar, penentuan jumlah lajur lalu lintas rencana dilakukan dengan membagi lebar bersih jembatan (dalam satuan milimeter) menggunakan lebar standar lajur rencana sebesar 2750 mm. Hasil pembagian tersebut kemudian dibulatkan ke bilangan bulat terdekat. Selain itu, perencana juga perlu mempertimbangkan kemungkinan adanya perubahan lebar bersih jembatan di masa depan akibat penyesuaian fungsi jembatan. Jumlah maksimum lajur yang dapat diterapkan untuk berbagai ukuran lebar jembatan dapat dilihat pada Tabel 2.13 di bawah. Lajur-lajur tersebut harus diposisikan sejajar dengan arah sumbu memanjang jembatan.

Tabel 2. 17 Jumlah lajur lalu lintas rencana

Tipe Jembatan (1)	Lebar Bersih Jembatan (2) (mm)	Jumlah Lajur Lalu Lintas Rencana (n)
Satu Lajur	$3000 \leq w \leq 5250$	1
Dua Arah, tanpa Median	$5250 \leq w < 7500$	2
	$7500 \leq w < 10.000$	3
	$10000 \leq w < 12.500$	4
	$12.500 \leq w < 15.250$	5
	$w \geq 15.250$	6
Dua Arah, dengan Median	$5500 \leq w \leq 8000$	2
	$8250 \leq w \leq 10.750$	3
	$11.000 \leq w \leq 13.500$	4
	$13.750 \leq w \leq 16.250$	5
	$w \geq 16.500$	6
Catatan : (1) Untuk jembatan tipe lain, jumlah lajur lalu lintas rencana harus ditentukan oleh instansi yang berwenang. (2) Lebar jalur kendaraan adalah jarak minimum antara kerb atau rintangan untuk satu arah atau jarak antara kerb/rintangan/median dan median untuk banyak arah.		

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Mengacu pada Tabel 2.13, jika lebar bersih jembatan berada dalam rentang 3000 mm hingga 5000 mm, maka jumlah lajur lalu lintas rencana ditetapkan sebanyak satu lajur, dengan lebar lajur sama dengan lebar bersih jembatan tersebut. Untuk jembatan dengan lebar bersih antara 5250 mm hingga 7500 mm, perencanaan harus mencakup dua lajur lalu lintas, masing-masing dengan lebar yang diperoleh dari pembagian lebar bersih jembatan menjadi dua. Sementara itu, apabila lebar bersih jembatan berada antara 7750 mm hingga 10000 mm, maka jembatan direncanakan memiliki tiga lajur lalu lintas, dengan lebar tiap lajur diperoleh dari pembagian lebar bersih jembatan menjadi tiga bagian.

2. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur "D" merupakan hasil kombinasi antara beban terbagi rata (BTR) dan beban garis (BGT), seperti yang diperlihatkan pada Gambar 24. Nilai faktor beban yang digunakan untuk perhitungan beban lajur "D" dapat dilihat pada Tabel 2.14.

Tabel 2. 18 Faktor beban untuk beban lajur “D”

Tipe Bahan	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan batas layan (γ_{TD}^S)	Keadaan batas ulimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

3. Intensitas beban “D”

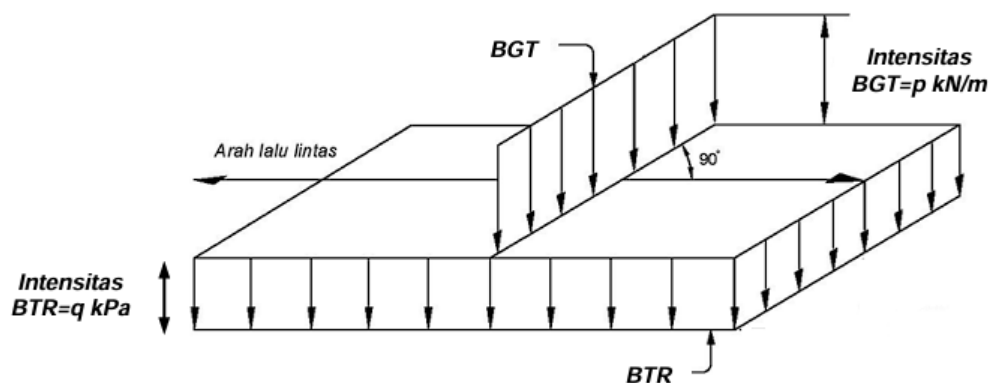
Jika $L \leq 30 \text{ m}$: $q = 9,0 \text{ kPa}$

Jika $L > 30 \text{ m}$: $q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa}$

Keterangan:

q adalah nilai beban merata yang bekerja sepanjang arah memanjang jembatan dan dinyatakan dalam satuan kPa ,

L menunjukkan panjang total jembatan yang menahan beban tersebut dan dinyatakan dalam meter.



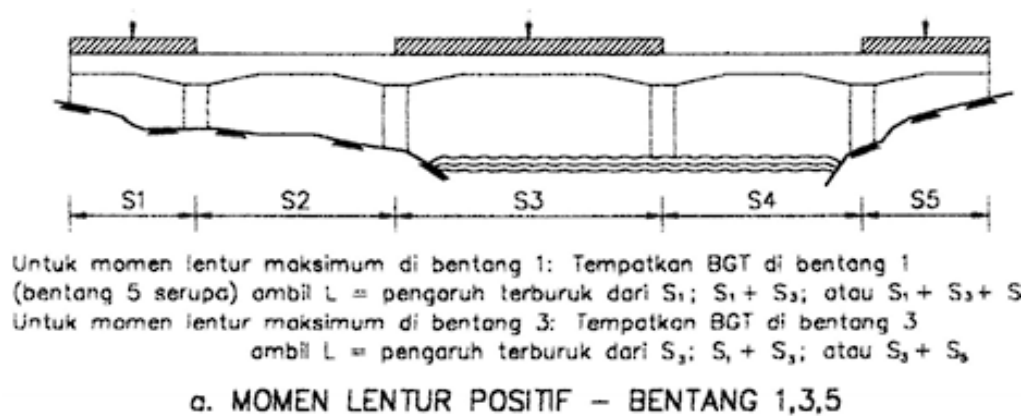
Gambar 2. 18 Beban Lajur “D”

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m, harus dipasang tegak lurus terhadap arah lalu lintas jembatan. Nilai p yang digunakan adalah sebesar $49,0 \text{ kN/m}$. Untuk mendapatkan momen lentur negatif maksimum pada jembatan menerus, diperlukan dua beban BGT identik yang ditempatkan pada bentang berbeda, tepat di posisi tertentu sepanjang arah melintang jembatan.

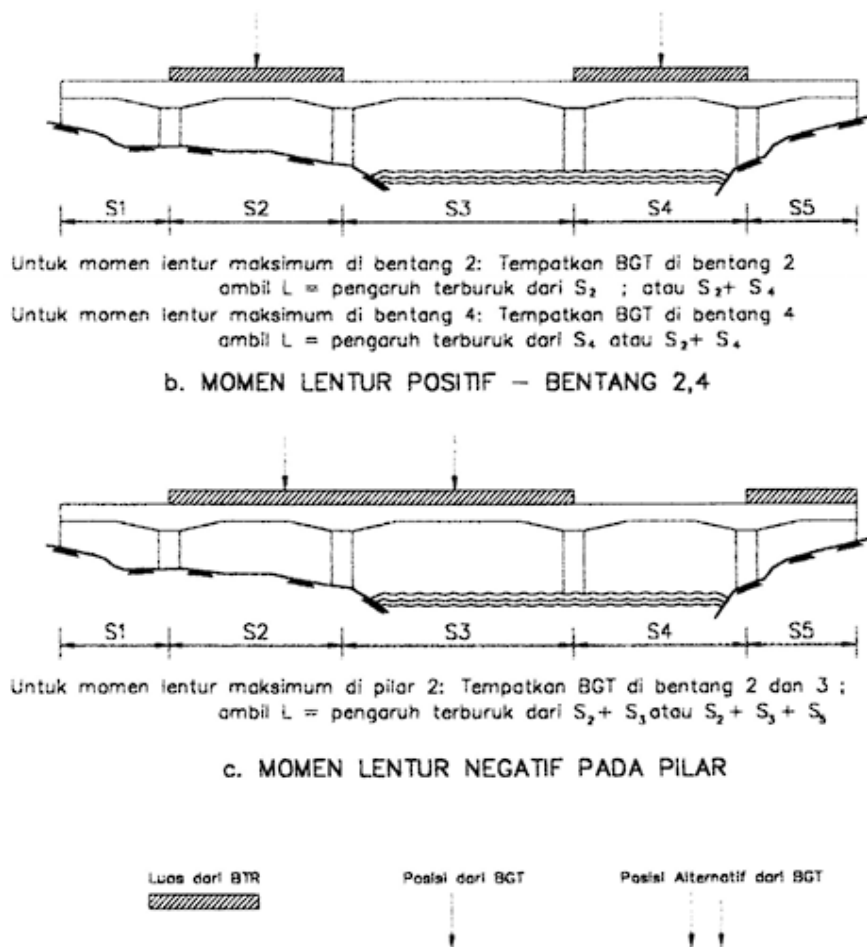
4. Distribusi beban “D”

Penempatan beban “D” harus mengikuti arah melintang jembatan sehingga momen lentur yang dihasilkan menjadi terbesar. Ilustrasi penataan elemen beban, baik BTR maupun BGT dari beban “D”, ditunjukkan pada Gambar 2.4, sedangkan perubahan posisi beban sepanjang memanjang jembatan dapat diamati pada Gambar 2.19.



Gambar 2. 19 Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang (Lanjutan)

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016



**Gambar 2. 19 Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang
(Lanjutan)**

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

5. Alternatif penempatan beban “D” dalam arah memanjang

Dalam perhitungan struktur jembatan, distribusi beban hidup pada arah melintang digunakan untuk menghitung momen dan gaya geser pada gelagar memanjang. Beban lajur “D” diasumsikan terdistribusi merata di seluruh lebar balok, kecuali pada area trotoar, kerb, dan parapet. Beban ini diterapkan sepenuhnya (100%) hanya pada panjang bentang yang secara efektif menerima pengaruh beban.

6. Beban Truk “T” (TT)

Selain pembebanan lajur “D”, terdapat pula beban kendaraan berat yang dikenal sebagai beban truk “T”. Kedua jenis beban ini tidak boleh digunakan secara

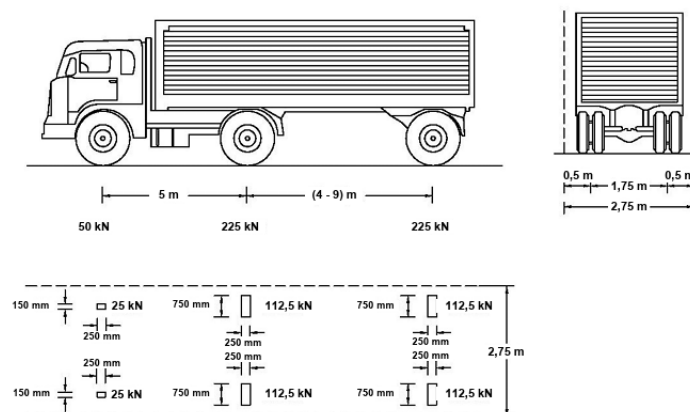
simultan. Beban truk “T” umumnya dipertimbangkan khusus untuk analisis struktur lantai jembatan, dengan faktor beban yang rinciannya tercantum dalam Tabel 2.15.

Tabel 2. 19 Faktor beban untuk beban “T”

Tipe Bahan	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TT})	
		Keadaan batas layan (γ_{TT}^S)	Keadaan batas ulimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

7. Besarnya pembebanan truk “T”



Gambar 2. 20 Pembebanan truk “T” (500 kN)

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Truk “T” digunakan sebagai model pembebanan yang merepresentasikan kendaraan semi-trailer dengan konfigurasi gandar dan bobot tertentu (lihat Gambar 26). Setiap gandar dibagi menjadi dua beban seragam yang identik sebagai perwakilan bidang kontak roda dengan permukaan lantai jembatan. Variasi jarak antar gandar, mulai dari 4,0 m hingga 9,0 m, dihitung untuk memperoleh respons maksimum pada arah memanjang jembatan.

8. Gaya rem (TB)

Gaya rem pada jembatan ditentukan dari nilai terbesar antara dua kondisi, yaitu :

- 25% dari total beban gandar truk desain atau
- 5% dari berat truk rencana yang ditambah dengan beban terbagi rata (BTR).

Gaya pengereman ini harus diterapkan pada setiap lajur rencana yang memikul beban lalu lintas, khususnya pada lajur dengan arus kendaraan searah. Dalam analisis, gaya rem diasumsikan bekerja secara horizontal pada ketinggian 1,8 meter di atas permukaan perkerasan, dengan arah baik ke depan maupun ke belakang, lalu digunakan kondisi yang paling kritis. Apabila di masa depan jembatan direncanakan berubah menjadi jalur satu arah, maka seluruh lajur rencana harus dianggap menerima beban rem secara serentak. Selain itu, perhitungan tetap memperhitungkan faktor kepadatan lajur sesuai ketentuan yang berlaku.

9. Pembebanan untuk pejalan kaki (TP)

Setiap elemen trotoar dengan lebar melebihi 600 mm harus dirancang untuk mampu menahan beban pejalan kaki sebesar 5 *kPa*. Beban ini diasumsikan dapat bekerja bersamaan dengan beban kendaraan pada tiap lajur. Namun, jika trotoar tersebut memungkinkan dilintasi kendaraan, maka beban pejalan kaki tidak perlu digabungkan dengan beban kendaraan. Apabila di masa mendatang trotoar difungsikan sebagai jalur kendaraan, maka beban kendaraan harus diperhitungkan dengan jarak 250 mm dari tepi dalam parapet untuk perencanaan elemen struktur lainnya. Dalam kondisi ini, faktor dinamis akibat beban kendaraan tidak perlu disertakan dalam perhitungan.

2.4.3 Aksi lingkungan

Aksi lingkungan meliputi berbagai pengaruh dari kondisi alam, seperti perubahan temperatur, tiupan angin, banjir, gempa bumi, serta faktor alami lainnya. Nilai beban rencana yang tercantum pada standar ini diperoleh melalui kajian statistik terhadap peristiwa-peristiwa umum yang telah terdokumentasi sebelumnya, tanpa memasukkan kejadian ekstrem yang berpotensi meningkatkan dampak secara lokal. Oleh sebab itu, perencana memiliki kewajiban untuk mengidentifikasi kemungkinan adanya kejadian khusus di area proyek dan mempertimbangkannya dalam proses perencanaan struktur.

1. Penurunan (ES)

Tabel 2. 20 Faktor beban akibat penurunan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{ES})	
	Keadaan batas layan (γ_{ES}^S)	Keadaan batas ulimit (γ_{ES}^U)
Permanen	1,00	N/A

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Dalam proses perencanaan jembatan, penting untuk memperhatikan kemampuan struktur dalam menahan potensi penurunan, termasuk perbedaan penurunan antar titik, sebagai bagian dari pembatasan kondisi layan. Dampak penurunan tersebut dapat diminimalkan melalui mekanisme rangkai maupun interaksi antara tanah dan struktur. Penentuan faktor beban akibat penurunan dapat merujuk pada Tabel 2.16. Perkiraan besar penurunan diperoleh melalui hasil pengujian pada lapisan tanah di lokasi. Namun, apabila perencana memutuskan untuk tidak melakukan pengujian dan hanya mengandalkan nilai asumsi, maka angka tersebut digunakan sebagai batas maksimum penurunan yang mungkin terjadi. Jika penurunan yang diperkirakan cukup signifikan, maka desain struktur bawah maupun atas jembatan harus memperhatikan ketentuan khusus untuk mengantisipasi dampaknya.

2. Gaya akibat deformasi

Perencanaan struktur harus memperhitungkan gaya-gaya dalam yang timbul akibat deformasi karena rangkai dan susut material. Selain itu, apabila diperlukan, pengaruh dari perbedaan temperatur antar bagian struktur (gradien temperatur) juga perlu dianalisis. Gaya-gaya yang muncul akibat adanya pembatasan terhadap deformasi elemen struktur, tumpuan, maupun pada area yang menerima beban secara langsung, wajib dimasukkan dalam perhitungan perencanaan.

a) Temperatur merata (EUn)

Perubahan bentuk struktur akibat fluktuasi suhu yang merata dapat dihitung menggunakan metode yang dijelaskan pada bagian ini. Metode ini berlaku untuk

jembatan dengan gelagar dari beton maupun baja. Rentang suhu yang digunakan harus merujuk pada Tabel 18. Selisih antara suhu maksimum atau minimum dengan suhu referensi (nominal) yang digunakan dalam desain perlu dihitung untuk menilai efek deformasi akibat variasi suhu tersebut. Nilai suhu minimum dan maksimum pada Tabel 2.17 digunakan sebagai $T_{\min \text{ design}}$ dan $T_{\max \text{ design}}$ dalam persamaan berikut.

$$\Delta_T = \alpha L (T_{\max \text{ design}} - T_{\min \text{ design}})$$

Keterangan:

Δ_T	adalah Perubahan panjang akibat perubahan suhu (mm)
α	menyatakan koefisien perubahan panjang akibat suhu atau koefisien muai termal yang dinyatakan dalam satuan mm per mm per derajat Celsius ($mm/mm/^\circ C$).
L	merupakan panjang elemen struktur jembatan dalam satuan milimeter (mm)
$T_{\max \text{ design}}$	Suhu desain maksimum
$T_{\min \text{ design}}$	Suhu desain minimum

Berikut dibawah ini pada Tabel 2. 17 menunjukan temperatur jembatan rata-rata nominal.

Tabel 2. 21 Temperatur jembatan rata-rata nominal

Tipe bangunan atas	Temperatur jembatan rata-rata minimum (1)	Temperatur jembatan rata-rata maksimum
Lantai beton di atas gelagar atau boks beton	15 °C	40 °C
Lantai beton di atas gelagar, boks atau rangka baja	15 °C	40 °C
Lantai pelat baja di atas gelagar, boks atau rangka baja	15 °C	45 °C
Catatan (1): Temperatur jembatan rata-rata minimum bisa dikurangi 5 °C untuk lokasi yang terletak pada ketinggian lebih besar dari 500 m di atas permukaan laut.		

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

Berikut dibawah ini pada Tabel 2.18 menunjukan sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur.

Tabel 2. 22 Sifat bahan rata-rata akibat pengaruh temperatur

Bahan	Koefisien Perpanjangan Akibat Suhu (α)	Modulus Elastisitas (MPa)
Baja	$12 \times 10^{-6}/^{\circ}C$	200.000
Beton :		
Kuat tekan < 30 MPa	$10 \times 10^{-6}/^{\circ}C$	$4700\sqrt{f'_c}$
Kuat tekan > 30 MPa	$11 \times 10^{-6}/^{\circ}C$	$4700\sqrt{f'_c}$

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

2.4.4 Beban Angin Pada Struktur (EWs)

Apabila kondisi lapangan memungkinkan, perencana dapat menetapkan nilai dasar kecepatan angin rencana yang berbeda, khususnya untuk kombinasi beban yang tidak mempertimbangkan pengaruh angin terhadap kendaraan. Arah angin yang digunakan dalam proses perencanaan diasumsikan bekerja secara horizontal. Jika data yang lebih akurat tidak tersedia, maka tekanan angin rencana dalam satuan MPa dapat dihitung dengan memanfaatkan persamaan berikut:

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

Keterangan :

P_B merupakan tekanan angin dasar seperti yang ditentukan dalam Tabel 2.19 (MPa)

Tabel 2. 23 Tekanan angin dasar

Komponen bangunan atas	Angin tekan (MPa)	Angin hisap (MPa)
Rangka, kolom, danpelengkung	0,0024	0,0012
Balok	0,0024	N/A
Permukaan datar	0,0019	N/A

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

1. Tekanan angin horizontal

Beban angin pada jembatan diasumsikan bekerja merata pada seluruh permukaan yang terpapar aliran angin. Dalam proses perhitungannya, luas area yang digunakan harus mencakup semua elemen yang terkena hembusan, seperti sistem lantai dan pagar pembatas (*railing*), dengan pengukuran dilakukan tegak lurus terhadap arah datangnya angin. Analisis ini juga perlu mempertimbangkan variasi arah angin untuk memperoleh kondisi kritis yang berpotensi memberikan pengaruh paling signifikan terhadap struktur maupun komponennya.

Sementara itu, elemen-elemen yang pengaruhnya terhadap respons angin dianggap tidak signifikan dapat diabaikan. Untuk jembatan atau bagian struktur yang memiliki elevasi lebih dari 10.000 mm dari permukaan tanah atau air, kecepatan angin rencana (V_{DZ}) dihitung menggunakan persamaan khusus sesuai ketentuan yang berlaku.

$$V_{DZ} = 2.5V_o \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_o} \right)$$

Keterangan :

- V_{DZ} adalah kecepatan angin rencana pada elevasi tertentu, Z (dalam satuan *km/jam*).
- V_{10} merupakan kecepatan angin yang diukur pada ketinggian 10.000 mm di atas permukaan tanah atau air (juga dalam *km/jam*).
- V_B menunjukkan kecepatan angin rencana pada ketinggian 1.000 mm, biasanya berada dalam rentang 90 hingga 126 *km/jam*, yang digunakan dalam perhitungan tekanan angin.
- Z adalah elevasi struktur dari permukaan tanah atau air tempat pembebanan angin dihitung, dengan ketentuan bahwa Z harus lebih dari 10.000 mm.
- V_o adalah kecepatan gesekan angin, yang ditentukan berdasarkan karakteristik meteorologis area hulu jembatan dan bergantung pada jenis permukaan di wilayah tersebut (dinyatakan dalam *km/jam*).

Z_o adalah panjang gesekan angin yang juga mencerminkan kondisi meteorologis hulu, dengan nilai yang dapat ditemukan dalam Tabel 2.20 (satuan *mm*).

Nilai V_{10} dapat diperoleh melalui beberapa cara, yaitu:

- melalui grafik kecepatan angin dasar berdasarkan periode ulang tertentu
- hasil survei lapangan mengenai kondisi angin di lokasi jembatan
- apabila data spesifik tidak tersedia, dapat diasumsikan bahwa $V_{10} = V_B$, dengan rentang nilai antara 90 hingga 126 *km/jam*.

Tabel 2. 24 Nilai V_0 dan Z_0 untuk berbagai variasi kondisi permukaan hulu

Kondisi	Lahan Terbuka	Sub Urban	Kota
V_o (km/jam)	13,2	17,6	19,3
Z_o (mm)	70	1000	2500

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

2.4.5 Pengaruh gempa

Perancangan jembatan dilakukan dengan maksud meminimalkan kemungkinan runtuh, meskipun masih berpotensi mengalami kerusakan signifikan yang dapat menghambat fungsi layanan saat terjadi gempa. Dalam situasi tertentu, mungkin dibutuhkan perbaikan sebagian atau bahkan penggantian struktur secara keseluruhan. Penetapan tingkat kinerja tinggi, misalnya kinerja operasional, menjadi wewenang pihak berkompeten.

Dalam perhitungan struktural jembatan, gaya horizontal dari gempa dianggap sebagai beban yang bekerja pada keseluruhan struktur. Besarnya gaya ini ditentukan melalui perkalian antara koefisien respons elastik (C_{sm}) dengan berat total struktur ekuivalen. Nilai awal tersebut kemudian tidak langsung digunakan, melainkan harus disesuaikan dengan faktor modifikasi respons (R) sehingga hasil perhitungannya lebih merepresentasikan perilaku struktur saat menerima pengaruh gempa. Hubungan matematis perhitungan gaya gempa tersebut dituangkan dalam bentuk persamaan standar yang menjadi acuan dalam analisis., dengan perhitungan mengacu pada persamaan berikut:

$$E_Q = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan :

- E_Q merupakan gaya gempa horizontal statis (kN)
- C_{sm} adalah koefisien respons elastis gempa elastis
- R_d didefinisikan faktor modifikasi respons
- W_t menyatakan total berat struktur, meliputi beban mati dan beban hidup yang relevan (kN)

Koefisien respons elastis (C_{sm}) diperoleh dari kombinasi percepatan dasar batuan berdasarkan peta gempa dan kurva spektrum percepatan, sesuai dengan zona seismisitas serta periode ulang gempa. Nilai percepatan tersebut kemudian disesuaikan menggunakan faktor amplifikasi, dengan memperhitungkan kondisi tanah hingga kedalaman 30 meter di bawah lokasi jembatan.

Ketentuan dalam standar ini hanya diberlakukan untuk jembatan konvensional. Sedangkan untuk jembatan nonkonvensional, penetapan serta persetujuan aturan yang sesuai menjadi tanggung jawab pemilik proyek. Standar ini tidak harus diterapkan pada struktur bawah tanah, kecuali jika pemilik proyek menetapkan ketentuan tertentu. Perhitungan pengaruh gempa pada gorong-gorong berbentuk persegi maupun konstruksi bawah tanah tidak diwajibkan, kecuali bila bangunan tersebut berada pada jalur patahan aktif. Meski demikian, potensi ketidakstabilan tanah seperti likuifaksi, longsoran, maupun pergerakan sesar tetap harus diperhitungkan guna menjaga kinerja jembatan. Seluruh perhitungan efek gempa, mulai dari beban gempa, metode analisis, peta seismik, hingga detail struktur, wajib mengacu pada SNI 2833:2008 tentang standar perencanaan ketahanan gempa untuk jembatan.

2.4.6 Gesekan pada perletakan (BF)

Perhitungan gaya gesek pada bantalan jembatan didasarkan pada beban tetap, di mana kontribusi kekakuan geser elastomer sudah dianggap di dalamnya. Besarnya gaya ditentukan melalui koefisien gesek rata-rata atau melalui nilai kekakuan geser bantalan.

Tabel 2. 25 Faktor beban akibat gesekan pada perletakan

Jangka waktu	Faktor Beban (γ_{BF})		
	(γ_{BF}^S)	(γ_{BF}^U)	
		Biasa	Terkurangi
Transien	1,00	1,30	0,80
Catatan (1) : Selama pergerakan bangunan atas, terjadi gaya gesekan pada perletakan, namun gaya sisa tetap ada setelah berhenti; oleh sebab itu, pengaruh tetap harus diperhitungkan secara memadai.			

Sumber: SNI-1725-2016-tentang-Pembebanan-Jembatan, 2016

2.4.7 Kombinasi Pembebanan

Perencana wajib mengevaluasi berbagai kemungkinan kombinasi pembebanan parsial yang dapat terjadi. Setiap jenis beban yang tercantum dalam kombinasi harus dikalikan dengan faktor beban yang sesuai. Nilai faktor beban dalam kombinasi tersebut harus mengacu pada Tabel 2. 23. Pemilihan faktor beban harus dilakukan sedemikian rupa sehingga kondisi paling kritis akibat pembebanan dapat ditentukan. Dalam hal terdapat gaya yang saling mengurangi satu sama lain, maka nilai faktor beban yang lebih rendah harus digunakan sebagai pengurang dalam analisis tersebut.

Tabel 2. 26 Kombinasi Beban dan Faktor Beban

Kedaaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWL	BF	EUn	TG	ES	EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,0	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,0	1,4	-	1,0	0,5/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,0	-	-	1,0	0,50/1,2	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,0	0,4	1,0	1,0	0,50/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{eq}	1,0	-	-	1,00	-	-	-	1,0	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,5	1,0	-	-	1,0	-	-	-	-	1,0	1,0
Daya layan I	1,0	1,0	1,0	0,30	1,00	1,00	1,0/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,0	1,3	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	-	-	-	-	-

Tabel 2. 27 Kombinasi Beban dan Faktor Beban (Lanjutan)

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EWs	EWL	BF	EUn	TG	ES	EQ	TC	TV
Daya layan III	1,0	0,8	1,0	-	-	1,0	1,0/1,2	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,0	-	1,0	0,70	-	1,0	1,00/1,2	-	1,0	-	-	-
Fatik (TD, TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa, 2016

2.5 Perencanaan Komponen-Komponen Struktur Jembatan

2.5.1 Perencanaan struktur atas jembatan

Struktur atas jembatan meliputi *Barrier*, Trotoar, Plat Lantai Jembatan, Gelagar Induk, Diafragma.

1. Perencanaan road barrier

Menurut Pedoman Persyaratan Umum Perencanaan Jembatan Kementerian PUPR adalah sebagai berikut :

a) Sifat – sifat *road barrier*

Pengaman lalu lintas pada jembatan maupun struktur terkait sebaiknya memiliki kriteria berikut:

- 1) Mampu menahan kendaraan di atas jembatan dengan mempertimbangkan tingkat risiko yang ada.
- 2) Mengurangi percepatan kendaraan saat terjadi benturan sekaligus mengarahkan kendaraan dengan aman.
- 3) Dipasang dengan kokoh pada penghalang jalan pendekat dengan tingkat kekakuan yang memadai.
- 4) Struktur harus memiliki daya tahan yang cukup untuk menahan beban kejut kendaraan, sehingga dapat mengurangi kemungkinan jeruji menembus ruang penumpang.
- 5) Dapat diperbaiki maupun diganti dalam waktu singkat.

- 6) Mampu mengikuti pergerakan bangunan akibat pemuaian, rotasi, maupun faktor lain. Sambungan harus dirancang untuk mengurangi timbulnya suara bising dan getaran, khususnya di area perkotaan.
- 7) Dirancang agar selaras dengan bentuk bangunan, tidak mengganggu pandangan pengemudi, serta tidak menutup jarak pandang di persimpangan.
- 8) Detail konstruksi harus mampu menahan gaya hidrodinamis dan mencegah benda hanyut tersangkut ketika jembatan terendam banjir dengan periode ulang 25 tahun.
- 9) Jika aspek perencanaan pengaman lalu lintas (*barrier*) belum tercakup dalam pedoman ini, maka dapat merujuk pada **AASHTO LRFD Bridge Design Specification, 4th Edition, 2007.**

b) Tingkat Kinerja

Pengaman lalu lintas sebagaimana yang terlihat pada gambar 3 harus didesain untuk tingkat kinerja yang sesuai, seperti dirinci di bawah ini atau pada tingkat yang ditentukan oleh instansi yang berwenang. Tingkat kinerja 1 merupakan tingkat kinerja yang paling tinggi.

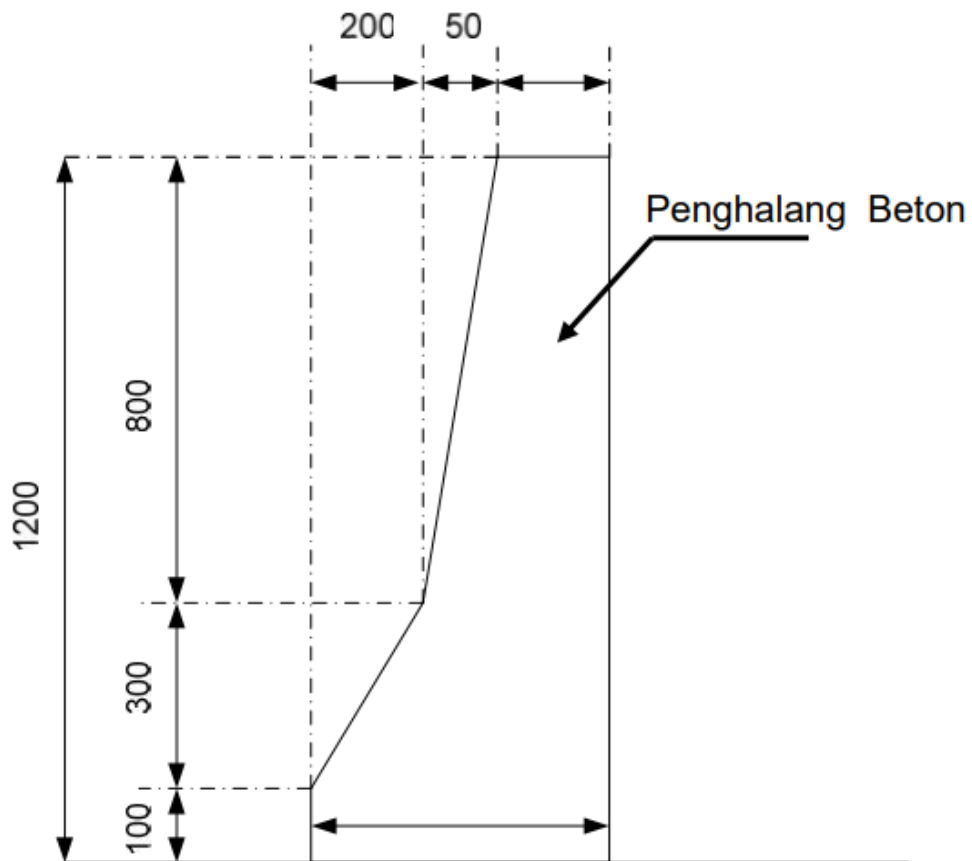
c) Tingkat kinerja 1

Pengaman tingkat kinerja 1 dibutuhkan pada kondisi-kondisi berikut, atau apabila ada bahaya terhadap penumpang kendaraan atau orang lain atau barang milik, atau dalam kondisi-kondisi, seperti yang diatur oleh instansi yang berwenang, misalnya:

- 1) jembatan jalan raya,
- 2) jembatan jalan kereta api,
- 3) jembatan di atas air yang dalam,
- 4) jembatan yang sangat tinggi,
- 5) jembatan di atas rumah-rumah, pabrik-pabrik, dll,
- 6) jembatan pada lengkungan horizontal yang besar.

Pengaman dengan tingkat kinerja 1 dirancang untuk mampu menahan kendaraan ringan, bus, hingga truk berat secara aman, meskipun mengalami benturan dengan energi besar pada kecepatan hingga kecepatan rencana jalan serta sudut tumbukan 15°. Penghalang yang menggunakan jeruji horizontal wajib

memenuhi ketentuan geometris sesuai dengan uraian pada Subbab g mengenai pengaman alternatif pada halaman 71.



Gambar 2. 21 Contoh Tipikal penghalang beton

Sumber : Pedoman Persyaratan Umum Perencanaan Jembatan Kementrian PUPR

CATATAN : Lebar bagian bawah dan bagian atas penghalang harus ditentukan sesuai dengan tingkat kinerja penghalang

d) Tingkat kinerja 2

Pengaman tingkat kinerja 2 digunakan apabila tingkat kinerja 1 tidak diwajibkan dan apabila bahaya lebih besar daripada yang digunakan pada tingkat kinerja 3. Pengaman tingkat kinerja 2 harus mampu menahan mobil dan bus pada tingkat kejutan yang sedang, sehingga bahaya terhadap penumpang kendaraan tidak sebesar pada kondisi tingkat kinerja 1.

e) Tingkat Kinerja 3

Pengaman pada tingkat 3 digunakan dalam kondisi seperti berikut ini.

- 1) Volume lalu lintas rendah ($< 300 \text{ kendaraan/hari}$)
- 2) Jembatan di atas air dangkal,
- 3) Ketinggian jembatan rendah ($< 4 \text{ m}$),
- 4) Alinemen lurus ($\text{radius} > 1500 \text{ m}$), dan Lebar antara pengaman tidak kurang dari 8 m untuk jembatan berlajur banyak atau antara 3,7 m dan 4,9 m pada jembatan berlajur tunggal. Pengaman tingkat kinerja 3 harus mampu menahan mobil pada kecepatan rencana jalan raya dan sudut tumbukan hingga 15 derajat dengan aman.

f) Persyaratan geometrik untuk penghalang berjeruji, tingkat kinerja 1 dan 2

Pengaman lalu lintas sebagaimana yang ditunjukkan pada gambar 4 harus mempunyai tinggi minimum 800 mm. Jeruji bawah harus diletakkan di tengah-tengah antara 380 mm dan 500 mm di atas permukaan referensi. Permukaan referensi bisa berupa permukaan jalan atau jika ada jalur pejalan kaki di depan pengaman, adalah permukaan jalur pejalan kaki tersebut. Bukaan vertikal maksimum di bawah rel terendah atau di antara rel tidak boleh melampaui 380 mm. Permukaan yang menghadap lalu lintas dari semua jeruji harus di dalam 25 mm terhadap permukaan jeruji yang paling dekat terhadap lalu lintas. Jeruji-jeruji yang mundur ke belakang lebih dari 25 mm atau diletakkan lebih dari 380 mm di atas permukaan referensi, tidak boleh dipertimbangkan sebagai jeruji lalu lintas untuk menahan beban rencana. Tiang-tiang harus di belakang muka jeruji lalu lintas minimum 100 mm. Jika pengaman di belakang kereb, seperti pada jembatan-jembatan dengan trotoar, jarak minimum dari muka penghalang terhadap muka kereb adalah 1 m dan tinggi maksimum kereb adalah 150 mm.

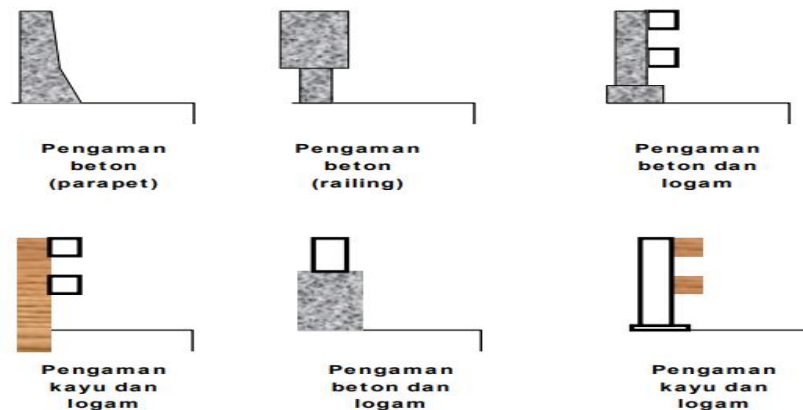


Gambar 2. 22 - Ilustrasi tipikal pengaman lalulintas berjeruji

Sumber : AAHSTO LFRD *Bridge Desain Specification* 4th edition 2007

g) Pengaman alternatif

Pengaman tipe lain dapat digunakan untuk pengaman tingkat kinerja 1 dan tingkat kinerja 2 dengan persetujuan instansi yang berwenang, dengan catatan dasar-dasar perencanaan umum dapat dipenuhi. Tipe-tipe pengaman harus diperiksa dahulu dengan uji benturan skala penuh dan harus memberikan hasil yang memuaskan sebelum digunakan pada jembatan.



Gambar 2. 23 - Ilustrasi jenis-jenis tipikal pengaman lalulintas

Sumber : AAHSTO LFRD *Bridge Desain Specification* 4th edition 2007

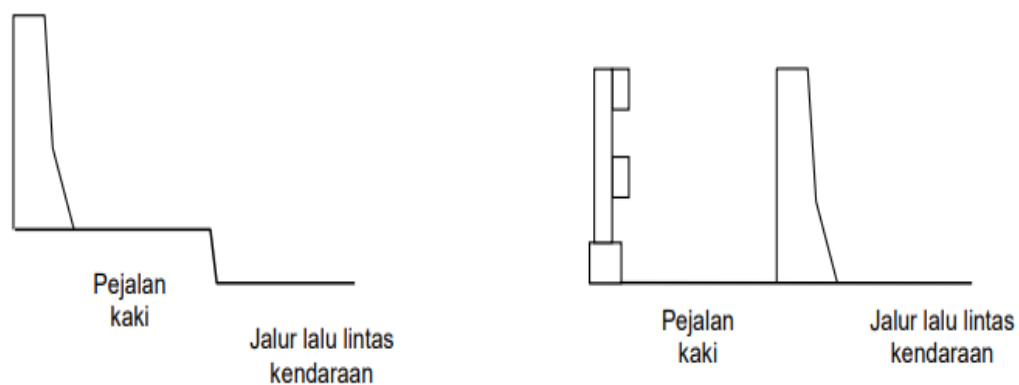
h) Pengaman untuk pejalan kaki

Pengaman untuk pejalan kaki harus mempunyai besaran geometrik berikut ini.

- 1) tinggi yang dianjurkan 1,1 m, dengan tinggi minimum 1,0 m,
- 2) penopang–penopang atau jeruji–jeruji harus berjarak tidak lebih dari 0,13 m untuk keamanan anak-anak, dan

- 3) penopang-penopang vertikal tanpa pijakan yang menanjak dianjurkan untuk rangkaian jeruji horizontal.

Apabila suatu Pengaman lalu lintas mempunyai jeruji tambahan pada ketinggian 1,1 m untuk keamanan pejalan kaki, maka pada hubungan-hubungan dan sambungan-sambungannya, harus dirinci sedemikian rupa sehingga tidak lepas akibat benturan kendaraan. Untuk alasan meningkatkan keselamatan pejalan kaki terutama pada jembatan yang terletak pada ruas jalan dengan kecepatan rencana yang relatif tinggi, penghalang dengan tingkat kinerja yang sesuai dapat ditempatkan untuk memisahkan lajur lalu lintas dengan pejalan kaki, yang ditunjukkan pada Gambar 2.24 dibawah ini.



Gambar 2. 24 - Ilustrasi Jenis-jenis tipikal penghalang untuk pejalan kaki

Sumber : *AAHSTO LFRD Bridge Desain Specification 4th edition 2007*

2. Perencanaan Trotoar

Menurut SNI-03-2443-1991 Tentang Spesifikasi Trotoar dapat diuraikan sebagai berikut.

a) Fungsi Trotoar

Menurut SNI-03-2443-1991 Tentang Spesifikasi Trotoar Fungsi utama trotoar adalah untuk memberikan pelayanan yang optimal kepada pejalan kaki baik dari segi keamanan maupun kenyamanan.

b) Dimensi Trotoar

Dalam perencanaan trotoar yang perlu diperhatikan ialah kebebasan kecepatan berjalan untuk mendahului pejalan kaki lainnya dan juga kebebasan

waktu berpapasan dengan pejalan kaki lainnya tanpa bersinggungan. Lebar minimum trotoar yang dibutuhkan dapat dilihat pada Tabel 2.23.

Tabel 2. 28 – Lebar trotoar yang Dibutuhkan sesuai dengan Penggunaan Lahan Sekitarnya

Penggunaan lahan sekitarnya	Lebar minimum (m)
f. Perumahan	m. 1,5
g. Perkantoran	n. 2,0
h. Industri	o. 2,0
i. Sekolah	p. 2,0
j. Terminal/Pemberhentian bus	q. 2,0
k. Pertokoan/Perbelanjaan	r. 2,0
l. Jembatan, Trowongan	s. 1,0

Sumber : SNI-03-2443-1991 Tentang Spesifikasi Trotoar

3. Pelat Lantai Jembatan

Dirjen Bina Marga (2021) menyebutkan bahwa pelat lantai menjadi elemen yang langsung menahan beban kendaraan, yang selanjutnya disebarkan ke arah melintang dan memanjang bentang jembatan.

a) Tebal Plat Lantai Jembatan

Menurut “RSNI T-12-2004” Pelat lantai yang berfungsi sebagai lantai kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s memenuhi kedua ketentuan:

$$t_s \geq 200mm$$

$$t_s \geq (100 + 40L)mm$$

Keterangan:

L adalah bentang pelat diukur dari pusat ke pusat tumpuan (dalam meter)

b) Tulangan Pembagi

Penempatan tulangan pembagi dilakukan tegak lurus tulangan utama, dengan kuantitas yang ditetapkan sebagai persentase dari total tulangan utama, sementara tulangan utama dipasang searah jalur lalu lintas.

$$\text{Persentase} = \frac{55}{l} \quad (\text{Max. 50\%, Min. 30\%})$$

Tulangan pokok tegak lurus arah lalu lintas:

$$\text{Persentase} = \frac{110}{l} \quad (\text{Max. 67\%, Min. 30\%})$$

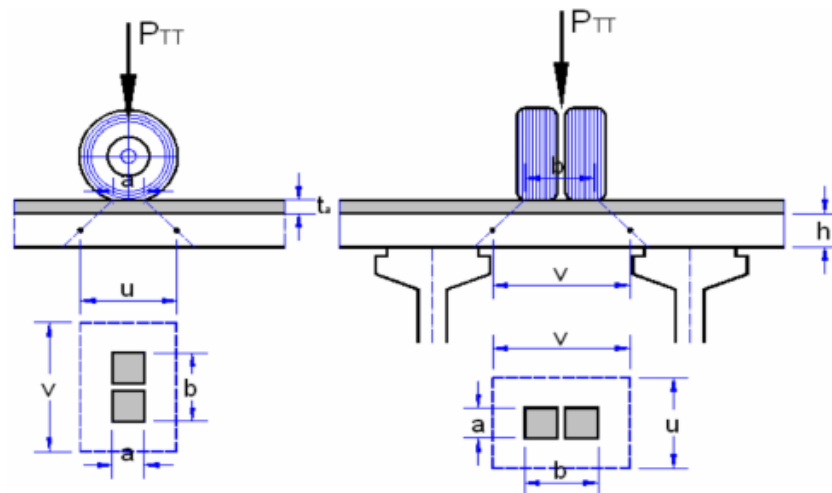
Keterangan:

l (jarak antar gelagar.)

Batas spasi tulangan ditetapkan maksimal 1,5 kali ketebalan pelat atau 450 mm.

c) Kuat Geser dan *Punching Shear*

Perencanaan pelat lantai kendaraan perlu dikaji terhadap gaya geser satu arah (geser pons), sebagaimana akan dijelaskan pada berikut.



Gambar 2. 25 Keliling geser kritis pelat

Sumber : Direktorat Jendral Bina Marga, 2021

$$Vu > P_{u \text{ truck}}$$

$$b_0 = a + (2 \times t_a) + h$$

$$d_0 = b + (2 \times t_a) + h$$

$$b' = (2 \times u) + (2 \times v)$$

$$A_{pons} = b' \times d$$

$$P_{u \text{ truck}} = (1 + FDB) \times P_{TT}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b' \times d$$

$$V_u = \phi \times V_c$$

Keterangan :

b_0	panjang efektif dari keliling kritis (mm)
d_0	lebar efektif dari keliling kritis (mm)
h	tebal pelat lantai kendaraan (mm)
t_a	tebal lapisan aspal dan overlay (mm)
A_{pons}	luas penampang kritis (mm)

4. Balok PCI Girder

Pada tahap awal perencanaan, dimensi balok girder ditentukan berdasarkan pendekatan praktis dengan mempertimbangkan antara tinggi balok dan panjang bentangnya, sesuai dengan referensi teknik perencanaan jembatan, yaitu sebagai berikut.

$$H = \left(\frac{1}{10} \text{ hingga } \frac{1}{12} \right) \times L$$

Lebar balok girder ditentukan berdasarkan pendekatan praktis yang umum digunakan dalam perencanaan struktur, yaitu dengan mengambil sepertiga dari tinggi balok. Sehingga diperoleh rumus sebagai berikut

$$B = \frac{1}{3} \times H$$

Keterangan:

H	adalah tinggi girder (m)
B	adalah lebar girder (m)
L	adalah bentang jembatan (m)

a) Perencanaan lentur gelagar beton pratekan

1) Menentukan perkiraan kebutuhan gaya prategang awal

Untuk menentukan gaya prategang, tegangan pada penampang dihitung berdasarkan kondisi batas layanan. Tujuan langkah ini adalah untuk memastikan gaya prategang yang diterapkan cukup agar struktur tetap

berfungsi sesuai persyaratan desain. Besarnya tegangan dapat dihitung menggunakan persamaan berikut:

$$f_b = \frac{MS}{S_b} + MA + \frac{0,80(M_{LL})}{S_{bcg}}$$

Keterangan:

f_b (tegangan di bawah penampang kondisi layan (MPa))

f'_c (kuat tekan beton (MPa))

MA (beban mati tambahan (N))

MS (berat sendiri komponen struktur (N))

S_b (modulus penampang gelagar (mm^3))

S_{bcg} (modulus penampang komposit (mm^3))

2) Menentukan tegangan tarik izin beton pada kondisi layan

Tahap berikutnya adalah menghitung tegangan tarik beton yang diperbolehkan pada kondisi layanan, guna mengontrol tegangan yang timbul pada gelagar, dengan persamaan berikut :

$$f_t = 0,5\sqrt{f'_c}$$

Keterangan:

f_t (kuat tarik beton (MPa))

f'_c (kuat tekan beton (MPa))

3) Menentukan gaya prategang yang dibutuhkan

Langkah pertama adalah menentukan nilai eksentrisitas tendon di tengah bentang, biasanya antara 5% hingga 15%. Setelah eksentrisitas ditentukan, gaya prategang pada kondisi layan dapat dihitung dengan persamaan :

$$P_{pe} = \frac{f_b}{\frac{1}{A} + \frac{e_c}{S_b}}$$

Selanjutnya, gaya prategang diperkirakan berkurang dalam jangka panjang sebesar 25%–30%. Dengan memperhitungkan kehilangan ini, gaya prategang akhir per strand dapat dihitung menggunakan :

$$P_{akhir,strand} = A_{strand} \cdot (0.75 f_{pu}) \cdot (1 - \Delta)$$

Dengan gaya prategang akhir yang telah diperoleh, jumlah strand dan luas penampang baja prategang ditentukan melalui persamaan berikut:

$$A_{ps} = n_{strand-req} \cdot A_{strand}$$

Dengan demikian, besarnya gaya prategang akhir digunakan untuk menentukan jumlah strand dan luas tulangan baja prategang yang diperlukan :

$$n_{strand-req} = \frac{P_{pe}}{P_{akhir,strand}}$$

Keterangan:

A_{ps}	(luas baja prategang (mm^2))
A_{strand}	(luas strand (mm^2))
n_{strand}	(jumlah <i>strand</i>)
P_{pe}	(gaya prategang yang dibutuhkan (N))
e_c	(eksentrisitas tendon (mm))
f_b	(tegangan di bawah penampang kondisi layan (MPa))
S_b	(modulus penampang gelagar (mm^3))

4) Menentukan kehilangan gaya prategang

Selanjutnya, total kehilangan gaya prategang yang terjadi dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$\Delta f_{pi} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES}$$

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pi} + \Delta f_{pLT}$$

Keterangan:

f_{pi}	(kehilangan saat inisial atau awal (MPa))
f_{pLT}	(kehilangan jangka panjang akibat rangkai dan susut pada beton (MPa))
f_{pT}	(total kehilangan prategang (MPa))
f_{pF}	(kehilangan akibat friksi (MPa))
f_{pA}	(kehilangan akibat pengangkuran (MPa))

f_{pES} (jumlah semua kehilangan akibat perpendekan elastisitas (MPa))

Gaya prategang pada kondisi awal (inisial) dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$f_{pi} = 0.75f_{pu} - \Delta f_{pi}$$

$$P_i = A_{ps}f_{pi}$$

Keterangan:

f_{pi} (tegangan baja prategang pada kondisi awal (MPa))

f_{pu} (kuat tarik baja prategang (Mpa))

P_i (gaya prategang kondisi awal)

Nilai tegangan pada kondisi akhir ditentukan menurut persamaan berikut :

$$f_{pe} = 0.75f_{pu} - \Delta f_{pT}$$

$$P_e = A_{ps} f_{pe}$$

Keterangan

A_{ps} (luas tendon prategang (mm^2))

f_{pe} (gaya prategang kondisi akhir (kN))

f (gaya prategang efektif (MPa))

Δf_{pT} (total kehilangan prategang (MPa))

5) Menentukan Tegangan pada Penampang

Tegangan yang muncul pada penampang ditentukan dengan persamaan :

a. Kondisi pemasangan prategang awal *stressing*

$$f_i = \pm \frac{P_i}{A_g} \pm \frac{P_i e}{S} \pm \frac{M_s}{S}$$

$$S = \frac{I_g}{y_t} \quad \text{atau} \quad S = \frac{I_g}{y_b}$$

Keterangan:

f_i (tegangan pada saat *stressing* (MPa))

P_i	(gaya prategang pada kondisi awal (kN))
A_g	(luas penampang gelagar (mm^2))
M_S	(momen akibat berat sendiri gelagar (kNm))
S	(modulus penampang gelagar (mm^3))
I_g	(inersia gross penampang gelagar (mm^4))
e	(eksentrisitas gelagar (mm))
y_t	(titik berat penampang terhadap sisi atas gelagar (mm))
y_b	(titik berat penampang terhadap sisi bawah gelagar (mm))

b. Kondisi pelaksanaann

$$f_{cons} = \pm \frac{P_i}{A_g} \pm \frac{P_i e}{S} \pm \frac{MS}{S}$$

Keterangan:

f_{cons}	(tegangan pada saat pelaksanaan (MPa))
MS	(momen akibat berat sendiri gelagar, berat pelat lantai, berat dek, berat diafragma, dan RC Plate (jika ada) (kNm))

c. Kondisi layann

$$f_s = \pm \frac{P_e}{A_g} \pm \frac{P_e e}{S} \pm \frac{MS}{S} \pm \frac{MA + M_{LL}}{S_c}$$

Keterangan:

f_s	(tegangan kondisi awal layan (MPa))
I_c	(inersia penampang komposit (mm^4))
S_c	(modulus penampang komposit (mm^3))
MA	(momen akibat beban mati tambahan (kNm))
M_{LL}	(momen akibat beban hidup (kNm))
MS	(momen akibat berat sendiri gelagar, berat pelat lantai, berat dek, berat diafragma, dan RC plate (jika ada) (kNm))
P_e	(gaya prategang kondisi akhir (kN))
y_{bc}	(titik berat penampang komposit terhadap sisi bawah (mm^4))

y_{tc} (titik berat penampang komposit terhadap sisi atas (mm^4))

d. Menentukan kapasitas lentur penampang

Kapasitas lentur dihitung untuk memastikan tegangan tidak melebihi batas yang diizinkan:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2} \right)$$

Keterangan:

d_p (merupakan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan prategang (mm))

a (tinggi tegangan blok persegi ekuivalen (mm))

d_s (Jarak dari sisi tekan terluar ke pusat tulangan tarik biasa (mm)).

A_s (luas tulangan nonprategang (mm^2))

A_{ps} (luas tulangan baja prategang (mm^2))

f_{ps} (tegangan rata-rata baja prategang (MPa))

e. Menentukan kapasitas retak penampang

Momen retak ditentukan dengan persamaan:

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

Keterangan

f_r (modulus retak (MPa)),

f_{cpe} (menunjukkan tegangan tekan pada beton akibat gaya prategang efektif (setelah seluruh kehilangan prategang diperhitungkan) pada serat terluar penampang yang mengalami tegangan tarik akibat beban luar (MPa)).

M_{cr} (momen retak (kNm))

S_c (modulus penampang untuk serat terluar dari penampang komposit, yang mana tegangan tarik disebabkan oleh beban luar (mm^3))

S_{nc}	(modulus penampang untuk serat terluar dari penampang monolit atau nonkomposit untuk menahan semua beban (mm^3))
M_{dnc}	(total momen tak terfaktor akibat beban mati (kNm))
γ_2	(faktor variabilitas prategang)
γ_1	(faktor variabilitas retak lentur)
γ_3	(rasio kuat leleh minimum tulangan untuk kuat tarik ultimit tulangan)

Faktor reduksi lentur (M_r) harus :

$$M_r \geq 1,33M_u$$

$$M_r \geq 1,2M_{cr}$$

Keterangan:

M_r (adalah tahanan lentur terfaktor (kNm))

M_u (adalah momen terfaktor (kNm))

b) Perencanaan geser gelagar beton pratekan

Untuk menahan gaya geser yang bekerja pada gelagar, digunakan tulangan transversal. Gaya geser maksimum beton dihitung pada penampang kritis, yaitu titik dengan tegangan geser tertinggi :

$$V_c = 0.083\beta\sqrt{f'_c}b_vd_v$$

Keterangan:

V_c (tahanan geser yang disumbangkan oleh beton (kN))

β (faktor indikasi kemampuan retak diagonal beton)

f'_c (kekuatan tekan beton yang direncanakan (MPa))

b_v (lebar efektif (web) badan gelagar (mm))

d_v (kedalaman geser efektif (mm))

Untuk menentukan nilai β langkah-langkah yang dapat dilakukan adalah sebagai berikut:

$$V_p = P_{ef} \frac{y_{end} - y_{mid}}{rtendon}$$

$$\epsilon_s = \frac{\frac{|M_u|}{d_v} + 0.5N_u + |V_u - V_p| - A_{ps}0.7f_{pu}}{E_{ps}A_{ps}}$$

Apabila penampang menggunakan tulangan minimum:

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s}$$

Apabila penampang tanpa menggunakan tulangan minimum:

$$\beta = \frac{4.8}{1 + 750\epsilon_s} \frac{51}{39 + s_{xe}}$$

$$s_{xe} = s_x \frac{1.38}{a_g + 0.63}$$

$$300\text{mm} \leq s_{xe} \leq 2000\text{mm}$$

Keterangan :

- a_g (ukuran agregat maksimum (mm))
- s_x (parameter spasi retak, diambil nilai terkecil salah satu dari d_v atau jarak maksimum antar lapisan-lapisan tulangan pengendali retak (mm))
- f_{pu} (kuat tarik putus baja prategang (MPa))
- ϵ_s (regangan longitudinal di baja tulangan)
- V_p (tahanan geser yang disumbangkan oleh gaya prategang (kN))
- p_{ef} (gaya prategang efektif (kN))
- y_{end} (titik berat tendon pada tumpuan (mm))
- y_{mid} (titik berat tendon pada tengah bentang (mm))
- r_{tendon} (panjang tendon pada setengah bentang)

Kontribusi gaya geser dari beton dan gaya prategang diperiksa terhadap gaya geser terfaktor pada gelagar menggunakan persamaan berikut :

$$V_u > 0.5\phi_v V_c + V_p$$

Saat kondisi syarat terpenuhi, tulangan geser dipasang untuk menahan gaya geser yang terfaktor, sedangkan jika tidak terpenuhi, digunakan tulangan geser minimum. Besar pengaruh tulangan geser terhadap kapasitas geser dihitung dengan persamaan berikut :

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

Jika tulangan geser dipasang tegak lurus ($\alpha = 90^\circ$), maka:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v \cot \theta}{s}$$

Untuk menentukan sudut tegangan utama (θ):

$$\theta = 29 + 3500 \epsilon_s$$

Persamaan berikut untuk menghitung tulangan geser minimum yaitu:

$$A_v \geq 0.083 \lambda \sqrt{f'_c} \frac{b_v s}{f_y}$$

Keterangan :

V_s (tahanan geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (kN))

A_v (luas tulangan geser (mm²))

s (jarak tulangan geser (mm))

Kapasitas geser total pada penampang gelagar ditentukan dengan menggabungkan tahanan geser beton dan tulangan geser, sehingga terbentuk tahanan nominal geser (V_n) Perhitungannya dilakukan dengan persamaan berikut:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Keterangan:

V_n (tahanan nominal geser gelagar (kN))

V_p (kuat geser yang berasal dari pretegang (kN))

Agar aman, tahanan geser nominal gelagar harus tidak kurang dari gaya geser terfaktor, yaitu:

$$\phi_v V_n \geq V_u$$

Untuk keamanan, tulangan geser dipasang dengan spasi maksimum tertentu, yang dihitung sesuai tegangan geser pada penampang :

$$v_u = \frac{V_u - \phi_v V_p}{\phi_v b_v d_v}$$

Untuk menghitung jarak maksimal tulangan geser, digunakan persamaan berikut :

Jika $v_u < 0,125 f'_c$, maka $s_{max} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$

Jika $v_u \geq 0,125 f'_c$, maka $s_{max} = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm}$

Keterangan:

v_u (tegangan geser (MPa))

f'_c (mutu beton yang digunakan (MPa))

V_u (gaya geser terfaktor (kN))

s_{max} (batas spasi maksimum (mm))

b_v (lebar efektif web (mm))

d_v (kedalam geser efektif (mm))

c) Perencanaan torsi gelagar beton

Tegangan yang muncul dari torsi dapat menyebabkan retak pada penampang tanpa tulangan tambahan, dan untuk beton normal, pengaruhnya dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$T_u > 0.25\phi T_c$$

Dimana

$$T_c = 0.328\sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{P_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0.328\sqrt{f'_c}}}$$

Keterangan:

T_u (momen torsi terfaktor (kNm))

T_c (momen retak torsi (kNm))

A_{cp} (luas total yang dikelilingi oleh batas luar penampang beton (mm))

Untuk mengetahui kapasitas torsi, digunakan persamaan berikut :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s}$$

Keterangan:

T_n (tahanan torsi rencana (kNm))

A_o (luas area tertutup oleh aliran geser (mm²))

A_t (luas satu kaki tulangan torsi transversal tertutup (mm²))

- θ (sudut inklinasi tegangan tekan diagonal ($^{\circ}$))
 s (jarak antar tulangan (mm))

5. Sambungan siar muai (*Expansion joint*)

a) Penentuan lokasi sambungan siar muai

Pemilihan letak sambungan siar muai menjadi aspek krusial untuk memastikan efektivitas dan kinerja lantai jembatan. Dalam menentukan lokasi pemasangannya, perlu memperhatikan jenis dan material struktur atas jembatan, panjang bentang, kelas jalan serta intensitas lalu lintas, kondisi iklim di area jembatan, serta aspek yang berkaitan dengan potensi korosi.

b) Perhitungan pergerakan maksimum

Sambungan siar muai harus dirancang untuk dapat menahan pergerakan akibat perubahan temperatur. Berdasarkan survei lapangan, diperoleh data temperatur udara periodik, dari mana digunakan nilai temperatur maksimum dan minimum. Selanjutnya, pergerakan akibat variasi temperatur ini dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$\Delta T = \frac{1}{2} (T_{\max} \text{ Desain} - T_{\min} \text{ Desain})$$

$$\Delta L_{\text{Temp}} = \alpha L \Delta T$$

Keterangan :

ΔT (nilai rata-rata temperatur udara tertinggi dan temperatur udara terendah ($^{\circ}\text{C}$))

ΔL_{Temp} (perubahan panjang yang mungkin terjadi akibat perbedaan temperatur (mm))

α (koefisien muai panas, dimana untuk gelagar beton dengan nilai $10 \times 10^{-6} (/^{\circ}\text{C})$, dan untuk gelagar baja dengan nilai $12 \times 10^{-6} (/^{\circ}\text{C})$)

$T_{\max}$ (Desain ialah temperatur rata-rata tertinggi ($^{\circ}\text{C}$) ditentukan dari survei lapangan)

- T_{min} (Desain ialah temperatur rata-rata terendah ($^{\circ}\text{C}$) ditentukan dari survei lapangan)
- L (panjang struktur yang mengalami variasi pergerakan (panjang bentang) (m))

Selain fungsinya untuk mengatasi efek perubahan suhu, sambungan siar muai perlu memperhitungkan pergerakan beton karena rangkak dan susut, dengan perhitungan berdasarkan persamaan berikut:

$$\Delta L_{sh} = \epsilon_{sh} L$$

$$\Delta L_{cr} = \epsilon_{cr} L$$

Keterangan:

- ΔL_{sh} (perubahan panjang yang mungkin terjadi akibat susut (mm))
- ΔL_{cr} (perubahan panjang yang mungkin terjadi akibat rangkak (mm))
- ϵ_{sh} (nilai regangan susut)
- ϵ_{cr} (koefisien rangkak)
- L (panjang struktur yang mengalami variasi pergerakan (panjang bentang) (m))

Pergerakan total yang harus diakomodasi oleh sambungan siar muai merupakan kombinasi dari pergerakan akibat perubahan temperatur serta pengaruh lain seperti susut dan rangkak beton, yang dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$\Delta L_{sambungan} = \left(\frac{\Delta L_{cr} + \Delta L_{sh} + \Delta L_{Temp}}{2} \right)$$

Keterangan :

- $\Delta L_{sambungan}$ (pergerakan total yang harus di akomodasi siar muai (mm))
- ΔL_{cr} (pergerakan akibat rangkak (mm))
- ΔL_{sh} (pergerakan akibat susut (mm))
- ϵ_{cr} (koefisien rangkak)
- ΔL_{Temp} (pergerakan akibat temperatur (mm))
- ΔL_{EQ} (pergerakan akibat gempa (mm))

- c) Pemilihan tipe sambungan siar muai

Begitu semua perhitungan dan variabel terkait diperhitungkan, pergerakan yang terjadi dibandingkan dengan kapasitas maksimum sambungan siar muai, sehingga dapat dipilih jenis sambungan yang paling sesuai.

Tabel 2. 29 Karakteristik sambungan siar muai serta rentang pergerakan masing-masing tipe.

Jenis Sambungan siar muai	Pergerakan total memanjang yang diizinkan		Pergerakan arah melintang yang diizinkan (mm)	Pergerakan Vertikal maksimum yang diizinkan (mm)	Jenis Pergerakan
	Minimum (mm)	Maksimum (mm)			
Sambungan tertanam	5	20	* -	± 1	Kecil
<i>Asphaltic plug</i>	5	20	* -	$\pm 1,5$	Kecil
Sambungan tipe seal yang dituang	5	12	* -	± 3	Kecil
<i>Compression seal</i>	5	40	* -	± 3	Menengah
<i>Finger plate joint</i>	60	1200	± 5	$\pm 20^*$	Besar
Modular	60	1200	± 20	$\pm 20^*$	Besar
<i>Mat expansion joint</i>	60	1000	± 500	$\pm 40^*$	Besar
<i>Seismic Modular joint</i>	60	1200	± 600	$\pm 25^*$	Besar

Sumber : 06 SE Db 2021 tentang Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan
(02 M BM 2021)

6. Elastomeric Bearing pad

Perletakan elastomer (bearing pad) merupakan elemen struktur yang terbuat dari karet alam (natural rubber) atau karet sintetis (neoprene) dan berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas jembatan ke struktur bawahnya. Bahan elastomer ini memiliki sifat elastis seperti karet alami atau vulkanisasi, sehingga dapat meregang saat diberi tegangan, berubah bentuk dengan cepat, dan kembali ke kondisi semula setelah beban dihilangkan.

- 1) Tersusun atas dua atau lebih lapisan elastomer dengan pelat baja yang bekerja secara komposit.
- 2) Mampu menahan beban vertikal hingga sekitar 5000 kN.
- 3) Perlu modifikasi agar dapat menahan gaya melintang jembatan,
- 4) Perlu modifikasi agar dapat menahan gaya memanjang jembatan,
- 5) Mempunyai kapasitas perpindahan maksimum sekitar 50 mm.
- 6) Baik untuk menahan beban gempa sebagai peredam (buffer),

7) Tanpa perawatan.

Dalam merancang bantalan karet bertipe elastomer berlapis, perlu dipastikan keseimbangan antara daya dukung tekan dan fleksibilitas untuk translasi dan rotasi. Bantalan yang sesuai standar dicapai dengan elastomer lentur ($G = 0,6-1,3$ MPa), faktor bentuk yang tepat, dan kekerasan nominal 50–60 Shore “A”.

Penentuan ketebalan bantalan mempertimbangkan translasi yang harus ditampung. Geser akibat translasi dibatasi $< 0,5$ mm untuk keamanan, dan ketebalan total elastomer dirancang minimal dua kali pergerakan rencana, dengan batas maksimum $L/3$ atau $W/3$ untuk stabilitas.

Tegangan pada bantalan ditentukan dari kombinasi beban mati dan hidup, yang dikonversi menjadi tegangan rata-rata berdasarkan area yang menerima beban, sesuai persamaan berikut :

$$\sigma_s = \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A}$$

$$\sigma_L = \frac{P_{LL}}{A}$$

Keterangan:

σ_s (tegangan rata-rata akibat beban total (MPa))

σ_L (tegangan rata-rata akibat beban hidup (MPa))

P_{DL} (beban mati rencana (kN))

P_{LL} (beban hidup rencana (kN))

A (luas keseluruhan (*bounded surface area*) (mm²))

aat menerima beban, kekakuan bantalan karet ditentukan oleh kemampuan permukaan menahan geser dan faktor bentuk (S), yang didefinisikan sebagai perbandingan antara area tekan dan area bebas untuk ekspansi. Untuk lapisan elastomer solid, faktor bentuk ini dapat dihitung menggunakan persamaan berikut :

$$S = \frac{A}{l_p \times h_{ri}}$$

$$l_p = 2(L + W)$$

$$A = L \times W$$

Keterangan:

S (faktor bentuk)

- A (luas keseluruhan (*bounded surface area*) (mm²))
 l_p (keliling elastomer, termasuk lubang (*bonded surface perimeter*) (mm))
 h_{ri} (ketebalan efektif karet pada lapisan antara (*internal layer*) (mm))
 l (panjang efektif keseluruhan elastomer (mm))
 b (lebar efektif keseluruhan elastomer (mm))

Pemisahan elastomer dari pelat penguat juga menjadi aspek penting yang harus diperhatikan. Untuk mencegah kerusakan, tegangan tekan maksimum pada elastomer dibatasi hingga 7,0 MPa, khususnya pada bantalan yang mengalami geser. Pemisahan ini dapat dihindari dengan memastikan batasan tekan terpenuhi melalui persamaan berikut :

$$\sigma_s \leq 7.0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s \leq 1.0 \text{ GS}$$

Keterangan:

- G (modulus geser elastomer (MPa))
 S (faktor bentuk)
 σ_s (tegangan rata-rata akibat beban total (MPa))

Tegangan maksimum pada bantalan karet berlapis dengan pembatas geser dapat ditingkatkan 10%, sedangkan rotasi bantalan dihitung sebagai jumlah maksimum dari rotasi ujung gelagar dan pengaruh keselarasan akibat beban. Penting untuk mencegah terjadinya pemisahan (*separation*) antara ujung bantalan dengan struktur penopang saat rotasi, karena hal ini dapat menyebabkan delaminasi atau sobek pada material. Pencegahan pemisahan dicapai dengan mengombinasikan batasan tegangan dan rotasi yang terpenuhi sesuai persamaan berikut:

$$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$\sigma_s \geq 0.5GS \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

Keterangan:

- $\theta_{s,x}$ (maksimum perputaran pada setiap sumbu (*rad*))

- L (panjang dari bantalan elastomer (sejajar dengan sumbu memanjang jembatan) (mm))
- n (jumlah lapisan internal karet)
- G (modulus geser elastomer (MPa))
- S (faktor bentuk)
- W (lebar dari bantalan elastomer (tegak lurus terhadap sumbu memanjang jembatan) (mm))
- h_{ri} (ketebalan lapisan internal (mm))

Pelat baja akan mengalami tegangan tarik saat menahan pergerakan elastomer. Tegangan tarik ini menjadi dasar untuk menentukan ketebalan pelat, sehingga tebal pelat harus dihitung berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{3h_{r\max}\sigma_s}{f_y}$$

Dalam perhitungan ketahanan terhadap fatik, kebutuhan ketebalan atau pekat pelat ditentukan berdasarkan :

$$h_s \geq \frac{2h_{\max}\sigma_L}{\Delta F_{TH}}$$

Keterangan:

- h_{max} (ketebalan maksimum lapisan elastomer pada bantalan elastomer (mm))
- h_s (ketebalan lapisan plat pada elastomer berlapis plat (mm))
- f_y (batas tegangan leleh dari pelat baja yang digunakan (MPa))
- F_{TH} (batas fatik (*constant amplitude fatigue threshold*) yang digunakan (MPa))
- σ_s (tegangan rata-rata akibat beban total (MPa))
- σ_L (tegangan rata-rata akibat beban hidup (Mpa))

Bantalan harus dihentikan pergerakan horizontalnya jika beban geser terfaktor yang diterimanya melampaui 20% dari beban vertikal minimum akibat gempa.

2.5.2 Merencanakan struktur bawah jembatan

Pada laporan tugas akhir ini struktur bawah jembatan meliputi abutment dan pilar

1. Abutment

Bagian struktur bawah jembatan yang terletak pada ujung bentang dikenal sebagai abutment atau kepala jembatan. Struktur ini berfungsi untuk menahan dan mendukung bangunan atas serta menahan tanah di sekitarnya .

a) Perencanaan Abutment

Pada laporan tugas akhir ini yang di pakai adalah abutment tipe dinding yang di rencanakan sebagai berikut :

- 1) Desain awal
 - Ukuran abutment: mencakup lebar (b), tinggi (h), tebal lapisan pelindung beton (c), panjang (L), tinggi efektif (d).
 - Karakteristik material: meliputi kekuatan beton (f'_c), Kekuatan tarik baja tulangan (f_y), serta diameter tulangan utama (D).
 - **beban desain dan faktor keamanan:** termasuk momen ultimit (M_u), gaya geser maksimum (V_u), dan koefisien tahanan geser (ϕ).
- 2) Perencanaan tulangan utama
 - Besarnya gaya aksial (P_u) dan momen lentur (M_u) diplot ke dalam diagram interaksi kolom atau dinding.
 - Perbandingan rasio antara momen terfaktor dan momen nominal (M_u/M_n)
 - Jika hasil perbandingan tersebut lebih besar atau sama dengan 1,33, maka struktur dianggap dalam kondisi dominasi lentur dan diperbolehkan lanjut ke tahap perencanaan tulangan geser.
 - Jika nilai rasio kurang dari 1,33, maka perlu dilakukan revisi pada desain tulangan utama agar mampu menahan kombinasi beban yang bekerja dengan aman.
- 3) Perencanaan tulangan geser abutment
 - Hitung kapasitas geser beton

$$V_c = \frac{1}{6\sqrt{f'_c b w d}}$$

- Bandingkan gaya geser terfaktor (V_u) dengan nilai batas $0.5\phi V_c$

Jika, maka cukup digunakan tulangan geser minimum untuk menghindari retak-retak kecil atau geser diagonal. Nilai minimum tulangan geser dihitung dengan:

$$A_v \geq 0,083 \frac{\sqrt{f'_c}}{f_y} bws$$

- Jika $V_u > 0.5\phi V_c$, maka perlu dihitung kebutuhan tulangan geser aktual untuk menahan selisih antara V_u dan V_c . Gaya geser yang harus ditahan oleh tulangan geser adalah:

$$V_s = V_u - V_c$$

Lalu jumlah kebutuhan tulangan geser per satuan panjang:

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{\phi f_y d}$$

Hitung kapasitas geser total (nominal)

$$V_n = V_c + V_s$$

Periksa nilai faktornya cukup menahan beban:

$$\phi V_n \geq V_u$$

2. Pilar jembatan

Pilar berfungsi untuk menopang dan menyalurkan beban dari struktur atas ke fondasi, sekaligus menahan gaya horizontal yang bekerja pada jembatan. Seperti halnya perancangan elemen struktur lainnya, perencanaan pilar dilakukan untuk memastikan terpenuhinya kriteria kekuatan dan layanan. Pilar mengalami kombinasi gaya lentur, geser, dan aksial akibat beban yang bekerja padanya. Oleh karena itu, perancangan pilar harus dilakukan secara cermat agar terhindar dari kegagalan, karena kerusakan pada pilar dapat menyebabkan kegagalan seluruh struktur jembatan.

a) Merencanakan Kepala Pilar

Perencanaan kepala pilaar harus memperhitungkan semua bebann yang mungkin terjadi pada struktur, termasuk berat mati struktur itu sendiri, beban lalu lintas yang bersifat hidup, serta gaya-gaya yang muncul selama pelaksanaan

konstruksi. Selain itu, pengaruh angin pada bagian atas struktur, perubahan akibat suhu dan penyusutan material, hingga beban gempa juga harus diperhitungkan untuk memastikan keamanan dan stabilitas pilar.

Bagian yang disebut korbel (konsol pendek) berfungsi untuk menyalurkan beban terpusat dan reaksi gelagar, umumnya menerima beban dari gelagar pracetak di sekitar ujung pilar. Korbel bekerja sebagai elemen lentur yang sangat pendek namun tinggi. Perancangan kepala pilar mencakup perhitungan tulangan tarik dan sengkang horizontal, analisis punching shear, perencanaan tulangan hanger, serta penentuan kapasitas tumpuan

b) Perencanaan Kaki Pilar

Pada laporan tugas akhir ini di rencanakan kaki pilar model portal

c) Perencanaan kuat lentur dan aksial

Prosedur perancangan kapasitas pilar terhadap kombinasi gaya aksial dan momen lentur dapat dilakukan dengan tahapan berikut :

- 1) Identifikasi sifat material yang digunakan, mencakup mutu beton, mutu tulangan, serta karakteristik penampang seperti lebar dan tinggi.,
- 2) Hitung gaya internal yang muncul akibat kombinasi beban, termasuk momen, gaya geser, dan gaya aksial,
- 3) Klasifikasikan sistem struktur pilar; suatu pilar dianggap stabil apabila terdapat pengaku lateral, dan periksa rasio kelangsingan penampang pada kedua sumbu (sumbu kuat dan sumbu lemah),
- 4) Tentukan kapasitas lentur dan aksial pada kondisi seimbang menggunakan persamaan yang sesuai:

Momen lentur maksimum pada kondisi seimbang :

$$\phi M_b = \phi \left[0.85 f'_c b a \left(d - d' - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_s (d - d' - d') + A_s f_y d' \right]$$

Kapasitas aksial kondisi seimbang:

$$\phi P_b = \phi [0.85 f'_c b a + A'_s f'_s - A_s f_y]$$

- 5) Tentukan kapasitas lentur pilar secara murni menggunakan persamaan yang berlaku :

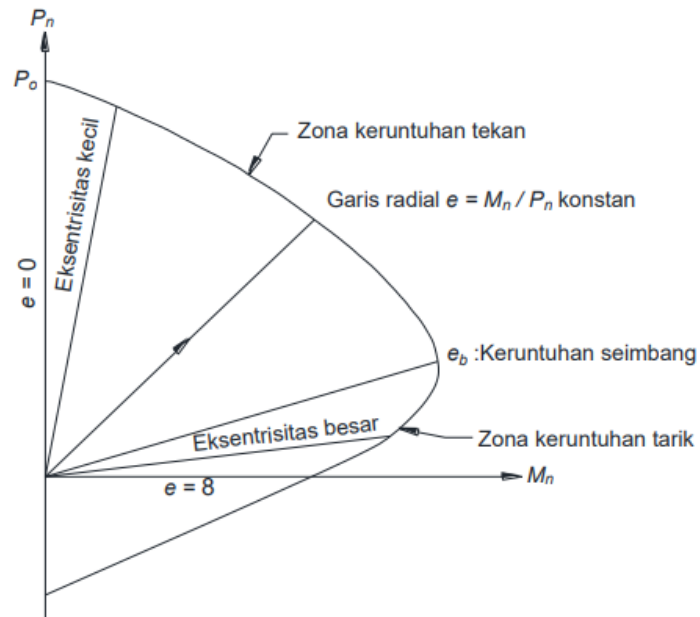
$$\phi M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$a = \frac{A_s f_y}{0.85 b f'_c}$$

Keterangan :

A_s	(luas tulangan tarik (mm ²))
A'_s	(luas tulangan tekan (mm ²))
a	(tinggi blok tegangan persegi ekuivalen (mm))
b	(lebar komponen struktur (mm))
d	(tinggi efektif komponen (mm))
f'_c	(kuat tekan beton untuk keperluan desain (Mpa))
f_y	(kuat tarik minimum tulangan yang dispesifikasikan (MPa))
f'_s	(kuat tarik minimum tulangan tekan yang dispesifikasikan (MPa))
M_n	(tahanan lentur nominal (kN.m))
M_b	(tahanan lentur kondisi seimbang (kN.m))
P_n	(tahanan aksial nominal (kN))
P_b	(tahanan aksial kondisi seimbang (kN))
ϕ	(faktor reduksi)

- 6) Susun bagan interaksi dari hasil perhitungan, dan periksa apakah kombinasi beban yang diterapkan tetap berada dalam batas aman.



Gambar 2. 26 Bagan Interaksi pilar

d) Perencanaan geser pilar

Pilar harus dirancang agar menunjukkan perilaku daktail, terutama pada daerah rawan gempa. Daktilitas adalah kemampuan suatu struktur untuk mengalami deformasi melebihi batas elastis tanpa mengalami penurunan kekuatan yang signifikan. Dalam istilah matematis, daktilitas adalah perbandingan perpindahan maksimum terhadap perpindahan saat pelelehan pertama terjadi. Untuk mencapainya, digunakan tulangan confinement, dengan kebutuhan tulangan dihitung berdasarkan langkah-langkah tertentu :

1) Pilar berbentuk perseg

Dalam hal tulangan berbentuk persegi, luas penampang bruto (A_{sh}) wajib memenuhi dua persyaratan berikut :

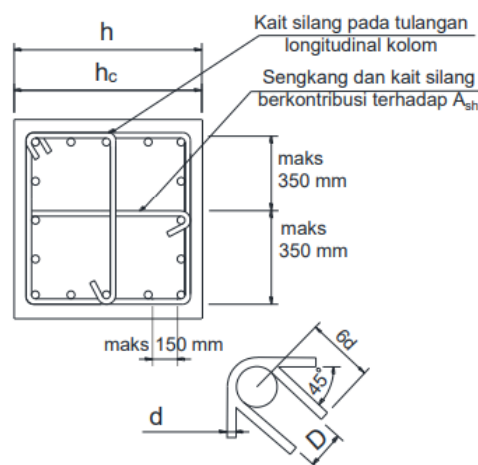
$$A_{sh} \geq 0.30sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right]$$

$$A_{sh} \geq 0.12sh_c \frac{f'_c}{f_{yh}}$$

Keterangan:

s (spasi vertikal sengkang, tidak melebihi 100 mm)

- A_c (luas inti pilar yang diukur dari luar sengkang (mm²))
 A_g (luas bruto penampang (mm²))
 A_{sh} (luas total penampang tulangan kait (tie reinforcement) (mm²))
 f_{yh} (kuat leleh tulangan sengkang atau spiral (MPa) ≤ 517 MPa)
 h_c (dimensi inti pilar dengan sengkang dalam arah yang ditinjau, diukur dari luar sengkang (mm)).



Gambar 2. 27 Tulangan transversal pilar

Sumber : SNI 2833:2016 Perencanaan jembatan terhadap beban gempa, 2016

3. Fondasi dangkal

Umumnya, fondasi dangkal menggunakan beton bertulang dan dipasang di atas tanah atau batuan yang mampu menahan beban, dekat permukaan. Kelebihannya mencakup biaya perencanaan dan pelaksanaan rendah, pengerjaan mudah dan cepat, serta tidak membutuhkan peralatan khusus.

a) Kapasitas daya dukung ultimit fondasi dangkal

Untuk menentukan kapasitas dukung fondasi dangkal, sering digunakan metode yang mempermudah analisis. Persamaan daya dukung ultimit fondasi memanjang menurut Terzaghi dapat ditulis sebagai berikut :

Untuk fondasi berbentuk bujur sangkar yang berada di atas tanah kohesif maupun nonkohesif :

$$q_u = 1.3cN_c + \gamma_s D_f N_q + 0.4B\gamma' N_\gamma$$

Keterangan:

q_u (daya dukung ultimit (kN/m^2))

c (kohesi rencana (kN/m^2))

γ_s (satuan berat tanah (kN/m^3))

γ' (satuan berat tanah efektif (kN/m^3))

D_f (kedalaman fondasi (m))

B (lebar fondasi (m))

L (panjang fondasi (m))

N_c, N_q, N_γ faktor daya dukung Terzaghi

N_c, N_q, N_γ Menurut Terzaghi, ini tergantung pada besar sudut geser dalam (ϕ), dengan nilai-nilai yang tercantum pada tabel berikut

Tabel 2. 30 Faktor daya dukung ultimit tanah

Faktor daya dukung							
ϕ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0,00	5,14	1,00	0,00	21,00	15,81	7,07	3,50
1,00	5,38	1,09	0,00	22,00	16,88	7,82	4,13
2,00	5,63	1,20	0,01	23,00	18,05	8,66	4,88
3,00	5,90	1,31	0,02	24,00	19,32	9,60	5,75
4,00	6,19	1,43	0,05	25,00	20,72	10,66	6,76
5,00	6,49	1,57	0,07	26,00	22,25	11,85	7,94
6,00	6,81	1,72	0,11	27,00	23,94	13,20	9,32
7,00	7,16	1,88	0,16	28,00	25,80	14,72	10,94
8,00	7,53	2,06	0,22	29,00	27,86	16,44	12,84
9,00	7,92	2,25	0,30	30,00	30,14	18,40	15,07
10,00	8,34	2,47	0,39	31,00	32,67	20,63	17,69
11,00	8,80	2,71	0,50	32,00	35,49	23,18	20,79
12,00	9,28	2,97	0,63	33,00	38,64	26,09	24,44
13,00	9,81	3,26	0,78	34,00	42,16	29,44	28,77
14,00	10,37	3,59	0,97	35,00	46,12	33,30	33,92
15,00	10,98	3,94	1,18	36,00	50,59	37,75	40,05
16,00	11,63	4,34	1,43	37,00	55,63	42,92	47,38
17,00	12,34	4,77	1,73	38,00	61,35	48,93	56,17
18,00	13,10	5,26	2,08	39,00	67,87	55,96	66,76
19,00	13,93	5,89	2,48	40,00	75,31	64,20	79,54
20,00	14,83	6,40	2,95				
Nilai-nilai di atas diturunkan dari rumus berikut: $N_c = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \quad N_q = (N_q - 1) \cot \phi, \quad N_\gamma = 1.5 (N_q - 1) \tan \phi$							

Sumber : Peraturan perencanaan teknik jembatan bagian 9, 2017

b) Kapasitas daya dukung yang diizinkan

Untuk mendapatkan daya dukung yang diizinkan, kapasitas dukung ultimit dibagi oleh faktor keamanan yang ditetapkan. Menurut SNI 8460:2017, nilai faktor keamanan minimum untuk fondasi dangkal adalah 3. Setelah daya dukung yang diizinkan ditentukan, perlu dilakukan pengecekan terhadap penurunan tanah berdasarkan nilai daya dukung tersebut. Jika penurunan yang dihitung melebihi batas toleransi yang ditetapkan, perhitungan daya dukung harus diulang hingga penurunan memenuhi syarat yang diperbolehkan.

c) Prediksi penurunan pada fondasi dangkal

Prediksi fondasi pada kondisi tanah tipe jenuh dikelompokkan ke dalam tiga komponen, antara lain :

- 1) Penurunan segera (*immediate settlement*), perubahan posisi fondasi yang langsung terjadi segera setelah beban diterapkan, sebelum proses perpindahan air dari pori-pori berlangsung,
- 2) Penurunan konsolidasi primer, yaitu penurunan yang terjadi akibat pengurangan volume tanah, seiring air yang keluar dari pori-pori di bawah tekanan, sehingga tekanan pori berlebih menurun secara bertahap.,
- 3) Penurunan konsolidasi sekunder, penurunan yang bergantung pada waktu, muncul setelah konsolidasi primer selesai, ketika tegangan efektif tanah akibat beban telah mencapai keadaan stabil:

$$S = S_i + S_c + S_s$$

Keterangan:

- S (penurunan total)
 S_i (penurunan segera)
 S_c (penurunan konsolidasi primer)
 S_s (penurunan konsolidasi sekunder)

Menurut SNI 8460:2017, dalam perencanaan geoteknik, besarnya penurunan total fondasi maupun perbedaan penurunan antar titik harus ditentukan dengan memperhatikan dampaknya terhadap struktur atas dan bangunan di sekelilingnya. Setiap kasus dianalisis secara spesifik untuk memastikan integritas, stabilitas, dan kinerja struktur tetap terjaga. Untuk bangunan tinggi, penurunan yang diperbolehkan ditetapkan kurang dari 25 cm ditambah $b/600$, dengan b sebagai diameter atau lebar fondasi dalam satuan sentimeter, dengan asumsi bahwa struktur di atas fondasi masih aman dan berfungsi sebagaimana mestinya.

Perbedaan penurunan (*differential settlement*) terjadi ketika penurunan fondasi tidak merata, biasanya akibat sifat tanah di bawah bangunan yang tidak homogen. Perbedaan penurunan yang diperkirakan harus dihitung secara hati-hati dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap struktur di atasnya harus diperiksa

untuk memastikan bahwa kriteria kekuatan dan layanan, yaitu 1/300, tetap terpenuhi.

Besar penurunan fondasi ditentukan oleh sifat tanah dan distribusi tekanannya. Nilai estimasi diperoleh dari pengujian laboratorium tanah tak terganggu atau persamaan empiris berbasis data lapangan.

a. Penurunan segera

1. Tanah homogen dengan ketebalan tak terbatas

Persamaan untuk penurunan segera pada fondasi yang terletak di permukaan tanah homogen, elastis, dan isotropis dapat dinyatakan sebagai berikut::

$$S_i = \frac{qB}{E} (1 - \mu^2) I_p$$

Keterangan

S_i penurunan segera

q tekanan pada dasar fondasi (kN/m²)

B lebar fondasi (m)

E modulus elastisitas (Tabel 2.28)

μ angka Poisson (Tabel 2.27)

I_p angka pengaruh (Tabel 2.26)

Tabel berikut menunjukkan faktor pengaruh I_m (Lee, 1962) dan I_p (Schleicher, 1962) untuk fondasi kaku maupun fondasi fleksibel, berdasarkan referensi Terzaghi (1943) dan Bowles (1968).
Tabel 2.26: Faktor pengaruh I_m dan I_p untuk fondasi kaku dan fondasi fleksibel.

Tabel 2. 31 Faktor pengaruh I_m dan I_p untuk fondasi kaku dan fondasi fleksibel

Bentuk	Fleksibel (I_p)			Kaku	
	Pusat	Sudut	Rata-rata	I_p	I_m
Lingkaran	1	0,64	0,85	0,88*	
Bujur sangkar	1,12	0,36	0,95	0,82	3,70
Empat persegi panjang: $L/B = 1,50$					
	1,36	0,68	1,20	1,06	4,12
2	1,53	0,77	1,31	1,20	4,38
5	2,10	1,05	1,83	1,70	4,82
10	2,52	1,26	2,25	2,10	4,93
100	3,38	1,69	2,96	2,40	5,06

Sumber : Teknik fondasi 1 Hary Christadi Hardiyanto, 1996

Tabel 2. 32 Perkiraan angka poisson

Jenis tanah	μ
Lempung jenuh	0,4-0,5
Lempung tak jenuh	0,1-0,3
Lempung berpasir	0,2-0,3
Lanau	0,3-0,35
Pasir padat	0,2-0,4
Pasir kasar ($e = 0,4-0,7$)	0,15
Pasir halus ($e = 0$)	0,25
Batu (agak tergantung pada tipenya)	0,1-0,4
Loess	0,1-0,3

Sumber : Bowles, 1977

Tabel 2. 33 Perkiraan modulus elastisitas

Jenis tanah	E (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300-3000
Lunak	2000-4000
Sedang	4500-9000
Keras	7000-20000
Berpasir	30000-42500
Pasir	
Berlanau	5000-20000
Tidak padat	10000-25000

Jenis tanah	E (kN/m ²)
Padat	50000-100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000-200000
Tidak padat	50000-140000
Lanau	2000-20000
Loess	15000-60000
Serpih	140000-1400000

Sumber : Bowles, 1977

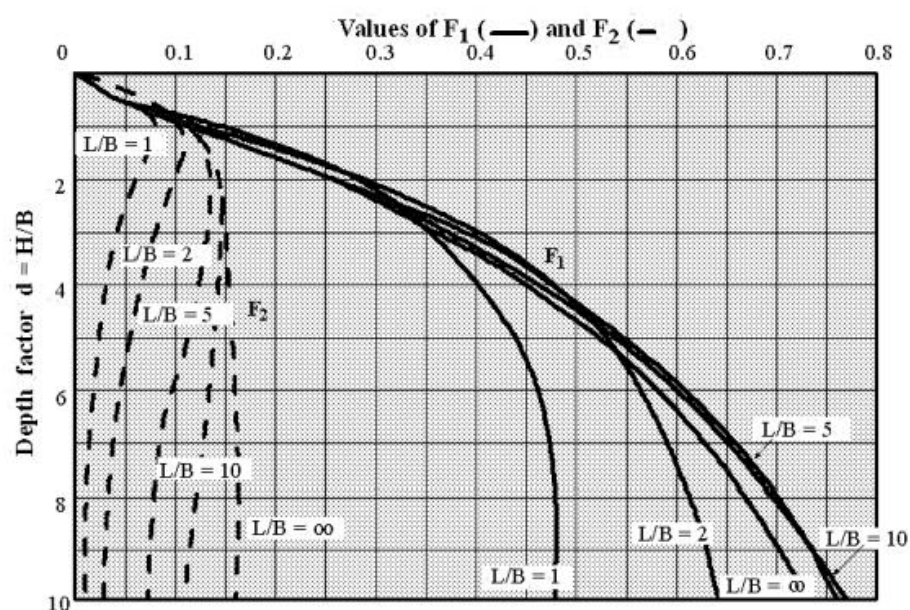
2. Lapisan tanah pendukung fondasi dibatasi lapisan keras

Untuk kondisi di mana lapisan tanah memiliki ketebalan terbatas (H) dan berada di atas lapisan batuan atau tanah keras yang dianggap tak terbatas, penurunan langsung (immediate settlement) pada area permukaan yang menerima beban persegi panjang fleksibel dapat ditentukan dengan menggunakan formula atau persamaan khusus, yang mempertimbangkan ketebalan tanah, sifat material, dan dimensi area beban :

$$S_i = \frac{qB}{E} I_p$$

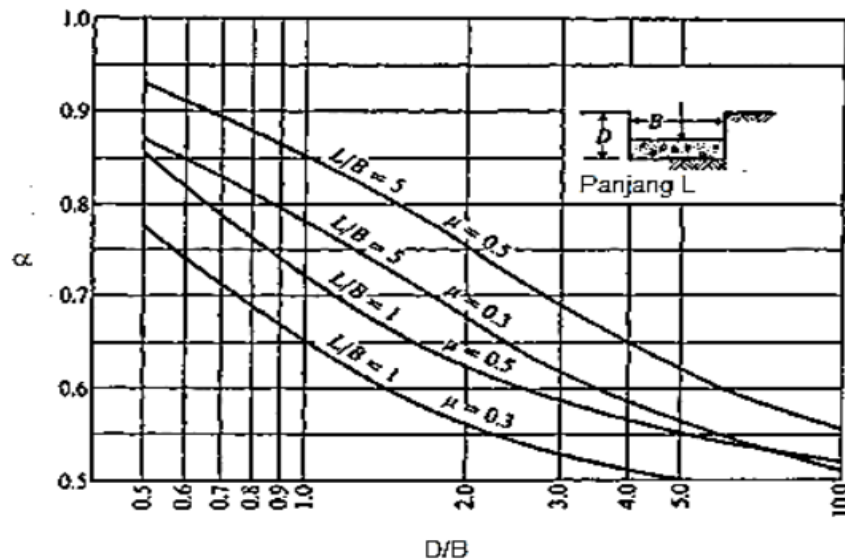
$$I_p = (1 - \mu^2)F_1 + (1 - \mu - 2\mu^2)F_2$$

dengan F_1 dan F_2 Koefisien-koefisien ini diberikan oleh Steinbrener (1934) dan disajikan dalam bentuk grafik pada gambar berikut:



Gambar 2. 28 Grafik menentukan F1 dan F2

Sumber : Steinbrenner, 1934

**Gambar 2. 29 Faktor koreksi kedalaman untuk penurunan segera pada fondasi empat persegi panjang**

Sumber : Fox dan Bowles, 1977

Janbu, Bjerrum, dan Kjaernsli (1956) menyajikan persamaan untuk menghitung penurunan segera rata-rata pada beban terbagi rata berbentuk empat persegi panjang maupun lingkaran, yang terletak pada tanah elastis, homogen, dan isotropis dengan ketebalan terbatas, sebagai berikut :

$$S_i = \mu_1 \mu_0 \frac{qB}{E} \quad (\text{untuk } \mu = 0.5)$$

Keterangan:

S_i (penurunan segera (m))

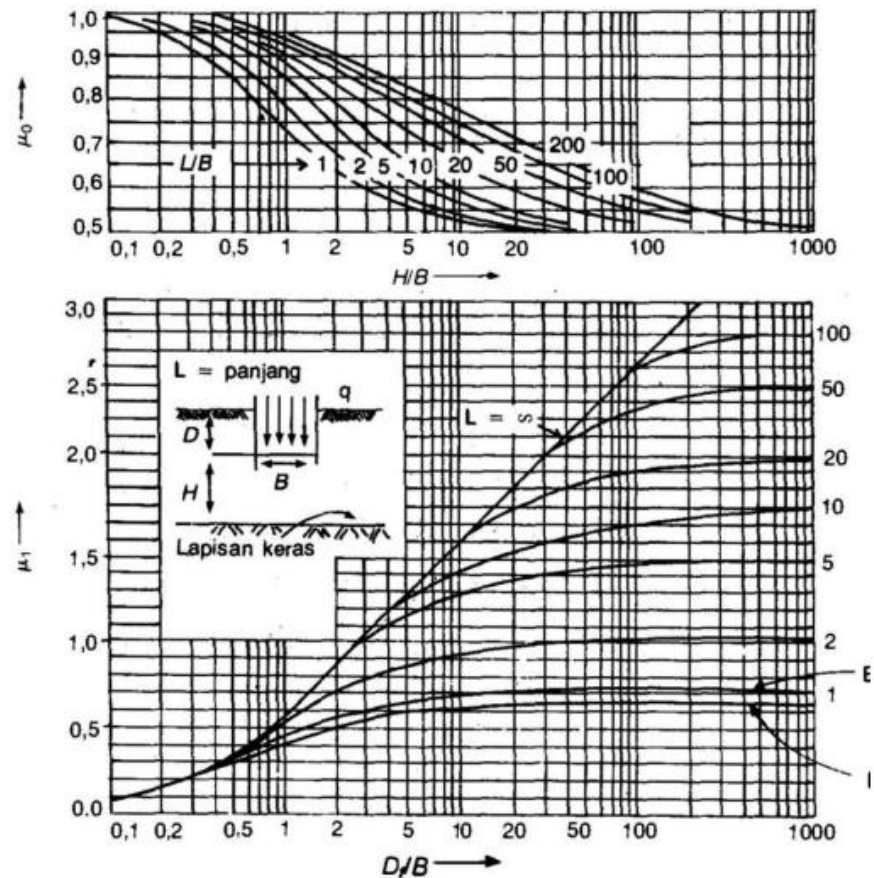
μ_1 (faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H)

μ_0 (faktor koreksi untuk kedalaman fondasi D_f)

B (lebar fondasi empat persegi panjang atau diameter lingkaran (m))

q (tekanan fondasi (kN/m²))

E (modulus elastis tanah)



Gambar 2. 30 Grafik faktor koreksi μ_1 dan μ_0

Sumber : Janbu, Bjerrum, & Kjaernsli, 1956

3. Penurunan segera dari hasil uji di lapangan
 - Dari penelitian Terzaghi dan Peck (1967) mengenai pengujian beban pelat, diperoleh formula khusus untuk menghitung penurunan langsung (immediate settlement) fondasi. Perhitungan ini mempertimbangkan besar beban q yang diterapkan serta dimensi lebar fondasi B , sehingga penurunan yang dihasilkan dapat diestimasi secara akurat melalui persamaan yang mereka sediakan :

$$S_B = \left(-\frac{2B}{B+b} \right)^2 S_b$$

Keterangan:

- S_B (penurunan fondasi (m))
 S_b (penurunan pada pengujian beban pelat (m))
 b (lebar pelat pengujian (m))

- Penurunan segera dari hasil pengujian SPT

Mengacu pada pengamatan lapangan yang dilakukan oleh Schultze dan Sherif (1973), Meyerhof (1974) menyusun persamaan empiris untuk memperkirakan penurunan fondasi dangkal, yang dirumuskan sebagai berikut :

$$S_i = \frac{q\sqrt{B}}{2N}, \quad (\text{untuk pasir dan kerikil})$$

$$S_i = \frac{6\sqrt{B}}{N}, \quad (\text{untuk pasir berlanau})$$

Keterangan:

- q (intensitas beban (kN/m²))
 B (lebar fondasi (m))
 S_i (penurunan (m))
 N (jumlah pukulan pada pengujian SPT)

d) Pemeriksaan terhadap stabilitas geser

Stabilitas terhadap geser pada fondasi dangkal dipengaruhi oleh kombinasi ketahanan geser di bawah fondasi dan ketahanan pasif pada sisi fondasi. Pemeriksaan stabilitas ini diperlukan untuk memastikan bahwa fondasi memiliki faktor keamanan minimum terhadap geser sebesar 1,5 pada kondisi layan dan 1,1 pada kondisi gempa. Faktor keamanan (FK) terhadap geser dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$FK_{(\text{geser})} = \frac{\sum F_R}{\sum F_d}$$

Keterangan:

- $\sum F_R$ (jumlah gaya yang menahan geser (kN))
 $\sum F_d$ (jumlah gaya yang cenderung menyebabkan geser (kN))

e) Pemeriksaan stabilitas terhadap guling

Dalam perencanaan fondasi dangkal, bagian bawah struktur perlu memiliki kestabilan yang memadai untuk menahan potensi guling. Standar yang berlaku menetapkan bahwa faktor keamanan minimum terhadap guling harus ≥ 2 , dan kondisi ini dapat dievaluasi menggunakan persamaan yang disajikan di bawah ini:

$$FK_{(\text{guling})} = \frac{\sum M_R}{\sum M_O}$$

Keterangan:

$\sum M_O$ (jumlah momen yang cenderung menyebabkan guling (kNm))

$\sum M_R$ (jumlah momen yang menahan guling (kNm))

f) Pemeriksaan stabilitas terhadap daya dukung ultimit

Saat merancang fondasi dangkal maupun fondasi sumuran, penting untuk memastikan bahwa kemampuan menahan beban maksimum (kapasitas ultimit) dari fondasi tidak lebih rendah daripada jumlah beban yang bekerja pada fondasi tersebut. Standar keselamatan menetapkan bahwa faktor keamanan minimum terhadap kegagalan daya dukung tanah harus ≥ 3 , untuk menjamin stabilitas dan keamanan struktur secara keseluruhan.

$$FK_{(\text{daya dukung})} = \frac{q_u}{\sigma_{v(\text{max})}}$$

Keterangan:

q_u (kapasitas dukung ultimit rencana (kN/m²))

$\sigma_{(\text{max})}$ (tegangan vertikal maksimum yang bekerja di bawah dasar fondasi (kN/m²))

2.6 Perencanaan Penulangan Jembatan

Beton bertulang adalah campuran beton dan baja tulangan yang bekerja sama untuk menahan beban. Beton kuat menahan gaya tekan, tapi lemah menahan gaya tarik. Karena itu, baja tulangan dipasang di bagian yang menerima gaya tarik

agar struktur tetap kuat dan tidak mudah retak. Hal ini sesuai dengan aturan di SNI 2847:2019 dan dijelaskan juga oleh (Asroni, 2017).

2.6.1 Prinsip Perencanaan Penulangan

Penulangan direncanakan agar mampu menahan gaya-gaya yang bekerja pada struktur, seperti momen dan gaya geser. Menurut SNI 2847:2019, tulangan harus cukup kuat dan dipasang dengan benar supaya struktur aman dan tahan lama. Penempatan tulangan disesuaikan dengan distribusi gaya dalam elemen struktur.

2.6.2 Perancangan Penulangan Lentur

Perencanaan tulangan lentur dalam struktur beton jembatan ini mengacu pada ketentuan yang diatur dalam SNI 2847:2019 terkait “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton”.

1) Menghitung Momen Nominal (M_n)

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

Dengan:

M_u adalah momen ultimit dari hasil analisis struktur

ϕ adalah faktor reduksi kekuatan lentur (umumnya 0,9 untuk lentur)

2) Menentukan Tinggi Efektif (d)

$$d = h - s_b - d_b - 0.5 \cdot d_p$$

Dengan:

h = tinggi balok

s_b = selimut beton

d_b = diameter tulangan pokok

d_p = diameter sengkang

3) Menghitung Tahanan Momen Nominal (R_n)

$$R_n = \frac{Mn}{(b \cdot d^2)}$$

Dengan:

b = lebar balok

d = tinggi efektif

4) Menghitung Nilai m

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f_c'}$$

Dengan:

f_y = kuat leleh tulangan

f_c' = kuat tekan beton

5) Menghitung Rasio Tulangan (ρ)

- Rasio minimum:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

- Rasio seimbang:

$$\rho_{balance} = \frac{(0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot 600)}{(f_y \cdot (600 + f_y))}$$

- Rasio maksimum:

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_{balance}$$

- Rasio yang dibutuhkan:

$$\rho_{perlu} = \left(\frac{1,4}{m}\right) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - \left(2 \cdot m \cdot \frac{R_n}{f_y}\right)}\right)$$

6) Menghitung Luas Tulangan Pokok

$$A_s = \rho_{pakai} \cdot b \cdot d$$

7) Menghitung Jarak Tulangan Pokok

$$S = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot b}{A_{s_{perlu}}}$$

Syarat: $S < 450$ mm

8) Kontrol Tulangan Pokok

$$A_{s_{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot b}{S}$$

Syarat:

$$A_{s_{terpasang}} > A_{s_{perlu}}$$

9) Menghitung Tulangan Bagi

Luas Tulangan Bagi:

$$A_{s'_{perlu}} = 50\% \cdot A_{s_{terpasang}}$$

Jarak Tulangan Bagi:

$$S = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot b}{A_{s'_{perlu}}}$$

Kontrol Tulangan Bagi:

$$A_{s'_{terpasang}} = \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dp^2 \cdot b}{S}$$

Syarat:

$$A_{s'_{terpasang}} > A_{s'_{perlu}}$$

2.6.3 Perancangan Penulangan Geser

Perencanaan tulangan geser pada elemen struktur beton mengacu pada ketentuan yang ditetapkan dalam SNI 2847:2019 yang mengatur prosedur “Tata Cara Perhitungan Struktur Beton”.

1) Gaya geser yang mampu ditahan beton

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot d$$

2) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\phi V_c = 0,75 \cdot V_c$$

Syarat:

$$\phi V_c = V_u$$

$\therefore V_u$ = Beban geser ultimit (kN)

V_c = Kuat geser beton (kN)

3) Jarak tulangan geser minimum

Mengacu pada RSNI T-12 tahun 2004, jarak antar sengkang ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari beberapa kriteria yang disyaratkan.

$0,5h$

300 mm

Apabila,

$$V_u \leq \varphi \cdot V_n$$

Maka,

$$V_n \leq V_c + V_s$$

$$V_s \leq \frac{V_u}{\varphi} - V_c$$

$$V_{s \min} = \frac{b_w \times d}{3}$$

Keterangan:

V_s = Kuat geser tulangan (kN)

V_n = Beban geser nominal (kN)