

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Kereta Api

Kereta api adalah sarana transportasi berupa kendaraan tenaga uap atau listrik yang terdiri atas rangkaian gerbong yang ditarik oleh lokomotif dan berjalan di atas rel atau rentangan baja (Kamus Besar Bahasa Indonesia), dan menurut Peraturan Menteri Perhubungan No. 32 Tahun 2011, kereta api adalah sarana perkeretaapian dengan tenaga gerak, baik berjalan sendiri maupun dirangkaikan dengan sarana perkeretaapian lainnya yang akan ataupun sedang bergerak di jalan rel yang terkait dengan perjalanan kereta api. Kereta api dibagi dalam berbagai macam, yaitu:

- a. Kereta api penumpang
- b. Kereta api barang
- c. Kereta api campuran
- d. Kereta api kerja
- e. Kereta api pertolongan

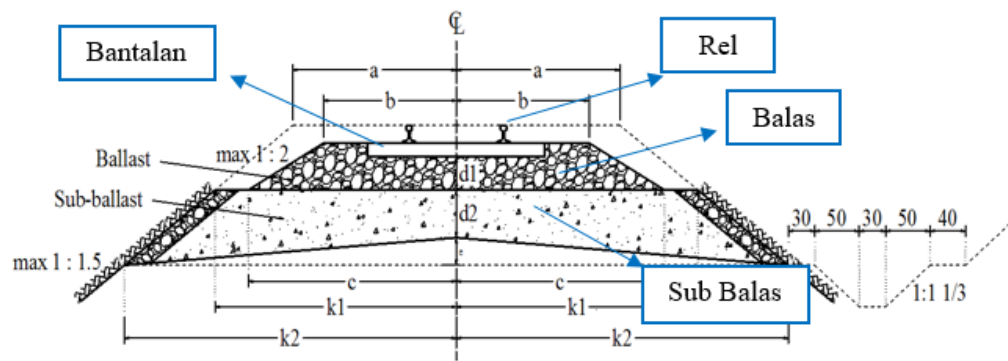
2.2 Komponen-komponen Penyusun Jalan Rel Kereta Api

Struktur jalan rel adalah suatu konstruksi jalan sebagai prasarana atau infrastruktur dalam struktur perjalanan kereta api, seperti yang tertuang pada Peraturan Menteri Perhubungan Nomor 60 Tahun 2012. Adapun komponen struktur jalan rel dibagi menjadi dua bagian yaitu:

1. Struktur bagian atas (*superstructure*) mempunyai fungsi dalam menerima beban vertikal yang diakibatkan oleh beban gerbong dan lokomotif yang kemudian mendistribusikannya secara merata ke lapisan tanah yang ada di bawahnya (*substructure*). Struktur bagian atas pada jalan rel terdiri dari:
 - a. Rel (*rail*)
 - b. Penambat (*fastening*)
 - c. Bantalan (*sleepers*)
2. Struktur bagian bawah (*substructure*) memiliki pengaruh yang signifikan terhadap stabilitas struktur bagian atas. Fungsi utama *substructure* adalah untuk mendukung beban yang sudah didistribusikan secara merata dan tanpa deformasi

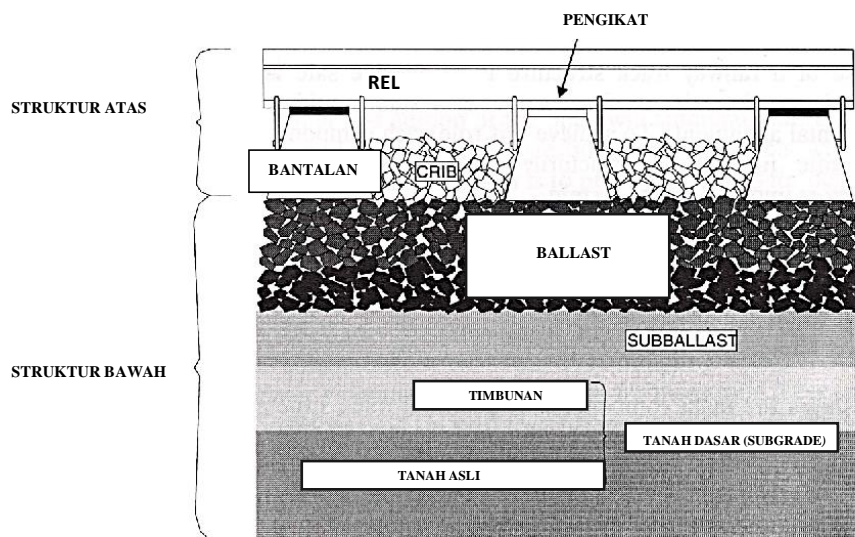
permanen yang dapat mempengaruhi geometri lintasan. Struktur bagian atas pada jalan rel terdiri dari:

- a. Balas (*ballast*)
- b. Sub balas (*sub ballast*)
- c. Tanah dasar (*improve subgrade*)
- d. Tanah asli (*natural ground*)



Gambar 2.1 Potongan Penampang Melintang Jalan Rel PM

Sumber: PM No. 60 Tahun 2012



Gambar 2.2 Potongan Penampang Membujur Jalan Rel

Sumber: *Railway Track Substructures Failure, A Critical Literature Review*

2.3 Klasifikasi Jalan Rel

Jalan rel diklasifikasikan berdasarkan daya angkut lintas per-tahunnya, seperti yang tercantum pada Tabel 2.1 dan Tabel 2.2. Pada tabel tersebut dijelaskan mengenai pembagian kelas jalan rencana yang akan digunakan pada studi perancangan ini. Dari tabel ini dapat diketahui struktur rel apa saja yang dapat dipilih sesuai dengan kelas jalan rencananya masing – masing. Pada studi perencanaan ini menggunakan klasifikasi lebar **jalan rel 1435 mm** dan **kelas jalan**

1.

Tabel 2.1 Klasifikasi Jalan Rel 1067 mm

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	120	18	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	110	18	R.54/R.50	Beton/Kayu 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	100	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$2,5 \cdot 10^6 - 5 \cdot 10^6$	90	18	R.54/R.50/R.42	Beton/Kayu/Baja 60	Elastis Ganda/ Tunggal	25	40
V	$< 2,5 \cdot 10^6$	80	18	R.42	Kayu/Baja 60	Elastis Tunggal	25	35

Sumber: PM No 60 Tahun 2012

Tabel 2.2 Klasifikasi Jalan Rel 1435 mm

Kelas Jalan	Daya Angkut Lintas (ton/tahun)	V maks (km/jam)	P maks gandar (ton)	Tipe Rel	Jenis Bantalan	Jenis Penambat	Tebal Balas Atas (cm)	Lebar Bahu Balas (cm)
					Jarak antar sumbu bantalan (cm)			
I	$> 20 \cdot 10^6$	160	22,5	R.60	Beton 60	Elastis Ganda	30	60
II	$10 \cdot 10^6 - 20 \cdot 10^6$	140	22,5	R.60	Beton 60	Elastis Ganda	30	50
III	$5 \cdot 10^6 - 10 \cdot 10^6$	120	22,5	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	40
IV	$< 5 \cdot 10^6$	100	22,5	R.60/R.54	Beton 60	Elastis Ganda	30	40

Sumber: PM No 60 Tahun 2012

Secara umum struktur jalan rel terdiri dari beberapa komponen – komponen yaitu antara lain:

Tabel 2.3 Ukuran Penampang Rel

Besaran Geometrik Rel	Tipe Rel			
	R42	R50	R54	R60
H (mm)	110	127	140	150
B (mm)	68,5	65	70	74,3
D (mm)	13,5	15	16	16,5
E (mm)	40,5	49	49,4	51
F (mm)	23,5	30	30,2	31,5
G (mm)	72	76	74,79	80,95
R (mm)	320	500	508	120
A (cm ²)	54,26	64,2	69,39	76,86
W (kg/m)	42,59	50,4	54,43	60,43
I _x (cm ⁴)	1369	1960	2346	3055
Y _b	68,5	71,6	76,2	80,95

A = Luas penampang

W = Berat rel per meter

Y_b = Momen inersia terhadap sumbu x

I_x = Jarak tepi bawah rel ke garis netral

Sumber: PM No 60 Tahun 2012

b. Jenis-jenis Rel

1) Berdasarkan Berat Rel

Menurut beratnya, secara umum dapat dibagi menjadi:

- a) R-42 adalah rel dengan berat sekitar 42 kg/meter
- b) R-50 adalah rel dengan berat sekitar 50 kg/meter
- c) R-54 adalah rel dengan berat sekitar 54 kg/meter
- d) R-60 adalah rel dengan berat sekitar 60 kg/meter

2) Berdasarkan Panjang Rel

Menurut Peraturan Daerah No. 10 Tahun 1986 tentang Perencanaan Konstruksi Jalan Rel, bahwa panjang rel dibedakan menjadi tiga tepi, yaitu:

- a) Rel standar memiliki panjang rel 25 meter.
- b) Rel pendek memiliki panjang maksimal 100 meter.
- c) Rel panjang memiliki panjang minimum pada Tabel 2.3

Tabel 2.4 Panjang Minimum Panjang Rel

Jenis Bantalan	Tipe Rel			
	R-42	R-50	R54	R-60
Bantalan Kayu	325 m	375 m	400 m	450 m
Bantalan Beton	200 m	225 m	250 m	275 m

Sumber: PD No. 10 1986

2. Bantalan (*Sleeper*)

a. Pengertian Umum

Bantalan adalah salah satu komponen dalam sistem struktur jalan rel yang memiliki fungsi utama untuk mengikat rel sehingga kedudukan rel menjadi kokoh dan kuat. Secara praktis jarak antar bantalan adalah 60 cm.

b. Jenis bantalan dapat dibagi sesuai dengan bahan dan kriteria penyusunannya seperti berikut:

- 1) Bantalan Kayu
- 2) Bantalan Baja
- 3) Bantalan Beton

Jalan rel yang ada hampir di seluruh Indonesia kini telah menggunakan bantalan beton. Hal ini dikarenakan bantalan beton memiliki keunggulan dalam sisi ketahanan, kekuatan, dan pemeliharannya yang lebih gampang dibandingkan bantalan kayu maupun baja.

c. Syarat bantalan beton

Untuk lebar jalan 1067 mm:

- 1) Dimensi bantalan
 - Panjang: 2000 mm
 - Lebar maksimum: 260 mm
 - Tinggi maksimum: 220 mm

2) Momen yang dapat dipikul:

Dapat memikul momen minimum sebesar +1500 kg.m pada bagian rel dan -930 kg.m pada bagian tengah bantalan.

Untuk lebar jalan 1435 mm:

1) Dimensi bantalan

- Panjang: 2440 mm
- Lebar maksimum: 330 mm
- Tinggi maksimum: 220 mm

2) Momen yang dapat dipikul

Dapat memikul momen minimum sesuai dengan beban gandar dan kecepatan.

3. Lapisan Balas (*Ballast*)

Lapisan balas berfungsi untuk meneruskan dan menyebarkan beban bantalan ke tanah dasar, dan meneruskan air agar menjaga kondisi bantalan agar tetap kering. Dalam mendesain balas, kemiringan lereng balas tidak boleh melebihi dari 1:2.

Menurut Peraturan Menteri No. 60 tahun 2012 tentang Persyaratan Teknis Jalur Kereta Api, material pembentuk balas harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:

- 1) Balas harus terdiri dari batu pecah (25-60) mm dan memiliki kapasitas ketahanan yang baik, ketahanan gesek yang tinggi, dan mudah dipadatkan.
- 2) Material balas harus bersudut banyak dan tajam, dalam hal ini dapat disimpulkan bahwa material balas merupakan batuan pecah (*crushed stone*) yang berasal dari pengolahan pemecah batu.
- 3) Berat jenis (*specific gravity*) minimum 2,6.
- 4) Kemiringan lereng lapisan balas atas tidak boleh lebih curam dari 1:2.
- 5) Bahan balas atas dihampar hingga mencapai sama dengan elevasi bantalan.

4. Lapisan Sub-Balas (*Subballast*)

- a. Lapisan subbalas bertujuan sebagai transisi antara lapisan balas dan tanah dasar yang dapat berfungsi mengalirkan air dengan baik. Lapisan ini terdiri dari kerikil halus, kerikil sedang atau pasir kasar dan memiliki tebal minimum lapisan balas bawah 15 cm.
- b. Lapisan sub-balas terdiri dari kerikil halus, kerikil sedang atau pasir kasar yang memenuhi syarat sebagai berikut:

Tabel 2.5 Standar Saringan Pada Lapisan Sub Balas

Standar Saringan ASTM	Presentase Lolos (%)
$2\frac{1}{2}$ ”	100
$\frac{3}{4}$ ”	55 – 100
No.4	25 – 95
No.40	5 – 35
No.200	0 – 10

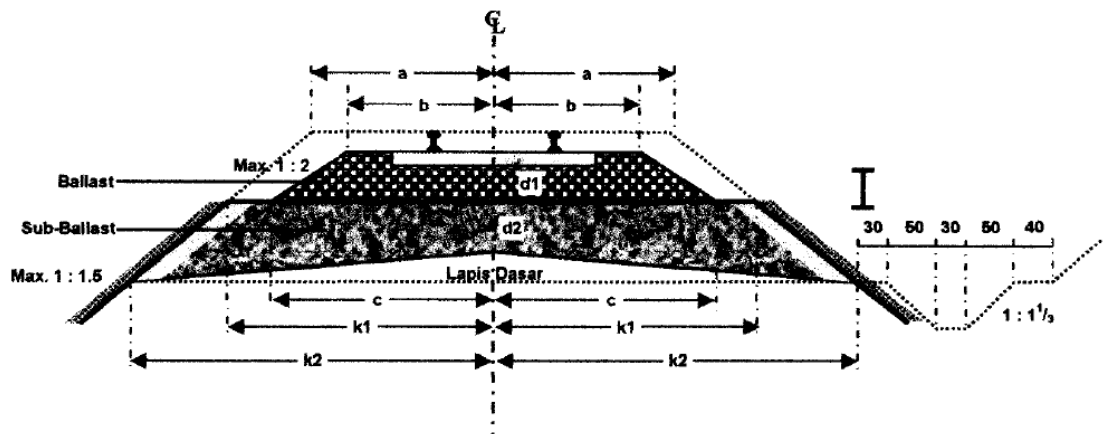
Sumber: PM No 60 Tahun 2012

- c. Sub-balas harus memenuhi persyaratan sebagai berikut:
- 1) Material sub-balas dapat berupa campuran kerikil (*gravel*) atau kumpulan agregat pecah dan pasir;
 - 2) Material sub-balas tidak boleh memiliki kandungan material organik lebih dari 5%;
 - 3) Untuk material sub-balas yang merupakan kumpulan agregat pecah dan pasir, maka harus mengandung sekurang-kurangnya 30% agregat pecah;
 - 4) Lapisan sub-balas harus dipadatkan sampai mencapai 100% γ_d menurut percobaan ASTM D 698.

Tabel 2.6 Ukuran Untuk Konstruksi Balas dan Sub-balas Sesuai Dengan Kelas Jalan

Kelas Jalan	V _{maks} (km/jam)	d ₁ (cm)	b (cm)	c (cm)	k ₁ (cm)	d ₂ (cm)	c (cm)	k ₂ (cm)	a (cm)
I	120	30	150	235	265-315	15-50	25	375	185-237
II	110	30	150	235	265-315	15-50	25	375	185-237
III	100	30	150	225	240-270	15-50	22	325	170-200
IV	90	25	140	215	240-250	15-35	20	300	170-190
V	80	25	135	210	240-250	15-35	20	300	170-190

Sumber: PM No 60 Tahun 2012



Sumber: PM No 60 Tahun 2012

Gambar 2.5 Bentuk dan Ukuran Balas dan Sub-Balas Pada Jalur Lurus

5. Tanah Dasar (*Subgrade*)

Tanah dasar berperan sebagai penerima beban akhir dari kereta api, sehingga lapisan ini perlu didesain untuk mampu menerima beban secara optimal tanpa terjadi deformasi tetap. Persyaratan kepadatan tanah dasar minimal memberikan nilai CBR 8% dan nilai CBR dari timbunan minimal 6% pada uji dalam kondisi terendam (*soaked*).

2.4 Pembebanan Pada Rel Kereta Api

Beban kereta api merupakan beban lalu lintas yang akan diterima rel. Beban kereta api bervariasi tergantung beban muatan maksimum kereta api. Ukuran, jumlah dan jarak gerbong kereta api berpengaruh terhadap pendistribusian beban kereta api ke rel kereta. Beban kereta api di Indonesia menggunakan kriteria pembebanan dalam PM No.60 Tahun 2012 yaitu sebesar 18 ton untuk beban gandar maksimum. Distribusi pembebanan pada kereta api dimulai dari dasar rel ke bantalan. Beban getaran dari bantalan di teruskan ke balas yang berfungsi sebagai peredam getaran sehingga beban getaran yang mengenai tanah dasar tidak terlalu besar. Pembebanan yang digunakan dalam perencanaan struktur fondasi meliputi:

2.4.1 Beban Mati

Beban mati dalam hal ini terdiri dari beban bantalan, dan beban rel.

Tabel 2.7 Berat Jenis Bahan (kN/m³)

Material	Berat Jenis (ton/m ³)
Baja, Baja Cor	7,85
Kayu	0,8
Beton	2,4

Sumber: PM No 60 Tahun 2012

a. Beban Rel

Karena jarak antar rel adalah 60 cm, maka beban rel (W_r) dihitung 60% dari berat relnya.

$$W_r = 60\% \cdot \text{berat rel} \cdot 2$$

b. Beban Bantalan

Pada analisa beban bantalan, dimensi yang digunakan mengacu pada ketentuan yang berlaku (PM No. 60, 2012)

$$W_b \text{ (ton)} = P \cdot L \cdot h \cdot \gamma$$

Dimana:

P = panjang bantalan (m)

L = lebar bantalan (m)

h = tinggi bantalan (m)

γ = berat jenis bahan (ton/m³)

c. Beban Berat Timbunan

Beban berat timbunan dapat dihitung dengan persamaan:

$$\text{Berat timbunan (} W_t \text{)} = \gamma \cdot h$$

Keterangan:

W_t = berat timbunan (kN/m²)

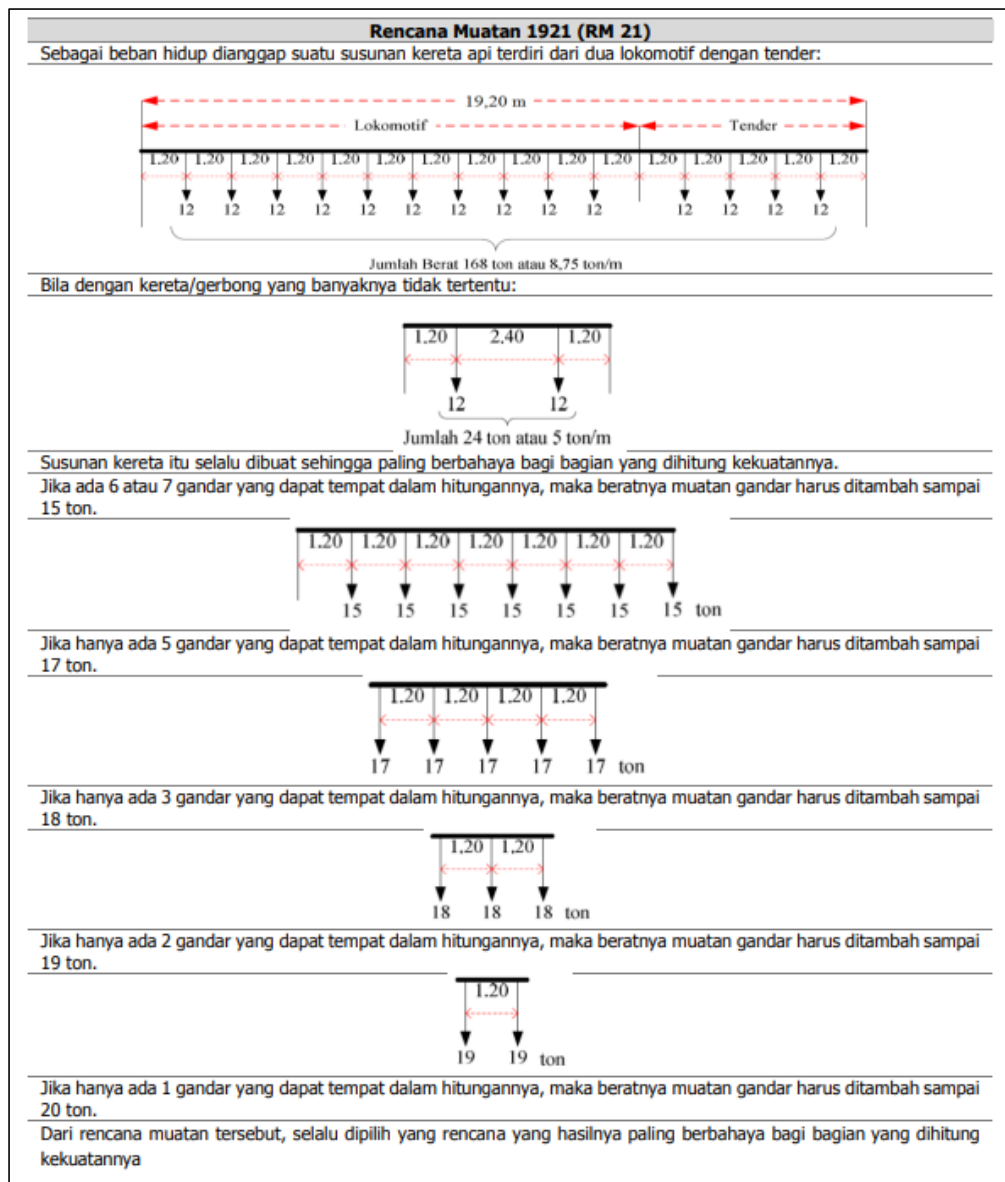
γ = berat jenis tanah (kN/m³)

h = tinggi timbunan (m)

2.4.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah semua beban yang berasal dari kendaraan kendaraan bergerak/lalu lintas yang dianggap bekerja pada jalan rel. Dikatakan beban hidup karena beban tersebut adalah beban yang bergerak dan hanya membebani pada waktu tertentu saja.

Beban hidup yang digunakan berdasarkan Skema Rencana Muatan 1921 dalam Peraturan Menteri No. 60 Tahun 2012. Ada 3 jenis beban kereta api yaitu beban lokomotif, kereta, dan gerbong. Skema pembebanan rencana muatan RM-21 disajikan pada sketsa diagram pembebanan pada Gambar 2.6.



Gambar 2.6 Konfigurasi Pembebanan Rel Kereta Api

Masing-masing beban tersebut dimodelkan baik secara beban statik maupun beban bergerak (*moving load*), sehingga dihasilkan beban hidup maksimum dari kombinasi beban-beban hidup tersebut untuk kemudian dapat dikombinasikan bersama beban-beban lainnya.

a. Gaya lokomotif (*locomotive*)

Lokomotif yang sekarang digunakan PT. Kereta Api Persero ialah lokomotif yang ditumpu oleh 2 *bogie*. Berdasarkan atas jumlah gandar (satu gandar terdiri atas 2 roda) pada masing-masing *bogie*, secara garis besar lokomotif yang digunakan dapat dikelompokkan atas 2 jenis, yaitu lokomotif CC yang masing-masing atas 3 gandar.

Tabel 2.8 Data Teknis Lokomotif CC206

Data Teknis Lokomotif CC206	
Dimensi (P x L x T)	15.500 x 2.642 x 3.700 (mm)
Berat	90 ton (90.000 kg)
Beban gandar	15 ton
Kecepatan Max	140 km/jam

Analisa beban gandar (*axle load*) dan beban roda pada lokomotif dapat dijelaskan sebagai berikut:

- Lokomotif CC:
 - Gaya pada *bogie* (P_b) = $W_{lok}/2$
 - Gaya gandar (P_g) = $P_b/3$
 - Gaya roda statis (P_s) = $P_g/2$

b. Gaya gerbong (*wagon*)

Gerbong digunakan untuk angkutan barang. Analisa beban sama dengan prinsip beban lokomotif. Satu gerbong dapat terdiri atas 2 gandar (tanpa *bogie*) atau 4 gandar (dengan *bogie*).

Tabel 2.9 Data Teknis Gerbong Buka 50 Ton

Data Teknis Gerbong Buka 50 Ton	
Dimensi (P x L x T)	14.062 x 3.080 x 1.089 (mm)
Berat	50 ton (50.000 kg)
Beban gandar	18 ton
Kecepatan Max	80 km/jam

c. Faktor dinamis

Untuk analisa gaya-gaya vertikal yang dihasilkan oleh beban lokomotif dan gerbong merupakan beban statik, namun kenyataannya, beban yang terjadi pada struktur jalan rel merupakan beban dinamis yang dipengaruhi oleh faktor aerodinamik. Maka, terdapat persamaan TALBOT (1918) yang dapat mengtransformasi gaya statik ke dinamik:

$$P_d = P_s \left[1 + 0,010 \left(\frac{V_{rencana}}{1,609} - 5 \right) \right]$$

Dimana:

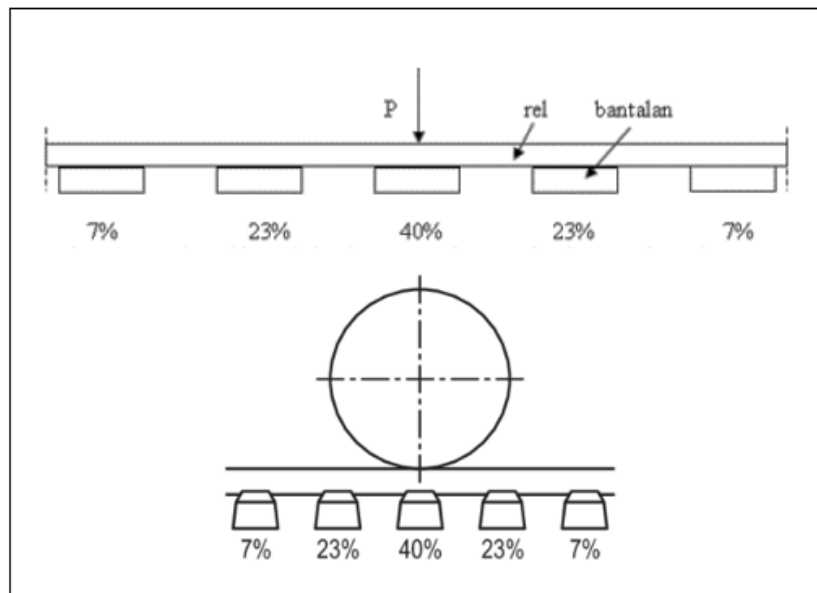
P_d = Gaya dinamis (ton)

P_s = Gaya roda statis (ton)

$V_{rencana}$ = Kecepatan rencana (dalam km/jam)

d. Distribusi Beban Kereta Api pada Lapisan *Subgrade*

Roda kereta api memberikan gaya vertikal dan horizontal pada rel. Menurut Profilidis (2006), skematika distribusi gaya dari roda pada *subgrade* adalah sebagai berikut:



Gambar 2.7 Distribusi Beban Roda Pada Bantalan Berurutan

2.4.3 Beban Kejut

Beban kejut pada kereta api disebabkan ketika rangkaian roda gigi dipaksa untuk mulai atau berhenti berputar secara tiba-tiba. Untuk menghitung faktor beban kejut dapat menggunakan rumus:

- Untuk rel pada alas balas:

$$i = 0,1 + \frac{22,5}{50+L}$$

Dimana:

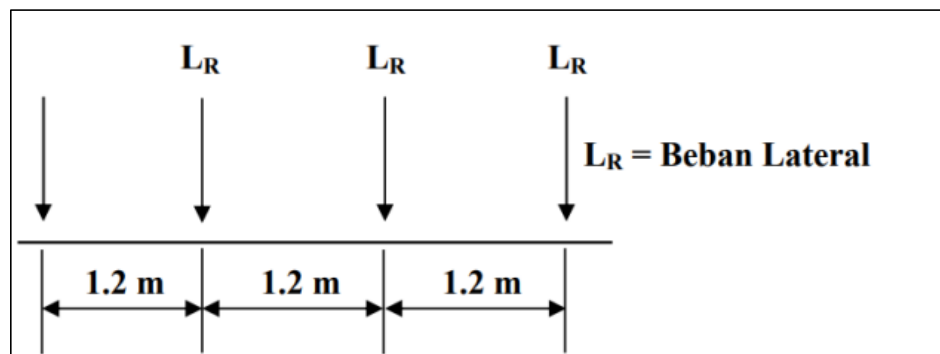
i = faktor kejut

L = panjang bentang (m)

2.4.4 Beban Lateral Kereta

Pada gaya ini diakibatkan di saat kereta berada dalam posisi jackknifed di tikungan, jika gaya lateral yang tinggi dikombinasikan dengan gaya vertikal yang rendah seperti saat kondisi kereta dengan gerbong yang kosong, maka dapat menyebabkan tercabutnya penambat akibat adanya gaya *uplift force* dan memungkinkan mendorong roda kereta melewati rel.

Nilai persen yang diambil dalam menghitung beban lateral adalah 15% atau 20% dari beban gandar untuk masing-masing lokomotif atau kereta.



Gambar 2.8 Beban Lateral Kereta

2.4.5 Beban Sentrifugal

Beban kejut pada kereta api disebabkan ketika rangkaian roda gigi dipaksa untuk mulai atau berhenti berputar secara tiba-tiba. Untuk menghitung faktor beban kejut dapat menggunakan rumus:

$$\alpha = \frac{v^2}{127 \times R}$$

Dengan:

V^2 = kecepatan rencana kereta (km/jam)

R = jari-jari rel kereta (m)

2.4.6 Beban Rem dan Traksi

Beban pengereman dan traksi masing-masing adalah 25% dari beban kereta, bekerja pada pusat gaya berat kereta ke arah rel (secara longitudinal).

2.4.7 Analisis Tegangan

- a. Tekanan kontak rerata pada balas dengan metode distribusi beban terhadap penampang bantalan

Tanah dasar harus mampu menopang beban berat lapisan balas, serta menopang tegangan akibat dari gaya yang diteruskan oleh bantalan pada balas yang kemudian diteruskan dan didistribusikan oleh balas kepada lapisan tanah dasar yang diwujudkan pada persamaan distribusi beban berikut:

$$Pa = \left(\frac{W_{rel} + W_{bantalan} + W_{kereta}}{A \text{ bantalan}} \right)$$

Keterangan:

Pa = tekanan kontak rerata pada balas (kN/m^2)

W_{rel} = beban rel (kN)

$W_{bantalan}$ = beban bantalan (kN)

W_{kereta} = beban kereta (kN)

A bantalan = luasan bantalan ($p \cdot l$)

p = panjang bantalan (m)

l = lebar bantalan (m)

- b. Tegangan tanah dasar

Analisis distribusi beban yang bekerja pada tanah dasar dengan menggunakan beberapa persamaan berbagai berikut:

1. Persamaan Clarke (1957)

$$\sigma_z = 2 \cdot Pa \frac{B \cdot L}{(B + 2z) \cdot (L + 2z)}$$

Keterangan:

σ_z = tekanan vertikal pada kedalaman z (kPa)

P_a = tekanan kontak rerata antara bantalan dengan balas (kPa)

z = kedalaman tanah dasar (m)

B = lebar bantalan (m)

L = panjang bantalan (m)

2. Pendekatan Area (1997)

$$P_c = \frac{16,8 \cdot P_a}{h^{1,25}}$$

Keterangan:

P_c = tekanan yang diberikan pada tanah dasar (psi)

P_a = tekanan rerata yang didistribusikan oleh bantalan kepada balas (psi)

h = tebal balas (in)

Berdasarkan metode yang ada, diambil metode dengan nilai perhitungan yang paling besar.

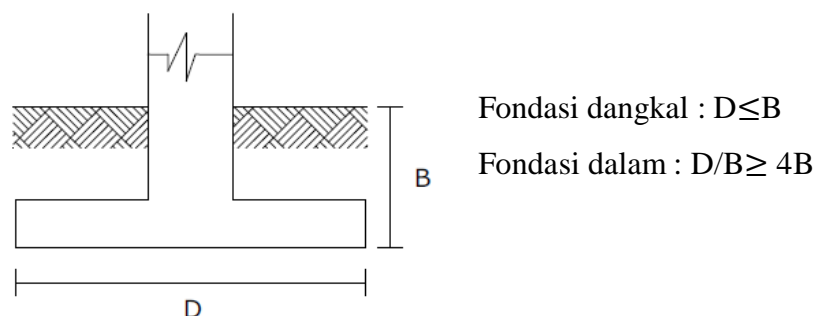
2.5 Fondasi Dangkal

Fondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar fondasi yang cukup kuat menahannya tanpa terjadinya *differential settlement* pada sistem strukturnya.

Suatu konstruksi fondasi yang tidak cukup kuat dan kurang memenuhi persyaratan tersebut diatas, dapat menimbulkan kerusakan pada bangunannya. Akibat yang ditimbulkan oleh kerusakan ini, memerlukan perbaikan dari bangunannya bahkan kemungkinan terjadi seluruh bangunan menjadi rusak dan harus dibongkar. Tanah tempat konstruksi fondasi diletakkan harus cukup kuat yang di dasarkan atas kekuatan tanah atau daya dukung tanah. Letak tanah kuat untuk konstruksi fondasi pada masing-masing tempat, tidak sama.

Bentuk fondasi ditentukan oleh berat bangunan dan keadaan tanah disekitar bangunan tersebut, sedangkan kedalaman fondasi ditentukan oleh letak tanah padat yang mendukung. Menurut Ir. Rudi Gunawan dalam buku Pengantar Teknik Fondasi, dijelaskan bahwa perbedaan antara fondasi dangkal dan fondasi dalam terletak pada perbandingan antara kedalaman dasar fondasi dari muka tanah. Jenis fondasi dibagi menjadi 2, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam.

Fondasi dangkal adalah fondasi yang mendukung beban secara langsung disebarkan ke permukaan dasar dengan kedalaman $D \leq B$ sedangkan fondasi dalam adalah fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras yang terletak jauh dari permukaan dengan kedalaman $D/B \geq 4B$. Untuk penjelasannya dapat dilihat pada Gambar 2.9.

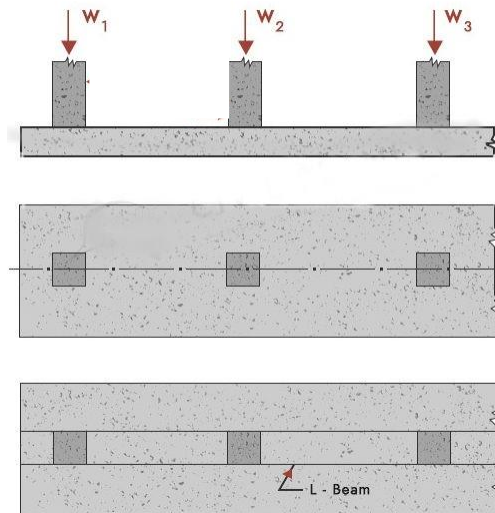


Gambar 2.9 Penentuan Jenis Fondasi

Ada beberapa jenis fondasi dangkal, yaitu:

a. Fondasi menerus

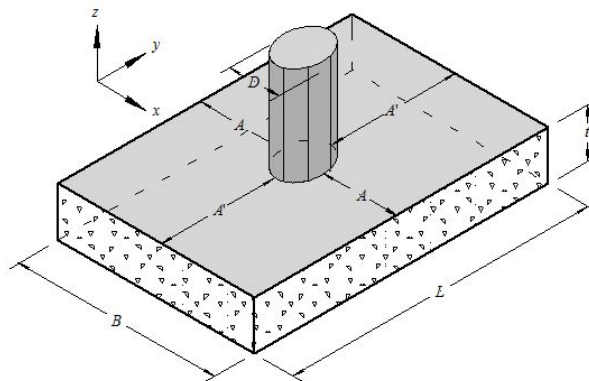
Fondasi menerus biasanya digunakan untuk mendukung beban memanjang atau beban garis. Fondasi menerus dibuat dalam bentuk memanjang dengan potongan persegi ataupun trapesium. Keuntungan memakai fondasi ini adalah beban atas dapat disalurkan secara merata, dengan catatan seluruh fondasi berdiri diatas tanah keras. Sementara kelemahan fondasi ini, biaya untuk fondasi cukup besar, memakan waktu agak lama dan memerlukan tenaga kerja yang banyak. Gambar II.10 menunjukkan contoh fondasi menerus.



Gambar 2.10 Fondasi Menerus

b. Fondasi telapak

Fondasi telapak digunakan sebagai tumpuan kolom yang berdiri sendiri. Fondasi ini terbuat dari beton bertulang yang dibentuk menyerupai papan atau telapak dan memiliki ketebalan tertentu. Fondasi ini dapat diterapkan untuk bangunan bertingkat.



Gambar 2.11 Fondasi Telapak

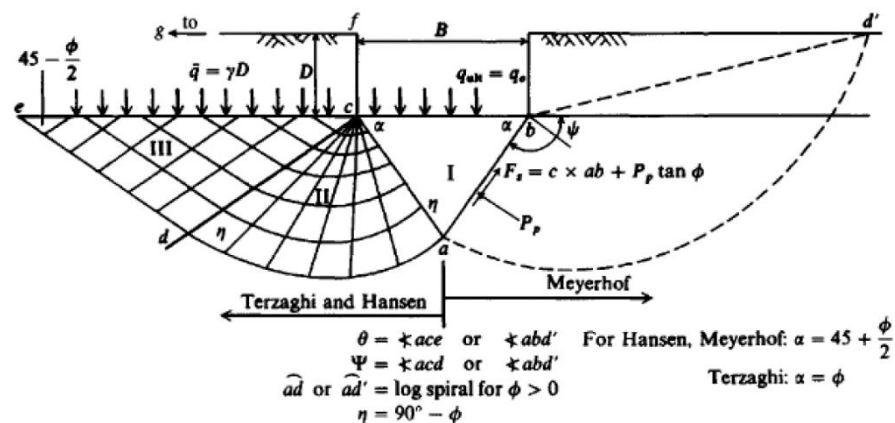
2.6 Penentuan Kapasitas Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah adalah kemampuan tanah untuk menahan atau beban bangunan pada tanah dengan aman tanpa menimbulkan keruntuhan geser dan penurunan berlebihan. Daya dukung tanah merupakan salah satu faktor penting dalam perencanaan fondasi serta struktur di atasnya.

2.6.1 Berdasarkan Data Laboratorium

a. Metode Meyerhof (1977)

Teori daya dukung Meyerhof (1974) mirip dengan Terzaghi, yaitu menghitung tegangan geser dari tanah yang terletak di bawah telapak fondasi. Namun, Meyerhof mengasumsikan mekanisme kegagalan diperpanjang ke atas menuju permukaan tanah, yang digambarkan pada Gambar II.12 berikut:



Gambar 2.12 Pola Keruntuhan Tanah Metode Terzaghi, Meyerhof, Hansen

Pada tahun 1974, Meyerhof menyempurnakan teorinya dengan mempertimbangkan beberapa faktor dalam menentukan daya dukung tanah. Faktor-faktor tersebut adalah pengaruh kedalaman fondasi, bentuk fondasi, dan kemiringan beban. Persamaan daya dukung tanah menurut Meyerhof adalah sebagai berikut:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \zeta_{sc} \cdot \zeta_{dc} + \bar{q} \cdot N_q \cdot \zeta_{sq} \cdot \zeta_{dq} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_{sy} \cdot \zeta_{dy}$$

Dimana:

q_u = daya dukung ultimit fondasi (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m²)

D_f = kedalaman fondasi yang tertanam di dalam tanah (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

$\bar{q} = \gamma \cdot D_f$ = tekanan *overburden* pada dasar fondasi (kN/m²)

N_c = faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah

N_q = faktor daya dukung tanah akibat beban terbagi rata

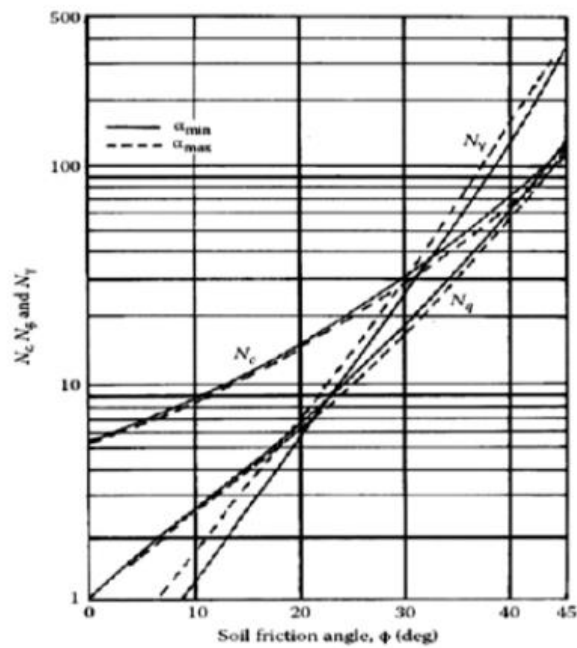
N_γ = faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

$\zeta_{sc}, \zeta_{sq}, \zeta_{sy}$ = faktor bentuk

$\zeta_{dc}, \zeta_{dq}, \zeta_{dy}$ = faktor kedalaman

Tabel 2.10 Faktor Daya Dukung Meyerhof, Hensen, Vesic

ϕ	N_c	N_q	$N_{\gamma(H)}$	$N_{\gamma(\alpha)}$	$N_{\gamma(V)}$	N_q/N_c	$2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2$
0	5,14	1,0	0,0	0,0	0,0	0,195	0,000
5	6,49	1,6	0,1	0,1	0,4	0,242	0,146
10	8,34	2,5	0,4	0,4	1,2	0,296	0,241
15	10,97	3,9	1,2	1,1	2,6	0,359	0,294
20	14,83	6,4	2,9	2,9	5,4	0,431	0,315
25	20,71	10,7	6,8	6,8	10,9	0,514	0,311
26	22,25	11,8	7,9	8,0	12,5	0,533	0,308
28	25,79	14,7	10,9	11,2	16,7	0,570	0,299
30	30,13	18,4	15,1	15,7	22,4	0,610	0,289
32	35,47	23,2	20,8	22,0	30,2	0,653	0,276
34	42,14	29,4	28,7	31,1	41,0	0,698	0,262
36	50,55	37,7	40,0	44,4	56,2	0,746	0,247
38	61,31	48,9	56,1	64,0	77,9	0,797	0,231
40	75,25	64,1	79,4	93,6	109,3	0,852	0,214
45	133,73	134,7	200,5	262,3	271,3	1,007	0,172
50	266,50	318,5	567,4	871,7	761,3	1,195	0,131



Gambar 2.13 Kapasitas Koefisien Daya Dukung Meyerhof

Tabel 2.11 Faktor bentuk (*shape*), faktor kedalaman (*depth*) dan faktor inklinasi (*inclination*) untuk persamaan daya dukung Meyerhof

Faktor	Nilai	Untuk
Bentuk	$S_c = 1 + 0.2 K_p \frac{B}{L}$	Semua ϕ
	$s_q = s = 1 + 0.1 K_p \frac{B}{L}$	$\phi > 10^\circ$
	$s_q = s_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kedalaman	$d_c = 1 + 0.2 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	Semua ϕ
	$d_q = d_\gamma = 1 + 0.1 \sqrt{K_p} \frac{D}{B}$	$\phi > 10^\circ$
	$d_q = d_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Kemiringan	$I_c = i_q = \left(1 - \frac{\theta^0}{90^0} \right)$	Semua ϕ
	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\theta^0}{\phi^0} \right)$	$\phi > 10^\circ$
	$i_\gamma = 1$	$\phi = 0$
Di mana $K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$		

Sumber : *Mekanika Tanah 2, Hary Christady H*

b. Metode Hansen (1970)

Metode Hansen (1970) memiliki persamaan untuk menghitung daya dukung sebagai berikut:

$$qu = c \cdot N_c \cdot \zeta_{s_c} \cdot \zeta_{d_c} \cdot \zeta_{i_c} \cdot \zeta_{g_c} \cdot \zeta_{b_c} + \bar{q} \cdot N_q \cdot \zeta_{s_q} \cdot \zeta_{d_q} \cdot \zeta_{i_q} \cdot \zeta_{g_q} \cdot \zeta_{b_q} + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta_{s_\gamma} \cdot \zeta_{d_\gamma} \cdot \zeta_{i_\gamma} \cdot \zeta_{g_\gamma} \cdot \zeta_{b_\gamma}$$

Dimana:

N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung Hansen

c = kohesi tanah (kN/m²)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

$\zeta_{s_c}, \zeta_{s_q}, \zeta_{s_\gamma}$ = faktor bentuk fondasi kohesif

$\zeta_{d_c}, \zeta_{d_q}, \zeta_{d_\gamma}$ = faktor kedalaman fondasi

$\zeta_{i_c}, \zeta_{i_q}, \zeta_{i_\gamma}$ = faktor inklinasi pembebanan

$\zeta_{g_c}, \zeta_{g_q}, \zeta_{g_\gamma}$ = faktor kemiringan permukaan tanah

$\zeta_{b_c}, \zeta_{b_q}, \zeta_{b_\gamma}$ = faktor inklinasi dasar fondasi

Tabel 2.12 Faktor bentuk (*shape*), faktor kedalaman (*depth*), faktor inklinasi (*inclination*), faktor tanah atau alas pada lereng (*ground*) dan faktor alas atau alas miring (*base*) untuk persamaan daya dukung Hansen.

Faktor	Nilai	Kondisi
Bentuk (<i>Shape</i>)	$\zeta_{s_c} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	$\theta > 0$
	$\zeta_{s_c} = 0,2 \cdot \frac{B}{L}$	$\theta = 0$
	$\zeta_{s_c} = 1$	Tipe fondasi jalur
	$\zeta_{s_q} = 1 + \frac{B}{L} \sin \theta$	Untuk semua Θ
	$\zeta_{s_\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L} \geq 0,6$	Untuk semua Θ

Kedalaman (<i>depth</i>)	$\zeta d_c = 1 + 0,4k$ $\zeta d_c = 0,4k$ $k = D/B$ untuk $D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1}(D/B)$ untuk $D/B > 1$; k dalam radian	$\theta > 0$ $\theta = 0$
	$\zeta d_q = 1 + 2 \tan \theta (1 - \sin \theta)^2 k$	Untuk semua Θ
	$\zeta d_y = 1$	Untuk semua Θ
	Inklinasi (<i>inclination</i>)	$\zeta i_c = \zeta i_q - \frac{1 - \zeta i_q}{N_q - 1}$
	$\zeta i_c = 0,5 - \sqrt{1 - \frac{H}{A_f \cdot c_\alpha}}$ $A_f =$ luas kontak efektif fondasi dangkal $c_\alpha =$ satuan adhesi pada dasar fondasi dangkal $= 0,6 - 1c$	$\theta = 0$
	$\zeta i_q = \left[1 - \frac{0,5H}{V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \theta} \right]^{\alpha_1}$ $2 \leq \alpha_1 \leq 5$	Untuk semua Θ
	$\zeta i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7H}{V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \theta} \right]^{\alpha_2}$ $\zeta i_\gamma = \left[1 - \frac{0,7 - \eta^\circ / 450^\circ}{V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \theta} H \right]^{\alpha_2}$ $2 \leq \alpha_2 \leq 5$	Untuk semua $\eta = 0$ Untuk semua $\eta > 0$
Tanah/alas pada lereng (<i>ground</i>)	$\zeta g_c = 1 - \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$ $\zeta g_c = \frac{\beta^\circ}{147^\circ}$	$\theta > 0$ $\theta = 0$

	$\zeta g_q = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$	Untuk semua Θ
	$\zeta g_y = (1 - 0,5 \tan \beta)^5$	Untuk semua Θ
Alas/alas miring (base)	$\zeta b_c = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$\theta > 0$
	$\zeta b_c = \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$	$\theta = 0$
	$\zeta b_q = \exp(-2\eta \tan \phi)$; η dalam radian	Untuk semua Θ
	$\zeta b_y = \exp(-2,7\eta \tan \phi)$; η dalam radian	Untuk semua Θ

c. Metode Vesic (1973)

Metode Vesic (1973) pada dasarnya sama dengan metode Hansen (1961) seperti faktor N_c dan N_q . Sedikit perbedaan berada di faktor N_γ dan faktor-faktor seperti g_i , i_i , dan b_i .

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \zeta s_c \cdot \zeta d_c + \bar{q} \cdot N_q \cdot \zeta s_q \cdot \zeta d_q \cdot \zeta i_q \cdot \zeta g_q \cdot \zeta b_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \zeta s_y \cdot \zeta d_y \cdot \zeta i_y \cdot \zeta g_y \cdot \zeta b_y$$

Dimana:

q_u = daya dukung ultimit untuk fondasi memanjang (kN/m^2)

c = kohesi tanah (kN/m^2)

D_f = kedalaman fondasi yang tertanam di dalam tanah (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

\bar{q} = $\gamma \cdot D_f$ = tekanan *overburden* pada dasar fondasi (kN/m^2)

N_c = faktor daya dukung tanah akibat kohesi tanah

N_q = faktor daya dukung tanah akibat beban terbagi rata

N_γ = faktor daya dukung tanah akibat berat tanah

Tabel 2.13 Faktor bentuk (*shape*), faktor kedalaman (*depth*), faktor inklinasi (*inclination*), faktor tanah atau alas pada lereng (*ground*) dan faktor alas atau alas miring (*base*) untuk persamaan daya dukung Vesic.

Faktor	Nilai	Kondisi
Bentuk (<i>shape</i>)	$\zeta_{s_c} = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$	Tipe fondasi persegi
	$\zeta_{s_c} = 1 + \frac{N_q}{N_c}$	Tipe fondasi bujursangkar dan lingkaran
	$\zeta_{s_c} = 1$	Tipe fondasi jalur
	$\zeta_{s_q} = 1 + \frac{B}{L} \tan \theta$	Tipe fondasi persegi
	$\zeta_{s_q} = 1 + \tan \theta$	Tipe fondasi bujursangkar dan lingkaran
	$\zeta_{s_q} = 1$	Tipe fondasi jalur
	$\zeta_{s_\gamma} = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$	Tipe fondasi persegi
	$\zeta_{s_\gamma} = 0,6$	Tipe fondasi bujursangkar dan lingkaran
	$\zeta_{s_\gamma} = 1$	Tipe fondasi jalur
Kedalaman (<i>depth</i>)	$\zeta_{d_c} = 1 - 0,4k$ $\zeta_{d_c} = 0,4k$ $k = D/B$ untuk $D/B \leq 1$ $k = \tan^{-1} (D/B)$ untuk $D/B > 1$; k dalam radian	$\theta > 0$ $\theta = 0$

Inklinasi (<i>inclination</i>)	$\zeta_{i_c} = \zeta_{i_q} - \frac{1 - \zeta_{i_q}}{N_q - 1}$ $\zeta_{i_c} = 1 - \frac{m \cdot H}{A_f \cdot c_\alpha \cdot N_c}$ <p>A_f = luas kontak efektif fondasi dangkal c_α = satuan adhesi pada dasar fondasi dangkal = $0,6 - 1c$</p>	$\theta > 0$ $\theta = 0$
	$\zeta_{i_q} = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \theta} \right]^{m+1}$	Untuk semua Θ
	$\zeta_{i_\gamma} = \left[1 - \frac{H}{V + A_f \cdot c_\alpha \cdot \cot \theta} \right]^{m+1}$ $m = m_B = \frac{2 + \frac{B}{L}}{1 + \frac{B}{L}} \text{ dan}$ $m = m_L = \frac{2 + \frac{L}{B}}{1 + \frac{L}{B}}$	Untuk semua Θ
Tanah/alas pada lereng (<i>ground</i>)	$\zeta_{g_c} = \zeta_{i_q} - \frac{1 - \zeta_{i_q}}{5,14 \tan \phi}$ $\zeta_{g_c} = \frac{\beta}{5,14}; \beta \text{ dalam radian}$	$\theta > 0$ $\theta = 0$
	$\zeta_{g_q} = \zeta_{g_y} = (1 - \tan \beta)^2$	Untuk semua Θ
Alas (<i>base</i>)	$\zeta_{b_c} = 1 - \frac{2 \cdot \beta}{5,14 \tan \phi}$	$\theta > 0$
	$\zeta_{b_c} = \frac{\beta}{5,14}; \beta \text{ dalam radian}$	$\theta = 0$
	$\zeta_{b_q} = \zeta_{b_y} = (1 - \eta \tan \phi)^2$ <p>η dalam radian</p>	Untuk semua Θ

2.6.2 Berdasarkan Data CPT

a. Metode Owkati (1970)

Untuk daya dukung fondasi dangkal pada tanah pasir maupun lempung menurut Owkati (1970) dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_{ult} = 28 - 0,0052 \cdot (300 - q_c)$$

Dimana:

q_{ult} = kapasitas dukung ultimit fondasi (kg/cm^2)

q_c = tahanan konus dari sondir yang diambil rata-rata pada kedalaman dari dasar fondasi $- 1,5B$ di bawah fondasi (kg/cm^2)

b. Metode Terzaghi dan Peck (1943)

Untuk daya dukung fondasi dangkal Terzaghi dan Peck (1943) pada tanah pasir dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_{all} = \frac{q_c}{50} \left(\frac{B + 0,30}{B} \right)^2$$

Dimana:

q_{all} = kapasitas dukung ultimit neto fondasi (kg/cm^2)

q_c = tahanan konus dari sondir yang diambil rata-rata pada kedalaman dari dasar fondasi $- 1,5B$ di bawah fondasi (kg/cm^2)

B = lebar fondasi (m)

c. Metode Meyerhoff (1965)

Untuk daya dukung fondasi dangkal Meyerhoff (1950) pada tanah pasir dihitung dengan persamaan berikut:

$$q_{all} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3,28B + 1}{3,28B} \right)^2$$

Dimana:

q_{all} = kapasitas dukung ultimit neto fondasi (kg/cm^2)

q_c = tahanan konus dari sondir yang diambil rata-rata pada kedalaman dari dasar fondasi $- 1,5B$ di bawah fondasi (kg/cm^2)

B = lebar fondasi (m)

2.6.3 Faktor Keamanan pada Fondasi Dangkal

Besarnya kapasitas dukung ijin kotor ($q_{ijin} = q_{all} = \text{gross allowable load-bearing capacity}$) adalah:

$$q_{all} = \frac{q_u}{FK}$$

Dimana:

q_u = kapasitas dukung ultimit fondasi (kg/cm^2)

FK = faktor keamanan (*factor of safety*) berdasarkan SNI Geoteknik, 2017: 10.2.5.3 adalah 3.

2.6.4 Konsistensi

Konsistensi merupakan hasil-hasil pengujian baik di lapangan (sondir dan SPT) dan di laboratorium (UCS), yang merupakan tingkatan terhadap kekuatan (daya dukung) tanah, yang dinyatakan sebagai berikut:

Tabel 2.14 Tingkatan Konsistensi Tanah

SONDIR (CPT) Q_c (kg/cm^2)	SPT (N)	UCS (kg/cm)	CONSISTENCY
0 – 5	0 – 2	0 – 0,25	Very soft
5 – 10	2 – 5	0,25 – 0,50	Soft
10 – 20	5 – 10	0,50 – 1,00	Medium stiff
20 – 40	10 – 20	1,00 – 2,00	Stiff
40 – 80	20 – 30	2,00 – 4,00	Very stiff
80 – 100	> 30	> 4	Hard

(Sumber: Braja M. Das. *Mekanika Tanah Jilid 2*. Hal. 229)

2.7 Penurunan Pada Fondasi Dangkal

Jika lapisan tanah dibebani, maka tanah akan mengalami regangan atau penurunan (*settlement*). Regangan yang terjadi dalam tanah ini disebabkan oleh dua akibat, yaitu berubahnya susunan tanah dan berkurangnya rongga pori di dalam tanah tersebut jumlah dari regangan di seluruh kedalaman lapisan tanah merupakan penurunan total.

Penurunan akibat beban adalah jumlah total dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan segera (*immediate settlement*) adalah penurunan yang terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir tanah halus kering atau tidak jenuh yang terjadi dengan segera sesudah beban bekerja. Sedangkan penurunan

berbutir halus yang terletak di bawah muka air tanah yang terjadi dengan memerlukan waktu yang lama tergantung pada kondisi lapisan tanah itu sendiri. Bila tanah mengalami pembebanan dan kemudian berkonsolidasi, maka penurunan tersebut berlangsung dalam tiga tahap (Leonard, 1962) yang ditunjukkan pada Gambar (Das, 1995) berikut:

Tahap awal, yaitu tahap dimana penurunan terjadi dengan segera sesudah beban bekerja akibat proses penekanan udara yang keluar dari dalam pori tanah.

Tahap konsolidasi primer atau konsolidasi hidrodinamis, yaitu penurunan yang dipengaruhi oleh kecepatan aliran air yang meninggalkan rongga pori akibat adanya tambahan tekanan.

Tahap konsolidasi sekunder, merupakan proses lanjutan dari konsolidasi primer, dimana prosesnya berjalan dengan sangat lambat.

Dengan demikian, penurunan total dari suatu tanah yang dibebani ditunjukkan pada persamaan (Hardiyatmo, 2010) berikut:

$$S_t = S_i + S_c$$

Dimana:

S_t = Penurunan total (cm)

S_i = Penurunan segera (*immediate settlement*) (cm)

S_c = Penurunan konsolidasi/primer (*consolidation settlement*) (cm)

2.7.1 Penurunan Segera dari Tanah Berpasir (*Immediate Settlement of Sandy Soil*)

Penurunan seketika dari tanah pasir dapat dievaluasi dengan menggunakan suatu pengaruh faktor tegangan empiris pada Gambar 2.14 yang diusulkan oleh Schmertmann dan Hartman (1978). Menurut metode ini, penyelesaiannya adalah:

$$S_i = C_1 \cdot C_2 \cdot (\bar{q} - q) \sum_0^{z_2} \frac{I_z}{0} \frac{I_z}{E_s} \Delta z$$

Keterangan:

I_z = faktor tegangan

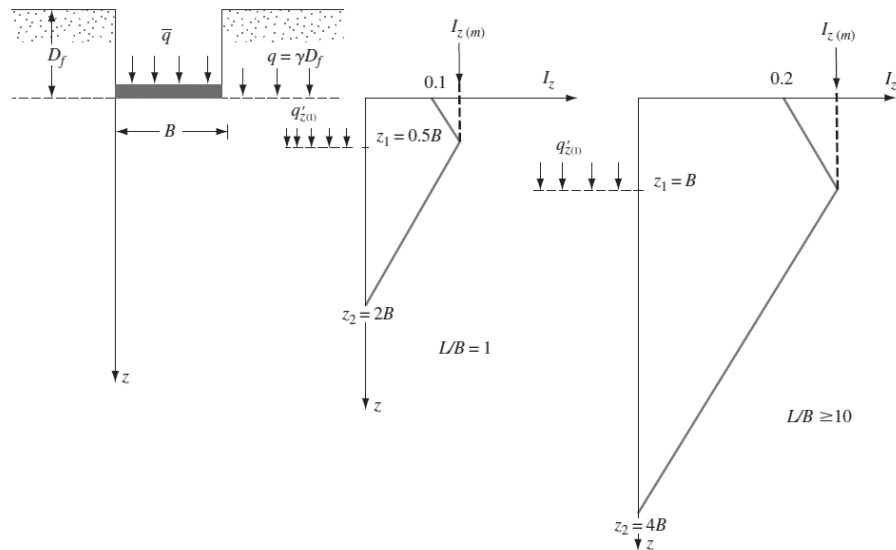
C_1 = faktor koreksi untuk kedalaman dari fondasi = $1 - 0,5 \cdot \left[\frac{\bar{q}}{q - q} \right]$

C_2 = faktor koreksi untuk keretakan tanah

$$= 1 + 0,2 \log \left(\frac{\text{waktu dalam tahun}}{0,1} \right)$$

\bar{q} = tekanan pada level alas fondasi (kN/m²)

q = $\gamma \cdot D_f$ (kN/m²)



Gambar 2.14 Variasi Faktor Pengaruh Tegangan Dengan Kedalaman dan L/B

Variasi dari faktor tegangan dengan kedalaman di bawah fondasi diperlihatkan pada Gambar 2.14.

- Untuk fondasi bujur sangkar atau lingkaran:

$I_z = 0,1$ pada $z = 0$

$I_z = 0,5$ pada $z = z_1 = 0,5B$

$I_z = 0$ pada $z = z_2 = 2B$

- Untuk fondasi menerus, dengan $L/B \geq 10$:

$I_z = 0,2$ pada $z = 0$

$I_z = 0,5$ pada $z = z_1 = B$

$I_z = 0$ pada $z = z_2 = 4B$

Dimana:

B = lebar fondasi (m)

L = panjang fondasi (m)

Besarnya nilai E_s disarankan oleh Schmertmann (1978):

$E_s = 2,5q_c$ (untuk fondasi bujur sangkar)

$E_s = 3,5q_c$ (untuk fondasi $L/B \geq 10$)

Atau bisa dicari dengan bantuan Tabel 2.15 berikut:

Tabel 2.15 Nilai Pendekatan Parameter Elastik Dari Variasi Tipe Tanah

Jenis Tanah	Modulus Young, E_s	
	MN/m ²	lb/in. ²
Pasir lepas	10,34 – 24,15	1.500 – 3.500
Pasir padat medium	17,25 - 27,60	2.500 – 4.000
Pasir padat	34,50 – 55,20	5.000 – 8.000
Pasir kelanauan	10,35 – 17,25	1.500 – 2.500
Pasir dan kerikil	69,00 – 172,50	10.000 – 25.000
Lempung lunak	2,07 – 25,18	300 – 750
Lempung medium	5,18 – 10,35	750 – 1.500
Lempung kaku	10,35 – 24,15	1.500 – 3.500

Sumber: Braja M. Das, *Principles of Foundation Engineering*

2.7.2 Penurunan Konsolidasi

Bila suatu lapisan tanah jenuh yang permeabilitasnya rendah dibebani, maka tekanan pori dalam tanah tersebut akan bertambah. Perbedaan tekanan air pori pada lapisan tanah, berakibat air mengalir ke lapisan tanah yang tekanan air porinya lebih rendah, yang diikuti proses penurunan tanahnya. Karena permeabilitas rendah akibat pembebanan, prosesnya dipengaruhi oleh kecepatan terlepasnya air pori keluar dari rongga tanah. Penambahan beban di atas permukaan tanah dapat menyebabkan lapisan tanah dibawahnya mengalami pemampatan. Pemampatan tersebut disebabkan karena adanya deformasi partikel tanah, keluarnya air atau udara dalam pori. Besarnya penurunan dihitung dengan persamaan berikut:

$$S_c = \sum \left[\frac{Cc \cdot H_i}{1 + e_o} \log \left(\frac{P_{0i} + \Delta P_i}{P_{0i}} \right) \right]$$

Dimana:

S_c = penurunan konsolidasi (m)

H_i = sub lapisan i (m)

P_{0i} = tekanan efektif overburden untuk sub-lapisan i (kN/m²)

ΔP_i = penambahan tekanan vertical untuk sub-lapisan I (kN/m²)

2.7.3 Penurunan Izin (S_{izin})

Jika sudah mendapatkan nilai S_i , maka bandingkan dengan syarat penurunan izin (S_{izin}) yang berdasarkan **SNI 8460:2017 Persyaratan Perancangan Geoteknik pasal 9.2.4.3** yaitu kurang dari $15 + b.600cm$.

2.8 Penelitian Terdahulu

Penelitian terdahulu ini menjadi salah satu acuan penulis dalam melakukan penelitian sehingga penulis dapat menambah teori yang digunakan dalam mengkaji penelitian yang dilakukan. Dari penelitian terdahulu, penulis tidak menemukan penelitian dengan judul yang sama seperti judul penelitian penulis. Namun, penulis mengangkat beberapa penelitian sebagai referensi dalam bahasan kajian. Berikut merupakan penelitian terdahulu berupa beberapa jurnal dan skripsi terkait dengan penelitian yang dilakukan penulis.

Tabel 2.16 Penelitian Terdahulu

Nama Peneliti	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
Algazt Aryad Masagala	Desain Struktur Jembatan Kereta Api Tipe <i>Concrete Through Arch</i> : Studi Kasus Jembatan Kereta Api BH 1828 Purworejo	Hasil penelitian menunjukkan bahwa nilai lendutan maksimum pada struktur jembatan kereta api BH 1828 tipe <i>Through Arch</i> telah memenuhi syarat lendutan izin yang berlaku $L/800$ berdasarkan PM No. 60 th 2012.
Lia Amaliah, Yuriska Nur Larasati, Nono Carsono.	Perencanaan Pemasangan Pipa Distribusi HDPE Ø 300 mm <i>Crossing Rel</i> Kereta Api di Jl. RA Kartini Kota Cirebon Dengan Metode <i>Jacking System</i>	Hasil penelitian menyimpulkan bahwa metode <i>Jacking System</i> untuk pemasangan pipa distribusi HDPE Ø 300 mm <i>crossing rel</i> kereta api di Jl. RA Kartini Kota Cirebon memenuhi aspek keamanan konstruksi serta dapat meningkatkan pelayanan berdasarkan analisis hidrolis yang dilakukan.

Nama Peneliti	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
Imam Muthohar dan Nur Budi Susanto	Analisis Distribusi Beban Kereta Api Pada Konstruksi Timbunan Jalur Kereta Api	Hasil penelitian untuk memberikan informasi beban dinamis kereta yang bekerja pada struktur jalan rel serta beban struktur jalan rel yang membebani tanah dasar untuk perencanaan pembangunan rel kereta api.
Monita Olivia dan Gunawan Wibisono	Analisis Penurunan Pondasi Dangkal Pada Tanah Lempung Kasongan	Hasil penelitian untuk membandingkan hasil penurunan pada pondasi dangkal, dimana cara analitis memberikan hasil yang lebih konservatif.
Anwar Muda	Analisis Daya Dukung Tanah Fondasi Berdasarkan Data Laboratorium	Daya dukung tanah ultimit fondasi dangkal metode Meyerhof lebih besar dibanding dengan metode Terzaghi. Jika dilihat dari besaran daya dukung tanah ultimit fondasi dangkal, maka daya dukung tanah ultimit metode Meyerhof naik rata-rata sebesar 54.82% dibandingkan dengan metode Terzaghi.