

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA DAN DASAR TEORI

2.1. Tinjauan Pustaka

Underpass merupakan suatu bangunan berupa terowongan bawah tanah yang memiliki fungsi sebagai sarana transportasi manusia dan barang. Menurut Paulus P Raharjo (2004), bahwa terowongan transportasi bawah merupakan grup tersendiri diantara terowongan lalu lintas, dapat berupa terowongan kereta api maupun terowongan jalan raya.

Menurut penelitian oleh Antonius (2014) yang berjudul Metode Pelaksanaan Beton Pracetak pada Struktur Tunnel Feeder, manfaat utama dengan digunakannya beton pracetak adalah dalam pelaksanaannya tidak terlalu mengganggu proses produksi batubara di lokasi lain yang berdekatan, karena tidak diperlukan peralatan berat untuk pengecoran seperti kendaraan *ready mix concrete*.

Dari penelitian yang dilakukan oleh Muh. Dwiyanto Agung P. (2017) mengenai Perencanaan *Underpass* Simpang Mandai Makassar dengan Metode *Jacked Box Tunnel*, digunakan material beton bertulang sebanyak 11 segmen dengan panjang 10 m di tiap segmen sebagai *box tunnel*. Perencanaan yang dilakukan yaitu dengan memasang dinding penahan tanah sebelum melakukan penggalian, tetapi tidak melakukan penggalian di tempat *box tunnel* akan diletakkan karena digunakan metode perencanaan konstruksi *jacking*. Pada perencanaan ini, digunakan struktur *box tunnel* berupa beton *cast in situ* (pengecoran di tempat). Dalam perencanaan ini, sangat efisien dalam waktu konstruksi untuk *box tunnel cast in situ* dibandingkan dengan membangun *box tunnel cast in situ* langsung di lokasi dimana *box tunnel* akan diletakkan, karena dapat membutuhkan waktu yang lebih lama dalam pelaksanaannya. Namun lebih efisien lagi jika digunakan beton *box tunnel precast*, karena kualitas dari beton yang terjamin dan pengerjaan dapat lebih cepat dilakukan.

Pada penelitian oleh Sigit Dwi Prasetyo dan Sulardi (2016) mengenai Perancangan *Box Underpass* dengan Menggunakan Metode Kekuatan Batas (*Ultimate Design*),

direncanakan *box tunnel* dengan menggunakan metode kekuatan batas dan dilakukan analisis struktur dengan menggunakan metode struktur konvensional. Metode kekuatan batas yaitu metode yang digunakan dengan memperhitungkan terjadinya beban pada saat keruntuhan telah diambang pintu dan menggunakan beban kerja yang sudah diperbesar. Menurut Sigit dan Sulardi, metode kekuatan batas digunakan untuk menghindari perbedaan yang tidak diinginkan pada beban, menghindari ketidaktepatan perkiraan pengaruh pembebanan, dan menghindari jika terjadi perbedaan ketepatan dimensi pada saat pelaksanaan. Namun, metode struktur konvensional yang digunakan cukup rumit terutama pada bagian analisis struktur. Analisis dengan metode ini memerlukan banyak waktu dan juga melelahkan sehingga menjadi rawan kesalahan (*human error*).

Pada penelitian oleh Sigit Dwi Prasetyo dan Sulardi yang berjudul Perancangan Beban Dorong pada *Box Underpass*, dilakukan perancangan *box underpass* dan beban *jacking* yang digunakan pada proses pemasangan *box underpass*. Dilakukan perhitungan berat beton bertulang pada *box underpass* untuk memperoleh beban *jacking* yang dibutuhkan untuk mendorong setiap segmen *box underpass*. Dalam penelitiannya, dengan panjang setiap segmennya yaitu 9,3 m masuk ke dalam tanah dibutuhkan beban *jacking* lebih besar dari 8190,185 kN. Sedangkan untuk setiap penambahan satu segmen *box underpass* diperlukan beban *jacking* tambahan sebesar 4726,583 kN.

2.2. Dasar Teori

2.2.1. Cone Penetration Test (CPT)

Analisis tanah atau pengujian tanah merupakan suatu aktivitas dengan menganalisis sampel tanah untuk mengetahui kondisi dan karakteristik dari tanah tersebut. Dengan menggunakan data profil tanah yang telah ada maka dapat diperoleh kesimpulan mengenai jenis tanah pada setiap kedalaman tertentu, sehingga dapat diperoleh stratigrafi tanah yang kemudian akan digunakan dalam perencanaan. Untuk pembuatan statigrafi tanah salah satunya dapat dilakukan dengan menggunakan data dari hasil uji sondir atau *Cone Penetration Test (CPT)*.

Alat sondir atau *cone penetration test* (CPT) merupakan alat statis yang dikembangkan di Belanda sebelum Perang Dunia II. Alat ini merupakan penetrometer yang sudah lama dipakai di Indonesia. Dalam pelaksanaannya di lapangan, ujung alat sondir yang berbentuk konus (kerucut) dengan sudut 60° dan luasan ujung 10 cm^2 , dihubungkan pada suatu rangkaian setang dalam dan pipa sondir, lalu ditekan langsung ke dalam tanah dengan kecepatan tetap 20 mm/detik menggunakan suatu rangka atau dongkrak yang dijangkarkan dengan jangkar berbentuk spiral pada permukaan tanah.

Dalam melakukan uji sondir di lapangan, dilakukan pembacaan manometer untuk nilai perlawanan konus (C_w) dan pembacaan manometer untuk nilai perlawanan konus dan geser (T_w), kemudian dari kedua nilai tersebut dapat diperoleh nilai tekanan konus (q_c) dan *frictional resistance* (f_s) yang kemudian dapat dikorelasikan pada parameter tanah yang dibutuhkan. Nilai perlawanan konus (q_c) dengan ujung konus saja yang terdorong dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$P_{\text{konus}} = P_{\text{piston}} \quad (2.1)$$

$$q_c \times A_c = C_w \times A_{\text{pi}} \quad (2.2)$$

$$q_c = C_w \times A_{\text{pi}} / A_c \quad (2.3)$$

dengan,

$$A_{\text{pi}} = \pi (D_{\text{pi}})^2 / 4 \quad (2.4)$$

$$A_c = \pi (D_c)^2 / 4 \quad (2.5)$$

Nilai perlawanan geser (f_s) lokal diperoleh bila ujung konus dan bidang geser terdorong bersamaan, dan dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$P_{\text{konus}} + P_{\text{geser}} = P_{\text{piston}} \quad (2.6)$$

$$(q_c \times A_c) + (f_s \times A_s) = T_w \times A_{\text{pi}}$$

$$(C_w \times A_{\text{pi}}) + (f_s \times A_s) = T_w \times A_{\text{pi}}$$

$$f_s = K_w \times A_{\text{pi}} / A_s \quad (2.7)$$

$$A_s = \pi D_s L_s \quad (2.8)$$

$$K_w = (T_w - C_w) \quad (2.9)$$

Angka banding geser (R_f) diperoleh dari hasil perbandingan antara nilai perlawanan geser lokal (f_s) dengan perlawanan konus (q_s), dan dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$R_f = (f_s / q_s) \times 100\% \quad (2.10)$$

Nilai geseran total (T_f) diperoleh dengan menjumlahkan nilai perlawanan geser lokal (f_s) yang dikalikan dengan interval pembacaan, dan dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$T_f = (f_s \times \text{interval pembacaan}) \quad (2.11)$$

Keterangan :

C_w = pembacaan manometer untuk nilai perlawanan konus (kPa)

T_w = pembacaan manometer untuk nilai perlawanan konus dan geser (kPa)

K_w = pembacaan manometer untuk nilai perlawanan geser (kPa)

P_{konus} = gaya pada ujung konus (kN)

P_{piston} = gaya pada piston (kN)

q_c = perlawanan konus (kPa)

f_s = perlawanan geser lokal (kPa)

R_f = angka banding geser (%)

T_f = geseran total (kPa)

A_{pi} = luas penampang piston (cm²)

D_{pi} = diameter piston (cm)

A_c = luas penampang konus (cm²)

$D_c=D_s$ = diameter konus sama dengan diameter selimut geser (cm)

A_s = luas selimut geser (cm²)

D_s = diameter selimut geser (cm)

L_s = panjang selimut geser (cm)

2.2.2. Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan acuan untuk mengetahui hasil suatu proses perubahan yang terjadi pada tanah baik dari sifat fisik dan jenis tanah. Jenis parameter sifat fisik tanah terdiri dari berat jenis, porositas, ukuran butir tanah, berat isi, derajat kejenuhan, kepadatan tanah, kadar air, nilai atterberg, dan permeabilitas. Sedangkan sifat mekanis tanah adalah nilai kohesi, nilai sudut geser tanah, dan daya dukung tanah.

1. Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah suatu sistem pengaturan beberapa jenis tanah yang berbeda-beda tapi mempunyai sifat yang serupa kedalam kelompok-kelompok dan subkelompok-subkelompok berdasarkan pemakaiannya. Sistem klasifikasi memberikan suatu bahasa yang mudah untuk menjelaskan secara singkat sifat-sifat umum tanah yang sangat bervariasi namun tidak ada satupun dari sistem-sistem tersebut yang benar-benar memberikan penjelasan yang tegas mengenai segala kemungkinan pemakaiannya (Braja M Das,1988).

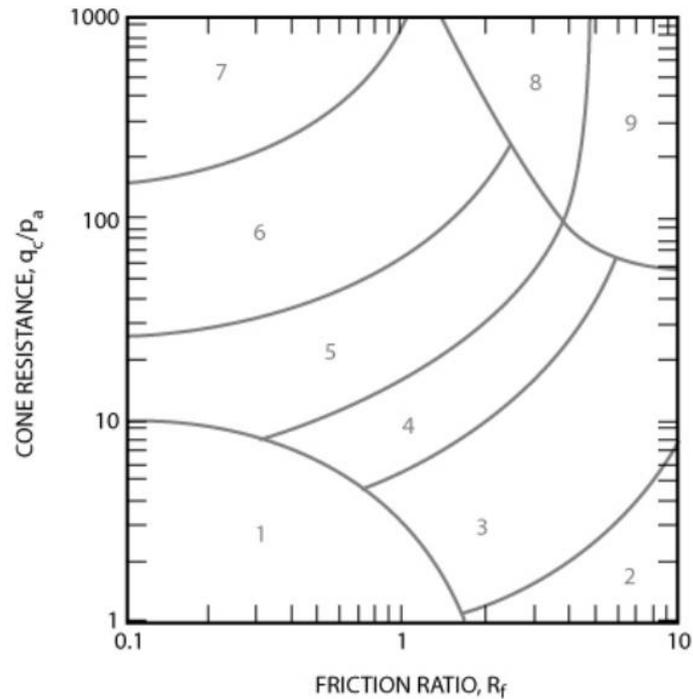
2. Analisis Data Tanah

Dalam perencanaan diperlukan data-data tanah seperti berat jenis tanah (γ) *saturated* ataupun *unsaturated*, nilai kohesi (c), dan sudut geser tanah (ϕ') yang dapat diperoleh melalui korelasi dengan menggunakan nilai hasil uji sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT). Hasil CPT tidak dapat memberikan prediksi yang akurat mengenai jenis tanah berdasarkan karakteristik fisiknya, seperti distribusi ukuran butir, tetapi memberikan panduan untuk karakteristik mekanis (kekuatan, kekakuan, dan kompresibilitas) tanah, atau *Soil Behavior Type* (SBT). Robertson (2010), melakukan pemutakhiran pada penelitian tahun 1986 mengenai *Soil Behavior Type* (SBT) CPT yang ditunjukkan pada Gambar 2.1. Grafik ini bersifat global dan dapat menyediakan prediksi yang wajar tentang jenis perilaku tanah untuk CPT hingga kedalaman sekitar 20 m.

Tabel 2.1. *Soil Behavior Type* (SBT) dari Grafik

Zona	<i>Soil Behavior Type</i>
1	<i>Sensitive, fine grained</i>
2	<i>Organic soils – clay</i>
3	<i>Clay – silty clay to clay</i>
4	<i>Sand mixtures – clayey silt to silty clay</i>
5	<i>Sand mixtures – silty sand to sandy silt</i>
6	<i>Sands – clean sand to silty sand</i>
7	<i>Gravelly sand to dense sand</i>
8	<i>Very stiff sand to clayey sand*</i>
9	<i>Very stiff fine grained*</i>

(Sumber : *Guide to CPT for Geotechnical Engineering*, P.K.Robertson & K.L.Cabal, 2014)



Gambar 2.1. Grafik CPT *Soil Behavior Type (SBT)*

(Sumber : *Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering*, P.K. Robertson and K.L. Cabal (Robertson), 2014)

a. Berat Jenis Tanah (γ)

Secara umum, tanah dapat terdiri dari dua atau tiga bagian, kemungkinan tersebut adalah :

- Tanah kering (*dry*), tanah yang hanya terdiri dari dua bagian, yaitu butir – butir tanah dan pori – pori udara;
- Tanah jenuh (*saturated*), tanah yang terdiri dari dua bagian, yaitu bagian tanah padat atau butiran dan air pori;
- Tanah tidak jenuh (*unsaturated*), terdiri dari tiga bagian yaitu bagian padat atau butiran, pori – pori udara, dan air pori.

Penggunaan parameter tanah *saturated* dan *unsaturated* bergantung pada kondisi tanah. Jika tanah berada di bawah muka air tanah, maka parameter *saturated* dapat digunakan, dan jika tanah berada di atas muka air tanah, maka parameter tanah *unsaturated* yang digunakan.

Berat jenis tanah adalah perbandingan antara massa total fase padat dan

volume fase padat pada tanah. Berat jenis tanah dapat juga diperoleh melalui korelasi dengan nilai *unconfined compressive strength* (q_u), dengan hubungan antara q_u dan berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah kohesif dapat dilihat pada Tabel 2.2, dan dapat juga digunakan Tabel 2.3 untuk mendapatkan korelasi nilai berat jenis tanah jenuh (γ_{sat}) untuk tanah non kohesif. Sedangkan untuk mendapatkan nilai berat jenis tanah dalam keadaan kering (γ_{dry}) dapat digunakan korelasi pada Tabel 2.4.

Tabel 2.2. Korelasi Empiris antara Nilai N-SPT dengan *Unconfined Compressive Strength* (q_u) dan Berat Jenis Tanah Jenuh (γ_{sat}) untuk Tanah Kohesif

N SPT (blows/ft)	Consistency	Unconfined Compressive Strength, q_u (tons/ft ²)	Berat Jenis Tanah Jenuh, γ_{sat} (kN/m ³)
< 2	Very soft	< 0,25	16 – 19
2 – 4	Soft	0,25 – 0,50	16 – 19
4 – 8	Medium	0,50 – 1,00	17 – 20
8 – 15	Stiff	1,00 – 2,00	19 – 22
15 – 30	Very stiff	2,00 – 4,00	19 – 22
> 30	Hard	> 4,00	19 – 22

(Sumber : Soil Mechanics, Lambe & Whitman, from Terzaghi and Peck 1948, International Edition 1969)

Tabel 2.3. Korelasi N-SPT dengan Berat Jenis Tanah Jenuh (γ_{sat}) untuk Tanah Non Kohesif

Description	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
NSPT					
Fine	1 – 2	3 – 6	7 – 15	16 – 30	
Mdium	2 – 3	4 – 7	8 – 20	21 – 40	>40
Coarse	3 – 6	5 – 9	10 – 25	26 – 45	>45
ϕ					
Fine	26 – 28	28 – 30	30 – 34	33 – 38	
Mdium	27 – 28	30 – 32	32 – 36	36 – 42	
Coarse	28 – 30	30 – 34	33 – 34	40 – 50	< 50
γ_{wet} (kN/m ³)	11 – 16	14 – 18	17 – 20	17 – 22	20 – 23

(Sumber : Soil Mechanics, Whilliam T., Whitman, Robert V., 1962)

Tabel 2.4. Nilai Tipikal Berat Volume Tanah

Jenis Tanah	γ_{sat} (kN/m ³)	γ_{dry} (kN/m ³)
Kerikil	20 – 22	15 – 17
Pasir	18 – 20	13 – 16
Lanau	18 – 20	14 – 18
Lempung	16 – 22	14 – 21

(Sumber : Soil Mechanics and Foundation, John Wiley & Sons, 2000)

b. Nilai Kohesi Tanah (c)

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antara partikel tanah. Kohesi dari tanah kohesif dapat diperoleh dari uji laboratorium berupa uji triaksial, uji kuat tekan bebas dan uji geser langsung. Kohesi dibedakan menjadi dua, yaitu kohesi tak terdrainase (c_u) dimana nilai kohesi ini digunakan pada sebuah penelitian atau perencanaan jangka pendek, dan kohesi terdrainase (c') dimana nilai kohesi ini digunakan untuk jangka panjang. Selain didapatkan dari uji laboratorium, nilai kohesi juga dapat dikorelasikan dengan nilai hasil uji lapangan seperti uji Sondir.

Uji CPT atau uji Sondir tidak dapat secara langsung mengukur kekuatan geser tanah, sehingga hanya dapat diperoleh dengan korelasi empiris yang terkait dengan tes lain, baik tes lapangan ataupun tes laboratorium. Standar umum yang dapat digunakan untuk mendapatkan nilai kohesi tak terdrainase (c_u) didasarkan pada daya dukung Terzaghi yang dituliskan dalam persamaan :

$$c_u = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{N_{kt}} \quad (2.12)$$

$$\text{dengan, } q_t = q_c + u_2 (1 - a_n) \quad (2.13)$$

Keterangan :

c_u = nilai kohesi tak terdrainase (kPa)

q_t = nilai koreksi perlawanan konus (kPa)

Di tanah berpasir $q_c = q_t$ (*Guide to Cone Penetration Testing, 6th Edition 2015*)

q_c = nilai perlawanan konus (kPa)

σ_{vo} = tegangan tanah vertikal (kPa)

N_{kt} = nilai faktor kerucut awal

u_2 = tekanan air pori di punggung konus

a_n = rasio luas bersih yang ditentukan dari kalibrasi laboratorium dengan nilai tipikal antara 0,70 dan 0,85.

Nilai N_{kt} yang bervariasi dari 10 sampai 18. N_{kt} cenderung meningkat saat meningkatnya plastisitas dan menurun saat meningkatnya sensitivitas

tanah. Dari beberapa penelitian yang telah dilakukan, perkiraan nilai c_u yang dikorelasi dengan nilai perlawanan konus (q_c) dan nilai faktor kerucut awal (N_{kt}) yaitu dari 14 hingga 16. Untuk perkiraan yang lebih konservatif, pilih nilai yang dekat dengan batas atas.

Untuk nilai kohesi efektif (c') untuk tanah lempung *overconsolidated* menurut Sorensen dan Okkels (2013), dapat diperoleh dengan menggunakan persamaan :

$$c' = 0,1 c_u \quad (2.14)$$

Keterangan :

c_u = nilai kohesi tanah *undrained* (kPa)

c' = nilai kohesi tanah efektif (kPa)

c. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Sudut geser dalam merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser didalam suatu material tanah. Semakin besar sudut geser dalam suatu material, maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan dari luar. Sudut geser dalam dapat diperoleh dari pengujian laboratorium berupa uji triaksial atau uji geser langsung, dengan dibedakan menjadi sudut geser dalam tak terdrainase (ϕ_u) dan sudut geser dalam efektif (ϕ'). Jika pada hasil uji laboratorium tidak memadai, maka untuk tanah kohesif nilai ϕ_u dan lebih mengandalkan nilai kohesi *undrained*. Nilai ϕ dapat diperoleh dengan mengorelasikannya dengan nilai hasil uji lapangan seperti SPT. Nilai ϕ dapat diperoleh dari kurva yang dikemukakan oleh Peck, Hanson, dan Thornburn, (1953). Pada tanah non kohesif, nilai ϕ_u dianggap sama dengan nilai ϕ' karena tidak terbentuknya tekanan eksese air pori pada tanah berbutir kasar.

Robertson dan Campanella (1983) mengusulkan hubungan empiris agar dapat diterapkan pada pasir yang tidak dikompensasi, tidak dikompresi, setelah meninjau hasil pengujian ruang kalibrasi dan membandingkan dengan sudut gesekan puncak dari pengeringan uji triaksial. Hubungan disajikan sebagai grafik $\log (q_c / \sigma'_{vo})$ terhadap $\tan \phi'$.

$$\tan \phi' = \frac{1}{2,68} \left[\log \left(\frac{q_c}{\sigma'_{vo}} \right) + 0,29 \right] \quad (2.15)$$

Mayne (2007) mengutip korelasi berikut berdasarkan hasil yang diperoleh di ruang kalibrasi:

$$\phi' = 17,6 + 11,0 \log (q_{t1}) \quad (2.16)$$

Dengan,

$$q_{t1} = \frac{(q_c/p_a)}{(\sigma'_{vo}/p_a)^{0,5}} \quad (2.17)$$

Keterangan :

ϕ' = sudut geser dalam pada tanah

q_c = nilai perlawanan konus (kPa)

σ'_{vo} = tegangan tanah efektif (kPa)

p_a = tekanan atmosfer = 100 kPa

d. *Poisson's Ratio*

Poisson's ratio merupakan konstanta elastisitas yang dimiliki oleh setiap material yang akan mengalami perubahan bentuk saat diberikan gaya satu arah, ditarik maupun ditekan. *Poisson's ratio* adalah perbandingan dari perubahan arah aksial dengan perubahan arah transversal. Nilai *poisson's ratio* ditentukan sebagai rasio kompresi poros terhadap regangan pemuatan lateral. Nilai *poisson's ratio* ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti yang terlihat pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5. Nilai *Poisson's Ratio*

Material	<i>Poisson's Ratio</i>
<i>Saturated clays (undrained)</i>	0,5
<i>Saturated clays (drained)</i>	0,2 – 0,4
<i>Dense sand</i>	0,3 – 0,4
<i>Loose sand</i>	0,1 – 0,3
<i>Loose</i>	0,1 – 0,3
<i>Ice</i>	0,36
<i>Aluminium</i>	0,35
<i>Steel</i>	0,29
<i>Concrete</i>	0,15

(**Sumbar** : *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, Braja M. Das, 2016)

e. Modulus Elastisitas (E)

Trofimenkov (1974) memberikan rumusan untuk modulus tegangan-regangan pada tanah pasir dan lempung sebagai berikut :

$$\text{Untuk tanah pasir,} \quad E = 3q_c \quad (2.18)$$

$$\text{Untuk tanah lempung,} \quad E_u = 7q_c \quad (2.19)$$

Untuk perbandingan modulus elastisitas pada kondisi *drained* dan *undrained*, digunakan persamaan :

$$\frac{E_u}{2(1+\nu_u)} = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.20)$$

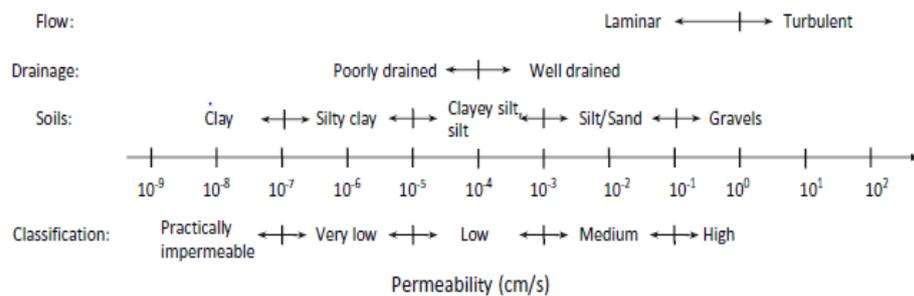
Keterangan :

- E = modulus elastisitas (kN/m²)
- q_c = nilai perlawanan konus (kN/m²)
- E_u = modulus elastisitas *undrained* (kN/m²)
- ν = *poisson's ratio*
- ν_u = *poisson's ratio undrained*

f. Koefisien Permeabilitas Tanah (k)

Permeabilitas tanah adalah kemampuan tanah untuk mengalirkan air atau udara (Handayanto, 2009). Kualitas tanah untuk meloloskan air atau udara yang diukur berdasarkan besarnya aliran melalui satuan tanah yang telah dijenuhi terlebih dahulu pada persatuan waktu tertentu (Susanto, 1994).

Koefisien permeabilitas tanah (k) digunakan untuk mengetahui besarnya rembesan pada permasalahan bendungan, saluran irigasi, tanggul tanah, sumur resapan dan lainnya.



Gambar 2.2. Nilai Koefisien Permeabilitas di setiap Jenis Tanah
(Sumber : *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, Braja M. Das, 2016)

2.2.3. Modulus Reaksi *Subgrade*

Modulus reaksi *subgrade* adalah hubungan konseptual antara tekanan tanah dan lendutan yang banyak digunakan dalam analisis struktural (J.E Bowles, 1995). Modulus reaksi *subgrade* ditentukan dengan uji pembebanan pada pelat. Besarnya nilai modulus reaksi *subgrade* ditentukan dengan persamaan :

$$k_s = \frac{q}{\delta} \quad (2.21)$$

Keterangan :

k_s = modulus reaksi *subgrade* baik vertikal maupun horizontal (kN/m³)

q = tekanan tanah (kN/m²)

δ = lendutan pelat (m)

Persamaan diatas berdasarkan asumsi bahwa nilai k_s tidak tergantung pada besarnya tekanan, dan nilai k_s di setiap titik permukaan pelat adalah sama besar.

Vesic (1961a, 1961b) mengusulkan bahwa modulus reaksi *subgrade* dapat dihitung menggunakan modulus tegangan-regangan (E_s) , yaitu dengan persamaan :

$$k'_s = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_f I_f} \frac{E_s}{1-\mu^2}} \quad (2.22)$$

dengan,

$$k_s = \frac{k'_s}{B} \quad (2.23)$$

karena hasil dari akar 12 dengan dikalikan 0,65 mendekati 1, untuk semua pengerjaan dengan metode Vesic disederhanakan menjadi :

$$k_s = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad (2.24)$$

Keterangan :

k'_s = modulus reaksi *subgrade* dengan beban balok (kN/m²)

E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m²)

E_f = modulus elastisitas *footing* (kN/m²)

B = lebar *footing* (m)

I_f = Momen inersia penampang (m⁴)

Besarnya kisaran nilai modulus reaksi *subgrade* dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6. Kisaran Nilai Modulus Reaksi *Subgrade*, ks

Tanah	K_s (kN/m ³)
<i>Loose sand</i>	4.800 – 16.000
<i>Medium dense sand</i>	9.600 – 80.000
<i>Dense sand</i>	64.000 – 128.000
<i>Clayey medium dense sand</i>	32.000 – 80.000
<i>Silty medium dense sand</i>	24.000 – 48.000
<i>Clayey soil :</i>	
$q_a \leq 200$ kPa	12.000 – 24.000
$200 < q_a \leq 800$ kPa	24.000 – 48.000
$q_a > 800$ kPa	>48.000

(Sumber : *Foundation Analysis and Design 5th Edition, Joseph E. Bowles, P.E., S.E., 1996*)

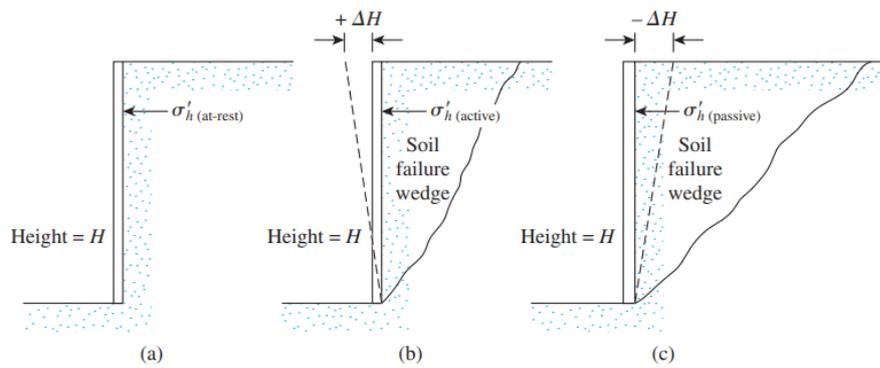
2.2.4. Tekanan Tanah Lateral

Tekanan tanah lateral merupakan tekanan/gaya yang ditimbulkan akibat adanya dorongan tanah di belakang struktur penahan tanah. Besar dari tekanan tanah lateral dipengaruhi oleh perubahan letak (*displacement*) dari dinding penahan tanah dan sifat-sifat dari tanahnya sendiri. Analisis tekanan tanah lateral ditinjau pada kondisi keseimbangan plastis, yaitu saat massa tanah pada kondisi tepat akan runtuh (Rankine, 1857). Hanya pada saat terjadinya deformasi yang cukup pada massa tanahnya maka keseimbangan plastis akan tercapai. Dalam perencanaan sebuah bangunan penahan tanah, dilakukan analisis terhadap kondisi-kondisi yang akan terjadi pada saat keadaan runtuh, kemudian memberi faktor aman yang cukup dari pertimbangan keadaan runtuh tersebut.

Tekanan tanah lateral terbagi menjadi 3 kategori, yaitu :

1. Tekanan tanah aktif (K_a), yaitu jika nilai koefisien K mencapai nilai minimum karena adanya pergerakan dimana dinding menjauhi tanah hingga terjadi keruntuhan.
2. Tekanan tanah pasif (K_p), yaitu jika nilai koefisien K mencapai nilai maksimum karena adanya pergerakan dimana dinding menekan ke arah tanah hingga terjadi keruntuhan.
3. Tekanan tanah diam (K_0), dimana dinding tidak mengalami pergerakan.

Ilustrasi gambar jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding ditunjukkan pada Gambar 2.3.



Gambar 2.3. Jenis Tekanan Tanah Berdasarkan Arah Pergerakan Dinding
 (a) Tekanan tanah dalam keadaan diam; (b) Tekanan tanah dalam keadaan aktif;
 (c) Tekanan tanah dalam keadaan pasif
 (Sumber : Principles of Foundation Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2016)

Istilah keadaan tanah dalam keadaan diam (*at rest*) yaitu dimaksudkan untuk kondisi alam yang dimana tidak mengalami deformasi pada arah horizontal.

Persamaan koefisien K_0 adalah :
$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \tag{2.25}$$

Keterangan :

K_0 = Koefisien tekanan tanah diam (*at rest*)

σ'_h = Tegangan efektif arah horizontal (kN/m²)

σ'_v = Tegangan efektif arah vertikal (kN/m²)

Dimana nilai K_0 untuk berbagai macam jenis tanah tertentu ditampilkan pada tabel 2.7 dibawah ini.

Tabel 2.7. Nilai K_0 Menurut Jenis Tanah

Jenis Tanah	Nilai K_0
Pasir padat	0,35
Pasir lepas	0,45
Lempung terkonsolidasi normal	0,3 – 0,8
Lempung terkonsolidasi berlebihan	0,8 – 2,0

(Sumber : Mekanika Tanah, L.D. Wesley, 2017)

1. Teori Rankine

Teori Rankine (1857) dalam Hardiyatmo (2006), dalam analisis tekanan lateral dilakukan dengan asumsi-asumsi sebagai berikut :

- a. Tanah dalam kedudukan keseimbangan plastis, yaitu sembarang elemen tanah dalam kondisi tepat akan runtuh;
- b. Tanah urugan tidak berkohesi ($c = 0$);

c. Gesekan antara dinding dan urugan diabaikan atau permukaan dinding dianggap licin sempurna ($\mu = 0$).

Pada teori Rankine menjelaskan tiga keadaan tekanan yang dialami dinding penahan, yaitu keadaan tekanan diam (*at rest*), keadaan tekanan aktif dan keadaan tekanan pasif. Untuk tekanan tanah kohesif aktif pada teori Rankine, dapat diperoleh melalui persamaan :

$$\sigma'_a = \gamma z \left(\frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \right) - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 + \sin \phi'} = \gamma z K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.26)$$

Dan untuk tekanan pada tanah kohesif pasif pada teori Rankine, dapat diperoleh melalui persamaan :

$$\sigma'_p = \gamma z \left(\frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \right) - 2c' \frac{\cos \phi'}{1 - \sin \phi'} = \gamma z K_p + 2c' \sqrt{K_p} \quad (2.27)$$

Dengan :

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} \quad (2.28)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi'}{2} \right) = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (2.29)$$

Besar tekanan tanah aktif dan pasif total pada dinding penahan dengan tinggi H, dengan tanah urug yang bersifat kohesif, dinyatakan dalam persamaan :

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma z K_a - 2c'H \sqrt{K_a} \quad (2.30)$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma z K_p + 2c'H \sqrt{K_p} \quad (2.31)$$

Keterangan :

σ' = Tekanan (σ'_a = aktif ; σ'_p = pasif) (kN/m²)

γ = Berat isi (kN/m³)

z = Kedalaman tanah yang ditinjau (m)

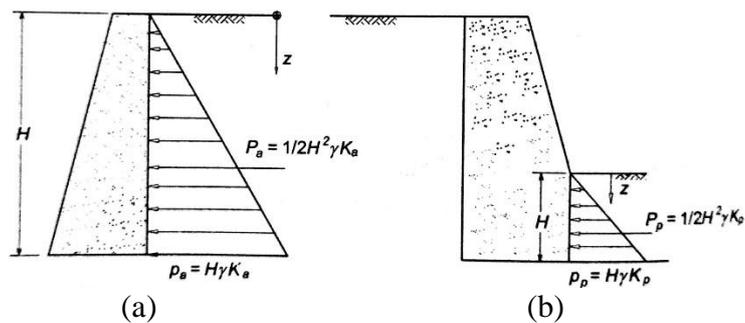
H = Kedalaman tanah total (m)

ϕ' = Sudut geser tanah

c' = Kohesi (kN/m²)

K = Tekanan tanah (K_a = aktif ; K_p = pasif)

P = Tekanan tanah total (P_a = aktif ; P_p = pasif)



Gambar 2.4. Distribusi Tekanan Tanah Aktif (a) dan Pasif (b) Rankine untuk Permukaan Tanah Horizontal
(Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hardiyatmo)

Pada Gambar 2.4, diperlihatkan dinding penahan tanah dengan urugan tak berkohesi seperti pasir ($c = 0$), dengan berat volume (γ) dan sudut geser (ϕ'), dan tidak ada air tanah. Pada kedalaman tertentu, untuk tekanan tanah aktif Rankine (p_a) pada dinding penahan tanah, dinyatakan dengan :

$$\sigma'_a = z \gamma K_a, \text{ untuk } c = 0 \quad (2.32)$$

Untuk tekanan tanah aktif total (P_a) dinding penahan tanah dengan kedalaman H sama dengan luas diagram tekanannya, yang terdapat pada Gambar 2.7(a), yaitu :

$$P_a = \frac{1}{2} 4H^2 \gamma K_a \quad (2.33)$$

Distribusi tekanan tanah lateral terhadap dinding penahan untuk kedudukan pasif Rankine, yang terdapat pada Gambar 2.7(b), tekanan tanah pasif pada kedalaman tertentu dinding penahan (p_p), dinyatakan dengan :

$$\sigma'_p = z \gamma K_p, \text{ untuk } c = 0 \quad (2.34)$$

Tekanan tanah pasif total (P_p) dinding penahan tanah dengan kedalaman H sama dengan luas diagram tekanan pasifnya, yaitu :

$$P_p = \frac{1}{2} H^2 \gamma K_p \quad (2.35)$$

Keterangan :

σ' = Tekanan (σ'_a = aktif ; σ'_p = pasif) (kN/m^2)

γ = Berat isi (kN/m^3)

z = Kedalaman tanah yang ditinjau (m)

H = Kedalaman tanah total (m)

K = Tekanan tanah (K_a = aktif ; K_p = pasif)

P = Tekanan tanah total (P_a = aktif ; P_p = pasif)

2. Teori Coulomb

Pada tahun 1776, Coulomb mengajukan teori untuk menghitung tekanan tanah lateral pada dinding penahan dengan timbunan tanah granular. Teori ini berbeda dengan teori tekanan tanah aktif Rankine yang mengasumsikan bahwa dinding tidak memiliki gesekan, pada Teori Coulomb mempertimbangkan gesekan dinding. Menurut Coulomb untuk mencari gaya aktif pada tanah mempertimbangkan kemungkinan terjadinya kegagalan pada tanah, misalnya pada irisan ABC yang terdapat pada Gambar 2.5. Gaya yang bekerja pada irisan di Gambar 2.5 adalah sebagai berikut :

- a. Berat dari blok tanah, W ;
- b. Resultan, R , dari gaya geser normal dan gaya geser pada permukaan bidang longsor, BC . Gaya resultan tersebut membuat kemiringan sebesar ϕ dengan normal dari bidang BC ;
- c. Gaya aktif per satuan panjang dinding, P_a . Arah P_a akan membuat sudut sebesar δ (sudut geser antara tanah dengan tembok) dengan normal dari permukaan tembok yang menahan tanah.

Tekanan tanah aktif, P_a , menurut Coulomb dapat diperoleh melalui persamaan :

$$P_a = \frac{1}{2} K_a \gamma H^2 \quad (2.36)$$

Dimana K_a adalah koefisien tanah aktif menurut Coulomb dan harganya adalah

$$K_a = \frac{\sin^2(\phi' + \beta)}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta) \left[1 + \frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta) \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad (2.37)$$

Dengan,

γ = berat isi (kN/m^3)

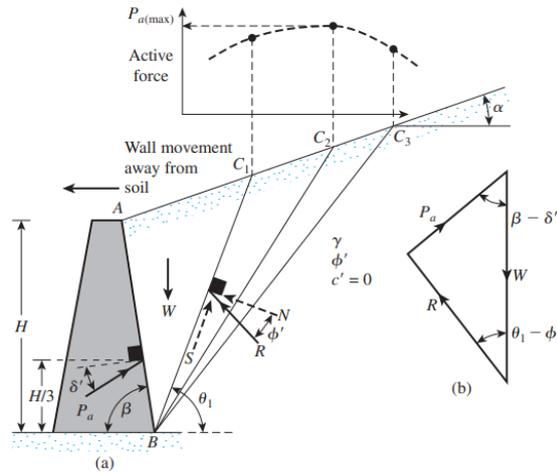
H = kedalaman tanah total (m)

β = sudut vertikal dinding

α = sudut horizontal tanah dibelakang dinding

ϕ' = sudut geser tanah

δ' = sudut gesek dinding, diasumsikan antara $\frac{1}{2} \phi'$ dan $\frac{2}{3} \phi'$ (Braja M. Das, 2014)

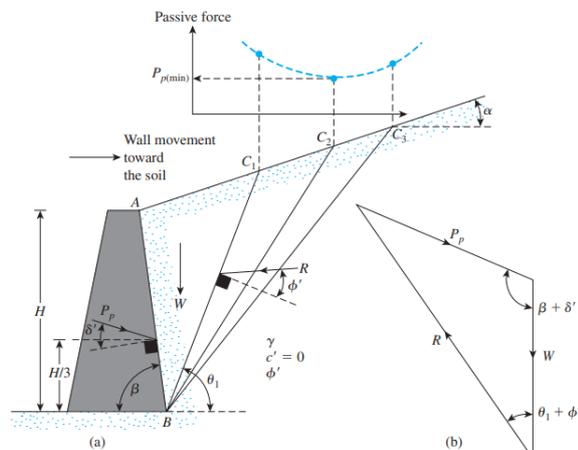


Gambar 2.5. Tekanan Aktif Coulomb

(Sumber : Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 2014)

Coulomb (1776) juga menyajikan analisis untuk menentukan tekanan tanah pasif, P_p . Untuk memahami penentuan gaya pasif Coulomb, dapat diperhatikan Gambar 2.6. Sama seperti kasus tekanan tanah aktif, Coulomb mengasumsikan terjadinya kegagalan pada tanah. Gaya yang bekerja pada irisan di Gambar 2.6 adalah sebagai berikut :

- Berat dari blok tanah, W ;
- Resultan, R , dari gaya geser normal dan gaya geser pada permukaan bidang longsor, BC
- Gaya pasif per satuan panjang dinding, P_p .



Gambar 2.6. Tekanan Pasif Coulomb

(Sumber : Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 2014)

Tekanan tanah pasif, P_p , menurut Coulomb dapat diperoleh melalui persamaan :

$$P_p = \frac{1}{2} K_P \gamma H^2 \quad (2.38)$$

Dimana K_P adalah koefisien tanah pasif menurut Coulomb dan harganya adalah

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi') \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.39)$$

Dengan,

γ = berat isi (kN/m^3)

H = kedalaman tanah total (m)

β = sudut vertikal dinding

α = sudut horizontal tanah dibelakang dinding

ϕ' = sudut geser tanah

δ' = sudut gesek dinding, diasumsikan antara $\frac{1}{2} \phi'$ dan $\frac{2}{3} \phi'$ (Braja M. Das, 2014)

3. Teori Mononobe-Okabe (1924)

Persamaan tekanan tanah aktif menurut teori Coulomb dapat dimodifikasi untuk menghitung koefisien percepatan vertikal dan horizontal yang disebabkan oleh gempa. Modifikasi tersebut secara umum dianggap sebagai Mononobe-Okabe *analysis* (Mononobe, 1929 ; Okabe, 1926).

Penyelesaian teori Mononobe-Okabe berdasarkan asumsi sebagai berikut :

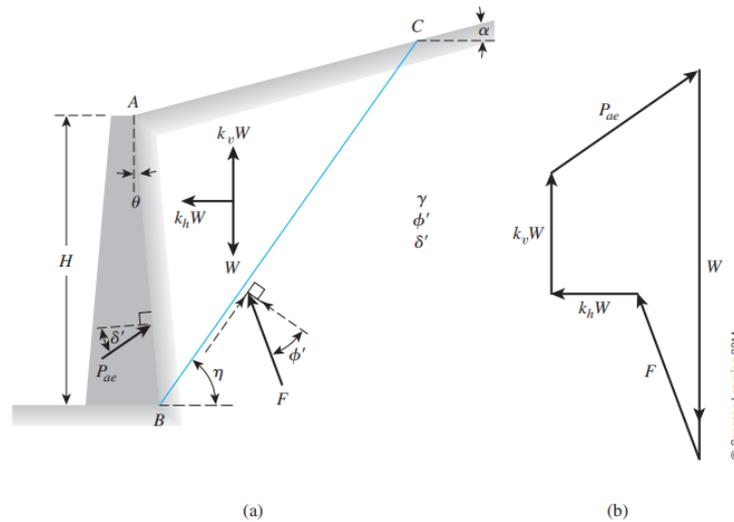
- Keruntuhan terjadi sepanjang garis keruntuhan BC pada gambar.
- Perpindahan pada dinding cukup untuk menghasilkan tekanan tanah aktif.
- Nilai kuat geser pada tanah tak berkohesi diperoleh dengan persamaan :

$$s = \sigma' \tan \phi \quad (2.40)$$

dimana σ' adalah tegangan efektif tanah, ϕ adalah sudut geser dalam pada tanah, dan s adalah kuat geser tanah.

- Pada saat runtuh, kuat geser terjadi sepanjang garis keruntuhan.

e. Tanah di belakang dinding penahan tanah dianggap kaku.



Gambar 2.7. Tekanan Tanah Aktif pada Dinding Penahan dengan Kekuatan Gempa

(Sumber : Principles of Geotechnical Engineering, Braja M. Das, 2014)

Gaya-gaya yang diperhitungkan dalam solusi Mononobe-Okabe ditunjukkan pada Gambar 2.7. Garis AB adalah bagian belakang dari dinding penahan dan ABC adalah bagian tanah yang akan mengalami keruntuhan. Gaya pada bagian yang runtuh per satu satuan panjang dinding adalah sebagai berikut :

- Berat sendiri bagian yang runtug (W)
- Gaya aktif (P_{AE})
- Resultan gaya geser dan normal sepanjang bidang runtuh F
- $K_h W$ dan $k_v W$, momen inersia dalam arah horizontal dan vertikal, dimana :

$$k_h = \frac{\text{percepatan gempa dari komponen horizontal}}{g} \quad (2.41)$$

$$k_v = \frac{\text{percepatan gempa dari komponen vertikal}}{g} \quad (2.42)$$

dimana g adalah percepatan gravitasi.

Gaya aktif ditentukan dari analisis lapisan dinyatakan dalam persamaan berikut :

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{AE} \quad (2.43)$$

Dengan nilai koefisien tekanan aktif seismik (K_{AE}) adalah :

$$K_{AE} = \frac{\sin^2(\phi' + \beta - \theta')}{\cos^2\theta' \cos\beta \cos(\beta - \theta' - \delta') \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta' + \phi') \sin(\phi' - \theta' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta' - \theta') \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.44)$$

$$\theta' = \tan^{-1} \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right) \quad (2.45)$$

Keterangan :

γ = berat jenis tanah (kN/m³)

H = tinggi tanah (m)

ϕ' = sudut geser internal tanah (°)

δ = sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan (°)

θ = kemiringan dinding kepala jembatan terhadap bidang vertikal (°)

k_h = koefisien percepatan horizontal

k_v = koefisien percepatan vertikal (umumnya diambil 0)

α = sudut kemiringan timbunan (°)

Koefisien percepatan horizontal diambil dengan persamaan berikut :

$$k_h = 0,5 A_s \quad (2.46)$$

dengan A_s adalah percepatan puncak di permukaan yang diperoleh dengan menggunakan percepatan puncak batuan dasar (PGA) yang dikalikan dengan suatu faktor amplifikasi (F_{PGA}). Pengaruh percepatan tanah arah vertikal dapat diabaikan.

Nilai PGA dapat diperoleh melalui peta percepatan puncak batuan dasar (PGA) yang terdapat pada SNI 1726:2012 mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, atau dapat digunakan aplikasi Pusat Penelitian dan Pengembangan Jalan dan Jembatan (PUSJATAN) agar dapat memperoleh nilai yang lebih tepat. Untuk memperoleh nilai F_{PGA} dapat digunakan Tabel 2.8.

Tabel 2.8. Koefisien Situs F_{PGA}

Kelas Situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA = 0,2$	$PGA = 0,3$	$PGA = 0,4$	$PGA \geq 0,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	Lokasi memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik				

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

2.2.5. Stabilitas Daya Dukung Tanah

Untuk mengetahui nilai daya dukung tanah, dapat digunakan metode dari Terzaghi dan Meyerhof, dijelaskan sebagai berikut :

1. Teori Terzaghi (1943)

Menurut Terzaghi (1943) fondasi dangkal adalah apabila kedalaman fondasi, D_f , kurang dari atau sama dengan lebarnya. Terzaghi menyarankan hal tersebut untuk fondasi menerus ataupun fondasi telapak. Adapun persamaan daya dukung tanah untuk fondasi menerus dirumuskan oleh Terzaghi (1943) adalah :

$$q_u = 1,3 c' N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (2.47)$$

Keterangan :

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

c' = kohesi tanah (kN/m^2)

B = lebar fondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

$N_c, N_q,$ dan N_γ = faktor daya dukung Terzaghi (Tabel 2.9)

2. Teori Meyerhof (1953)

Teori daya dukung oleh Meyerhof (1974) mirip dengan Teori Terzaghi, yaitu menghitung tegangan geser dari tanah yang terletak dibawah telapak fondasi. Namun, Meyerhof mengasumsikan mekanisme kegagalan diperpanjang ke atas menuju permukaan tanah. 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 :

$$q_u = c' N_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.48)$$

Dengan,

q_u = daya dukung tanah ultimit (kN/m²)

c' = kohesi tanah (kN/m²)

B = lebar fondasi (m)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

$N_c, N_q,$ dan N_γ = faktor daya dukung, dapat diperoleh melalui Tabel 2.10.

$F_{cs}, F_{qs},$ dan $F_{\gamma s}$ = faktor bentuk (*shape factors*)

$F_{cd}, F_{qd},$ dan $F_{\gamma d}$ = faktor kedalaman (*depth factors*)

$F_{ci}, F_{qi},$ dan $F_{\gamma i}$ = faktor beban inklinasi (*load inclination factors*)

Tabel 2.9. Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.70	1.00	0.00	26	27.09	14.21	9.84
1	6.00	1.10	0.01	27	29.24	15.90	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.24	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.16	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.41	25.28	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.04	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.09	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.64	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.75	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	63.53	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	70.01	53.80	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.50	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.97	70.61	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.66	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.81	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	119.67	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	134.58	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	151.95	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.28	173.28	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.22	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.55	241.80	512.84
22	20.27	9.19	5.09	48	258.28	287.85	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.71	344.63	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.50	415.14	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

(Sumber : Principles of Foundation Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2016)

Tabel 2.10. Faktor Daya Dukung Tanah Meyerhof

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	16	11.63	4.34	3.06
1	5.38	1.09	0.07	17	12.34	4.77	3.53
2	5.63	1.20	0.15	18	13.10	5.26	4.07
3	5.90	1.31	0.24	19	13.93	5.80	4.68
4	6.19	1.43	0.34	20	14.83	6.40	5.39
5	6.49	1.57	0.45	21	15.82	7.07	6.20
6	6.81	1.72	0.57	22	16.88	7.82	7.13
7	7.16	1.88	0.71	23	18.05	8.66	8.20
8	7.53	2.06	0.86	24	19.32	9.60	9.44
9	7.92	2.25	1.03	25	20.72	10.66	10.88
10	8.35	2.47	1.22	26	22.25	11.85	12.54
11	8.80	2.71	1.44	27	23.94	13.20	14.47
12	9.28	2.97	1.69	28	25.80	14.72	16.72
13	9.81	3.26	1.97	29	27.86	16.44	19.34
14	10.37	3.59	2.29	30	30.14	18.40	22.40
15	10.98	3.94	2.65	31	32.67	20.63	25.99

(lanjutan)

ϕ'	N_c	N_q	N_γ	ϕ'	N_c	N_q	N_γ
32	35.49	23.18	30.22	42	93.71	85.38	155.55
33	38.64	26.09	35.19	43	105.11	99.02	186.54
34	42.16	29.44	41.06	44	118.37	115.31	224.64
35	46.12	33.30	48.03	45	133.88	134.88	271.76
36	50.59	37.75	56.31	46	152.10	158.51	330.35
37	55.63	42.92	66.19	47	173.64	187.21	403.67
38	61.35	48.93	78.03	48	199.26	222.31	496.01
39	67.87	55.96	92.25	49	229.93	265.51	613.16
40	75.31	64.20	109.41	50	266.89	319.07	762.89
41	83.86	73.90	130.22				

(Sumber : Principles of Foundation Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2016)

Faktor *shape*, *depth*, dan *inclination*, dapat diperoleh melalui persamaan berikut :

a. *Shape* (DeBeer, 1970)

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) \quad (2.49)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi' \quad (2.50)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) \quad (2.51)$$

b. *Depth* (Hansen, 1970)

$$\text{Untuk } \frac{D_f}{B} \leq 1$$

dengan $\phi' = 0$, maka :

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{B} \quad (2.52)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

dengan $\phi' > 0$, maka :

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.53)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad (2.54)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Untuk $\frac{D_f}{B} > 1$

dengan $\phi' = 0$, maka :

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.55)$$

$$F_{qd} = 1$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

dengan $\phi' > 0$, maka :

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi' (1 - \sin \phi')^2 \tan^{-1} \left(\frac{D_f}{B} \right) \quad (2.56)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'} \quad (2.57)$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

c. *Inclination* (Meyerhof, 1963 ; Hanna dan Meyerhof, 2981)

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ} \right) \quad (2.58)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\beta}{\phi'} \right)^2 \quad (2.59)$$

Dengan β adalah inklinasi dari beban fondasi terhadap garis vertikal

Faktor aman terhadap keruntuhan kapasitas dukung didefinisikan sebagai :

$$SF = \frac{q_u}{q} \geq 3 \quad (2.60)$$

Dengan q = tekanan akibat beban struktur. Umumnya, faktor aman (SF) terhadap keruntuhan tanah dasar minimum diambil sama dengan 3 (SNI 8460:2017, Persyaratan Perancangan Geoteknik).

2.2.6. Penurunan Tanah

Penurunan (*settlement*) atau regangan tanah terjadi bila lapisan tanah diberi beban. Regangan dalam tanah terjadi dalam tanah disebabkan oleh berubahnya susunan tanah maupun pengurangan rongga pori/air di dalam tanah tersebut. Jumlah dari regangan sepanjang kedalaman lapisan merupakan penurunan total tanah. penurunan akibat beban adalah jumlah total dari penurunan segera dan penurunan konsolidasi.

Penurunan segera merupakan bentuk penurunan elastis. Dalam praktek, sangat sulit memperkirakan besarnya penurunan segera. Hal ini tidak hanya karena tanah dalam kondisi alam tidak homogen dan anisotropis dengan modulus elastisitas yang bertambah dengan semakin dalamnya tanah, tetapi juga terdapat kesulitan dalam mengevaluasi kondisi tegangan dan regangan yang terjadi di lapisan tanah. Penurunan segera banyak diperhatikan pada fondasi bangunan yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar.

Untuk penurunan total dari tanah dapat dinyatakan dalam persamaan :

$$S = S_i + S_c + S_s \quad (2.61)$$

Keterangan :

S = penurunan total (mm)

S_i = penurunan segera (mm)

S_c = penurunan konsolidasi primer (mm)

S_s = penurunan konsolidasi sekunder (mm)

Penurunan konsolidasi merupakan penurunan yang biasa terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak di bawah muka air tanah. Penurunan yang terjadi memerlukan waktu yang lamanya tergantung pada kondisi lapangan tanah. Bila tanah mengalami pembebanan dan kemudian terkonsolidasi, maka penurunan tersebut berlangsung dalam 3 fase, yaitu :

1. Fase awal, yaitu fase dimana tanah mengalami penurunan segera sesudah beban bekerja. Penurunan terjadi akibat proses penekanan udara keluar dari dalam pori tanah. Pada lempung jenuh, kemungkinan terjadi penurunan sangat kecil, tetapi dalam lempung yang tidak jenuh, hal ini sangat besar pengaruhnya terhadap penurunan. Proporsi penurunan awal dapat diberikan dalam perubahan angka pori.

Penurunan segera pada sudut dari beban berbentuk luasan empat persegi panjang fleksibel adalah :

$$S_i = \frac{2q_n B}{E} (1-\mu^2) I_p \quad (2.62)$$

Keterangan :

S_i = penurunan segera (m)

q_n = tambahan tegangan atau tekanan fondasi neto (kN/m^2)

B = lebar area pembebanan (m)

E = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

I_p = koefisien pengaruh yang diperoleh dari Gambar 2.9.

μ = angka poisson

Untuk penurunan selain sudut luasan segiempat dapat dihitung dengan membagi luasan dalam bentuk segiempat (superposisi).

Jika tanah elastis dan fondasi tidak terletak di permukaan tanah, koreksi penurunan perlu diadakan. Menurut Fox dan Bowles (1977), nilai koreksi merupakan fungsi dari D_f / B , L/B , dan μ , yaitu menggunakan persamaan :

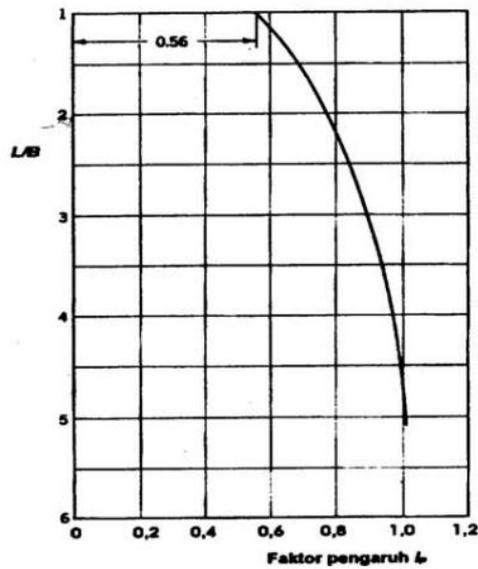
$$S_i' = \alpha S_i \quad (2.63)$$

Keterangan :

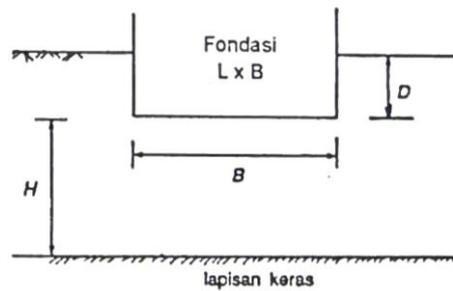
S_i' = penurunan elastis yang telah dikoreksi

S_i = penurunan elastis pada hitungan dengan dasar fondasi di permukaan

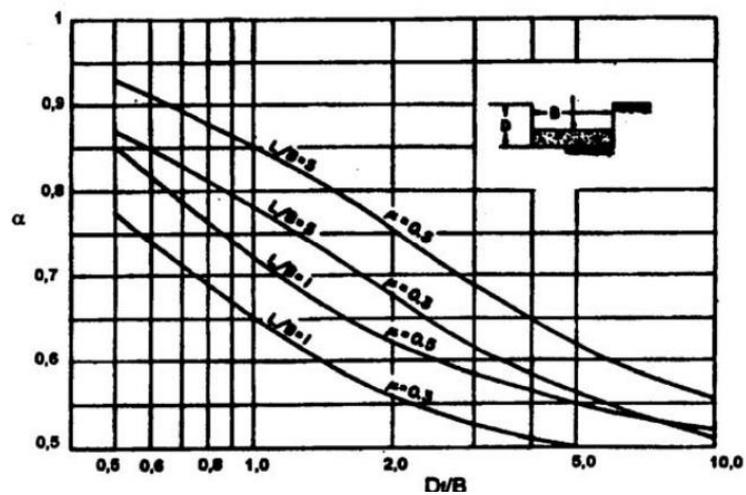
α = faktor koreksi dasar fondasi pada kedalaman D_f



Gambar 2.8. Faktor Pengaruh untuk Penurunan di Sudut Luasan Segiempat Fleksibel yang Mendukung Beban Terbagi Rata (Terzaghi, 1943)
(Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hahdiyatmo)



Gambar 2.9. Penurunan Segera Beban Terbagi Rata Empat Persegi Panjang Fleksibel
(Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hahdiyatmo)



Gambar 2.10. Faktor Koreksi Penurunan Elastis Fondasi Empat Persegi (Fox & Bowles, 1977)
(Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hahdiyatmo)

2. Fase konsolidasi primer atau konsolidasi hidrodinamis, yaitu penurunan yang disebabkan oleh perubahan volume tanah selama periode keluarnya air pori dari tanah. Pada penurunan ini, tegangan air pori secara berkala berpindah ke dalam tegangan efektif sebagai akibat dari keluarnya air pori. Penurunan konsolidasi primer umumnya terjadi pada lapisan tanah kohesif (lempung).

Penurunan konsolidasi primer dapat menggunakan persamaan :

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (2.64)$$

Untuk Lempung *normally consolidated* :

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \quad (2.65)$$

Untuk Lempung *over consolidated* :

Jika $p_1' < p_c'$

$$\Delta e = C_c \log \frac{p_1}{p_0'} = C_r \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \quad (2.66)$$

$$\text{Dimana, } p_1' = p_0' + \Delta p \quad (2.67)$$

Jika $p_0' < p_c' < p_1'$

$$\Delta e = C_r \log \frac{p_c'}{p_0'} + C_c \log \frac{p_0' + \Delta p}{p_0'} \quad (2.68)$$

Keterangan :

S_c = penurunan konsolidasi primer di lapangan

p_c' = tekanan prakonsolidasi

p_0' = tekanan *overburden* efektif

Δp = tambahan tegangan efektif setelah beban bekerja

C_c = indeks pemampatan atau indeks kompresi

C_r = indeks pemampatan kembali atau indeks rekompresi

3. Fase konsolidasi sekunder, merupakan proses lanjutan dari konsolidasi primer, dimana prosesnya membutuhkan waktu yang lama. Pada tanah-tanah anorganik penurunan sekunder jarang diperhitungkan karena pengaruhnya sangat kecil. Kecuali pada jenis tanah organik tinggi dan beberapa lempung anorganik yang sangat mudah mampat.

Penurunan akibat konsolidasi sekunder dihitung dengan menggunakan persamaan salah satu dari persamaan berikut :

$$S_s = H \frac{C_\alpha}{1+e_p} \log \frac{t_2}{t_1} \quad (2.69)$$

Keterangan :

S_s = penurunan konsolidasi sekunder

H = tebal benda uji awal atau tebal lapisan lempung

Δe = perubahan angka pori di laboratoirum dari t_1 ke t_2

$$t_2 = t_1 + \Delta t \quad (2.70)$$

t_1 = waktu konsolidasi primer selesai

e_p = angka pori saat konsolidasi primer selesai.

2.2.7. Kontrol Uplift

Gaya *uplift* adalah tekanan dari air tanah yang menyebabkan terangkatnya bangunan yang berada di atasnya. Gaya *uplift* terjadi jika tekanan air tanah lebih besar dari massa bangunan di atasnya, keadaan ini sangat berbahaya terutama pada saat pembangunan pelat *basement* yang telah selesai.

Pada konstruksi-konstruksi di daerah yang tergenang air (pilar jembatan, dinding penahan tanah, dan lain-lain) atau muka air tanah yang tinggi, akan terjadi tekanan hidrostatis yang mengurangi besarnya angka faktor keamanan. Tekanan air akan mempengaruhi gaya vertikal dan menyebabkan tahanan terhadap guling semakin kecil, sehingga memungkinkan terjadinya guling (*overturning*) semakin besar (Chairullah, 2013).

Pengontrolan akibat tekanan *uplift* dilakukan pada bagian pelat struktur bawah tanah yang terletak pada bagian paling bawah yang menyentuh tanah pada lapisan terdalam galian. Kontrol yang dilakukan yaitu dengan mengamati kestabilan struktur bangunan bawah tanah terhadap gaya angkat keatas akibat tekanan air tanah. Kontrol terhadap *uplift* dapat dihitung dengan menggunakan persamaan :

$$SF = \frac{W_{struktur}}{F_u} \quad (2.71)$$

$$\text{Dengan, } F_u = \gamma_w \cdot h_w \cdot B \quad (2.72)$$

Keterangan :

SF = faktor keamanan terhadap gaya angkat, (Harr, p. 125) menyarankan bahwa faktor keamanan berada pada nilai 4 – 5.

W_{struktur} = berat struktur diatas tanah galian

F_u = gaya *uplift*

γ_w = berat jenis air (kN/m^3)

h_w = elevasi muka air tanah (m)

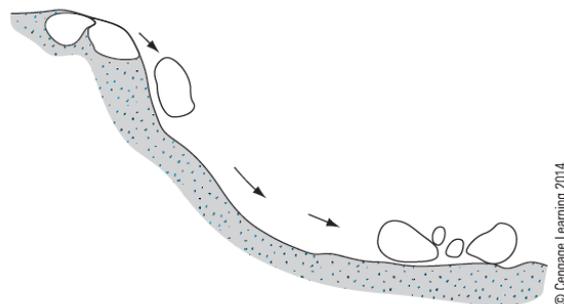
B = lebar bangunan struktur bawah (m)

2.2.8. Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng merupakan proses menghitung dan membandingkan tegangan geser yang terbentuk sepanjang permukaan longsor yang paling mungkin dengan kekuatan geser dari tanah yang bersangkutan. Kekuatan geser suatu massa tanah merupakan perlawanan internal tanah tersebut per satuan luas terhadap keruntuhan atau pergeseran sepanjang bidang geser dalam tanah yang dimaksud (Das 1994).

Pada setiap lereng, terdapat kemungkinan terjadinya kelongsoran, sehingga perlu dilakukan pemeriksaan dan penilaian untuk mengetahui ada tidaknya bahaya longsor. Tanah longsor bergerak pada suatu bidang tertentu yang biasa disebut dengan bidang gelincir (*slope surface*). Terdapat 5 jenis kelongsoran yang biasa terjadi, diantaranya yaitu :

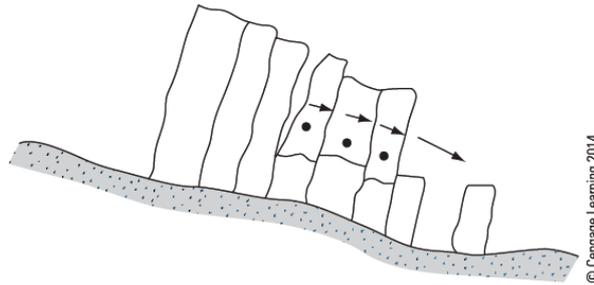
1. *Fall*, merupakan kondisi dimana tanah dan/atau batuan jatuh ke lereng. Gambar 2.12 menunjukkan penurunan dimana sejumlah besar massa tanah telah meluncur menuruni lereng.



Gambar 2.11. Kelongsoran Jenis “*Fall*”

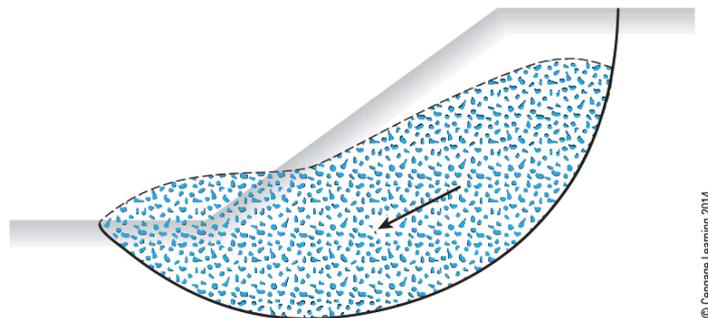
(*Sumber : Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2014*)

2. *Topple*, merupakan kondisi dimana tanah dan/atau batuan bergerak memutar atau berotasi ke bawah dimana telah terjadinya perpindahan massa, seperti yang terlihat pada Gambar 2.12.



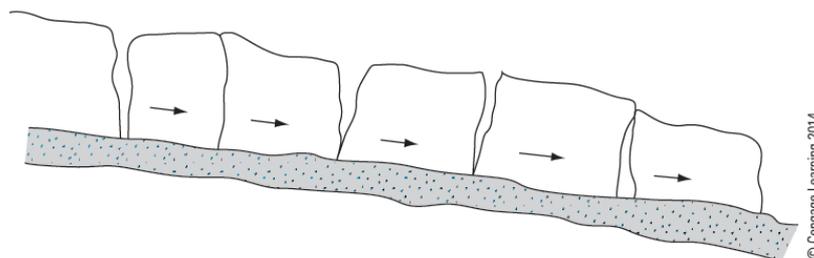
Gambar 2.12. Kelongsoran Jenis “*Topple*”
(*Sumber : Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2014*)

3. *Slide*, merupakan gerakan ke bawah atau keadaan runtuh pada permukaan tanah, seperti yang terlihat pada Gambar 2.13.



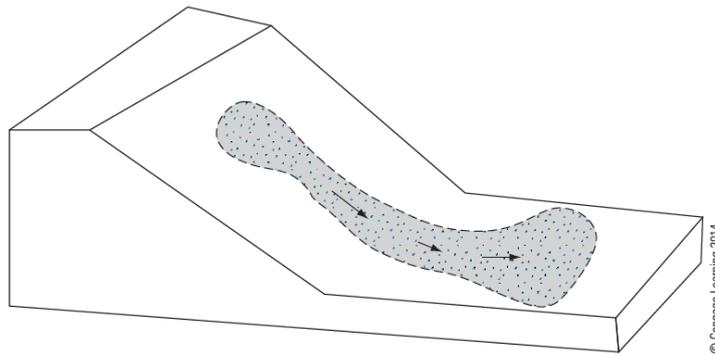
Gambar 2.13. Kelongsoran Jenis “*Slide*”
(*Sumber : Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2014*)

4. *Spread*, pergerakan yang terjadi secara tiba-tiba pada lapisan pasir atau lumpur yang menahan air, seperti yang terlihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14. Kelongsoran Jenis “*Spread*”
(*Sumber : Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2014*)

5. *Flow*, merupakan gerakan tanah ke bawah seperti cairan kental, yang terlihat pada Gambar 2.15.



Gambar 2.15. Kelongsoran Jenis “Flow”
 (Sumber : *Principles of Geotechnical Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2014*)

Untuk mengatasi bahaya longsor, perlu diketahui faktor keamanan dari setiap lereng, baik lereng alami maupun lereng buatan. Menurut Hardiyatmo (2006), faktor keamanan (FK) merupakan nilai perbandingan antara gaya yang menahan dan gaya yang menggerakkan. Secara umum, faktor keamanan dapat dijelaskan sebagai berikut :

$$FK = \frac{\tau_f}{\tau_d} \quad (2.73)$$

Dengan,

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.74)$$

$$\tau_d = c'_d + \sigma'_d \tan \phi'_d \quad (2.75)$$

Keterangan :

τ_f = kekuatan geser rata-rata tanah

c' = kohesi tanah

ϕ' = sudut geser dalam

σ' = tegangan normal efektif tanah

c'_d = kohesi tanah di sepanjang bidang gelincir

ϕ'_d = sudut geser dalam di sepanjang bidang gelincir

τ_d = tegangan geser rata-rata di sepanjang bidang gelincir

FK = faktor keamanan

Ray dan De Smitd (2009) menyarankan klasifikasi kestabilan lereng yang dikaitkan dengan faktor aman, seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.11.

Tabel 2.11. Klasifikasi Kestabilan Lereng (Ray dan De Smedt, 2009)

Faktor aman	Klasifikasi kestabilan lereng	Keterangan
$F > 1,5$	Stabil	Hanya gangguan besar dapat membuat kestabilan
$1,25 < F < 1,5$	Kestabilan sedang	Gangguan ketidakstabilan sedang dapat membuat ketidakstabilan
$1 < F < 1,25$	Agak stabil	Gangguan ketidakstabilan minor dapat mengganggu stabilitas
$F < 1$	Tidak stabil	Memerlukan perbaikan stabilitas lereng

(Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hardiyatmo, 2018)

Analisis stabilitas lereng dapat dilakukan dengan perhitungan manual ataupun melalui program bantu *software*. Dalam analisis dengan perhitungan manual dapat dilakukan dengan analisis stabilitas lereng dengan metode Fellenius (1927). Metode Fellenius gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan dianggap mempunyai resultan nol pada tegak lurus bidang longsor. Dengan anggapan ini, keseimbangan arah vertikal dan gaya-gaya yang bekerja dengan memperhatikan tekanan air pori adalah :

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i$$

Atau

$$\begin{aligned} N_i &= W_i \cos \theta_i - U_i \\ &= W_i \cos \theta_i - U_i \end{aligned} \quad (2.76)$$

Faktor aman didefinisikan sebagai,

$$F = \frac{\text{jumlah momen dari tahanan geser sepanjang bidang longsor}}{\text{jumlah momen dari berat massa tanah yang longsor}}$$

$$F = \frac{\sum M_r}{\sum M_d} \quad (2.77)$$

Lengan momen dari berat massa tanah tiap irisan adalah $R \sin \theta$, maka :

$$\sum M_d = R \sum_{i=1}^n W_i \sin \theta_i \quad (2.78)$$

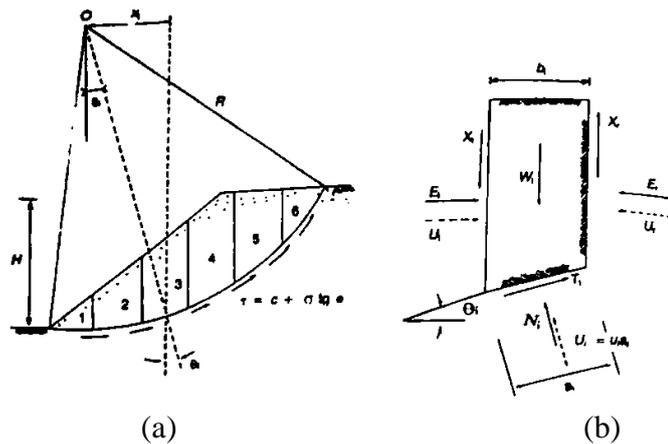
Keterangan :

R = jari-jari lingkaran bidang longsor

n = jumlah irisan

W_i = berat massa tanah irisan ke- i

θ_i = sudut yang didefinisikan pada Gambar 2.16.



Gambar 2.16. Irisan Lereng dengan Metode Fellenius
 (Sumber : Mekanika Tanah II, Hary Christady Hardiyatmo, 2018)

Dengan cara yang sama, momen yang menahan tanah yang akan longsor adalah:

$$\sum M_r = R \sum_{i=1}^{i=n} (ca_i + N_i \tan \phi) \quad (2.79)$$

Dengan,

c = kohesi tanah (kN/m²)

ϕ = sudut gesek dalam tanah (°)

a_i = panjang lengkung lingkaran pada irisan ke-i (m)

W_i = berat irisan tanah ke-i (kN)

u_i = tekanan air pori pada irisan ke-i (kN/m²)

Jika terdapat gaya-gaya selain berat tanahnya sendiri, seperti beban bangunan di atas lereng, maka momen akibat beban diperhitungkan sebagai M_d .

Metode Fellenius menghasilkan faktor aman yang lebih rendah dari cara hitungan yang lebih teliti. Batas-batas nilai kesalahan dapat mencapai 5 sampai 40% tergantung dari faktor aman, sudut pusat lingkaran yang dipilih, dan besarnya tekanan air pori. Walaupun analisis ditinjau dalam tinjauan tegangan total, kesalahan masih merupakan fungsi dari faktor aman dan sudut pusat dari lingkaran (Whitman dan Baily, 1967).

2.2.9. Sheet Pile

Sheet pile atau turap merupakan suatu material menyerupai bentuk dinding yang berfungsi sebagai struktur penahan tanah pada tebing, galian, lereng, ataupun konstruksi bangunan ringan, saat kondisi tanah kurang mampu untuk mendukung

dinding penahan tanah (Yuliet at al, 2014). Dalam pemasangannya, *sheet pile* didukung dengan kedua sisi yang dibuat secara khusus sehingga *sheet pile* dapat mengunci antar satu dengan yang lain. Sifat dan kekuatan pada setiap jenis *sheet pile* berbeda-beda, bergantung pada jumlah material pembentuk dan jenis material yang digunakan. Terdapat beberapa macam material yang dapat digunakan dalam pembuatan *sheet pile*, diantaranya yaitu *sheet pile* dari material kayu, *sheet pile* dari material beton, dan *sheet pile* dari material baja.

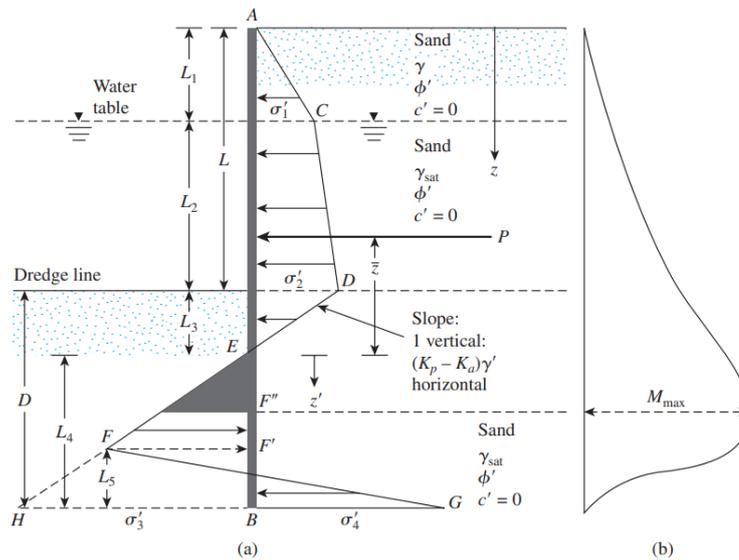
Pada dinding penahan tanah, kekuatan konstruksi ditentukan oleh ukuran struktur bangunan. Ukuran struktur akan menentukan berat struktur, kekuatan terhadap penggulingan, kekuatan geser, dan lain sebagainya. Sedangkan pada *sheet pile* kekuatan konstruksi ditentukan oleh kedalaman pondasi *sheet pile* dan bahan dari *sheet pile* itu sendiri. Untuk memastikan kestabilan *sheet pile*, maka perlu dilakukan perhitungan secara tepat mengenai dimensi *sheet pile* sebelum dipasang yang meliputi :

1. Panjang *sheet pile*;
2. Tebal *sheet pile*;
3. Tebal papan *sheet pile*;
4. Ukuran balok angker;
5. Diameter batang angker.

Untuk dinding penahan tanah tipe *sheet pile* atau turap terbagi menjadi dua kategori, yaitu *sheet pile* kantilever dan *sheet pile* dengan angker.

1. *Sheet Pile* Kantilever

Sheet pile kantilever merupakan *sheet pile* yang dalam menahan beban lateral mengandalkan tahanan tanah didepan dinding. Dinding *sheet pile* kantilever biasanya direkomendasikan untuk dinding dengan ketinggian sedang. Dinding *sheet pile* kantilever diperoleh dengan memancangkan *sheet pile* tersebut pada suatu kedalaman tertentu. Kestabilan dari dinding merupakan hasil mobilisasi tekana tanah lateral pasif sebagaiantisipasi dari tekanan-tekanan yang bekerja pada dinding tersebut antara lain tekanan aktif dan tekanan residu air.



Gambar 2.17. *Sheet Pile* Kantilever pada Tanah Pasir
 (a) Variasi Diagram Tekanan Tanah; (b) Variasi Momen
 (Sumber : *Principles of Foundation Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2016*)

Tekanan aktif dari tanah berusaha untuk mendorong *sheet pile* menjauh dari tanah timbunannya. Tekanan pasif di depan dan dibelakang *sheet pile* berusaha menahan pergerakan. Kedua gaya tersebut yang diperhitungkan dalam perancangan dinding *sheet pile* kantilever. Untuk memperhitungkan tekanan lateral tanah, digunakan dinding *sheet pile* dalam kondisi Rankine.

Untuk menentukan tekanan lateral dibawah garis pengerukan hingga titik rotasi, O, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.17, perencana haurs mempertimbangkan dari sisi kiri (sisi air) menuju sisi kanan (sisi daratan) tembok dan juga tekanan aktif yang bekerja dari sisi kanan menuju sisi kiri dinding. Oleh sebab itu, mengabaikan tekanan hidrostatik dari kedua sisi dinding, tekanan aktif di kedalaman z adalah :

$$\sigma'_a = \gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma'(z - L_1 - L_2)] K_a \quad (2.80)$$

Dengan tekanan pasif pada kedalaman z adalah :

$$\sigma'_p = \gamma'(z - L_1 - L_2) K_p \quad (2.81)$$

Keterangan :

σ' = tekanan tanah lateral (kN/m²)

γ' = berat volume efektif tanah (kN/m³)

z = kedalaman tanah yang ditinjau (m)

L₁ = kedalaman tanah pada lapisan 1 (m)

L_2 = kedalaman tanah pada lapisan 2 (m)

K_a dan K_p = koefisien tanah aktif dan pasif, digunakan cara dengan Teori Rankine.

Kemudian menggabungkan Persamaan (2.80) dan (2.81) menghasilkan tekanan lateral yaitu :

$$\sigma' = \sigma'_2 - \gamma'(z - L)(K_p - K_a) \quad (2.82)$$

dimana, $L = L_1 + L_2$

Pada tekanan bersih, dengan σ' sama dengan nol pada kedalaman L_3 dibawah garis keruk, maka

$$(z - L) = L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma'(K_p - K_a)} \quad (2.83)$$

Persamaan (2.79) menunjukkan bahwa kemiringan dari distribusi tekanan bersih DEF adalah 1 vertikal ke $(K_p - K_a) \gamma'$ horizontal, sehingga dalam diagram tekanan,

$$\overline{HB} = \sigma'_3 = L_4 (K_p - K_a) \gamma' \quad (2.84)$$

Dibagian bawah *sheet pile*, tekanan pasif, σ'_p , bekerja dari sisi kanan ke kiri, dan tekanan tanah aktif bertindak dari sisi kiri ke kanan *sheet pile*, sehingga diperoleh :

$$\sigma'_5 = (\gamma' L_1 + \gamma' L_2) K_p + \gamma' L_3 (K_p - K_a) \quad (2.85)$$

$$\text{Dan, } D = L_3 + L_4 \quad (2.86)$$

Untuk nilai L_4 dapat digunakan persamaan :

$$L_4^4 + A_1 L_4^3 - A_2 L_4^2 - A_3 L_4 - A_4 = 0 \quad (2.87)$$

Dengan,

$$A_1 = \frac{\sigma'_5}{\gamma'(k_p - k_a)} \quad (2.88)$$

$$A_2 = \frac{8P}{\gamma'(k_p - k_a)} \quad (2.89)$$

$$A_3 = \frac{6P [2\bar{z}\gamma'(k_p - k_a) + \sigma'_5]}{\gamma'^2 (k_p - k_a)^2} \quad (2.90)$$

$$A_4 = \frac{P(6\bar{z}\sigma'_5 + 4P)}{\gamma'^2(k_p - k_a)^2} \quad (2.91)$$

Dimana, P adalah tekanan tanah pada area diagram ACDE (kN/m).

Sifat variasi diagram momen untuk dinding *sheet pile* kantilever ditampilkan pada Gambar 2.17(b). Momen maksimum akan terjadi antara titik E dan F'. Memeroleh momen maksimum (M_{\max}) per satuan panjang dinding membutuhkan penentuan titik nol. Untuk sumbu z' (dengan titik awal E) untuk geser nol menggunakan persamaan :

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(K_p - K_a)\gamma'}} \quad (2.92)$$

setelah titik gaya geser nol ditentukan, maka besarnya momen maksimum dapat diperoleh sebagai :

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \left[\frac{1}{2} \gamma' z'^2 (K_p - K_a) \right] \left(\frac{1}{3} \right) z' \quad (2.93)$$

Profil *sheet pile* yang diperlukan kemudian diukur sesuai dengan lentur yang diizinkan terhadap tekanan bahan *sheet pile*, atau

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} \quad (2.94)$$

Keterangan :

S = bagian modulus *sheet pile* yang dibutuhkan per satuan panjang Struktur (m^3/m)

M_{\max} = momen maksimum (kN.m/m)

σ_{all} = tekanan lentur yang diizinkan dari *sheet pile* (kN/m^2)

Tegangan lentur yang diizinkan menurut Katalog oleh ESC Global Grup, untuk *sheet pile* baja yaitu terdapat pada Tabel 2.12.

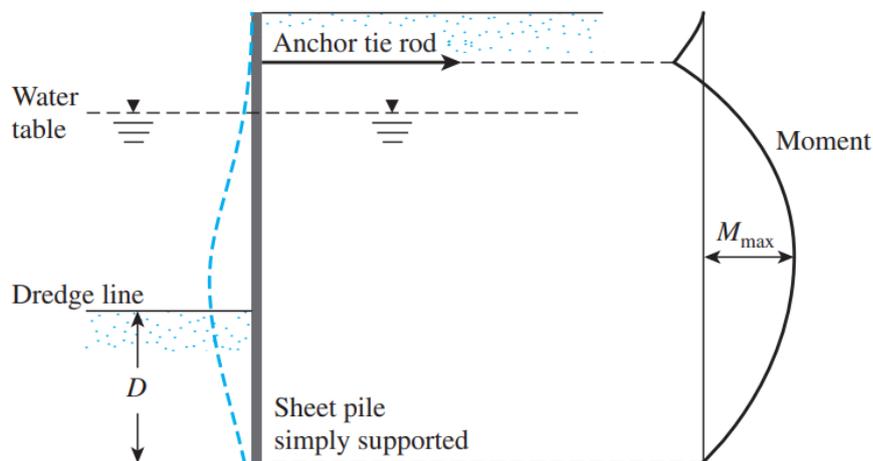
Tabel 2.12. Tegangan Lentur Baja yang Diizinkan

Tipe Baja	Tegangan yang Diizinkan
ASTM A-252 Grade 1	345 MN/m ²
ASTM A-252 Grade 2	415 MN/m ²
ASTM A-252 Grade 3	455 MN/m ²

(Sumber : General Catalogue, ESC Global Grup, 2020)

2. *Sheet Pile* dengan Angker

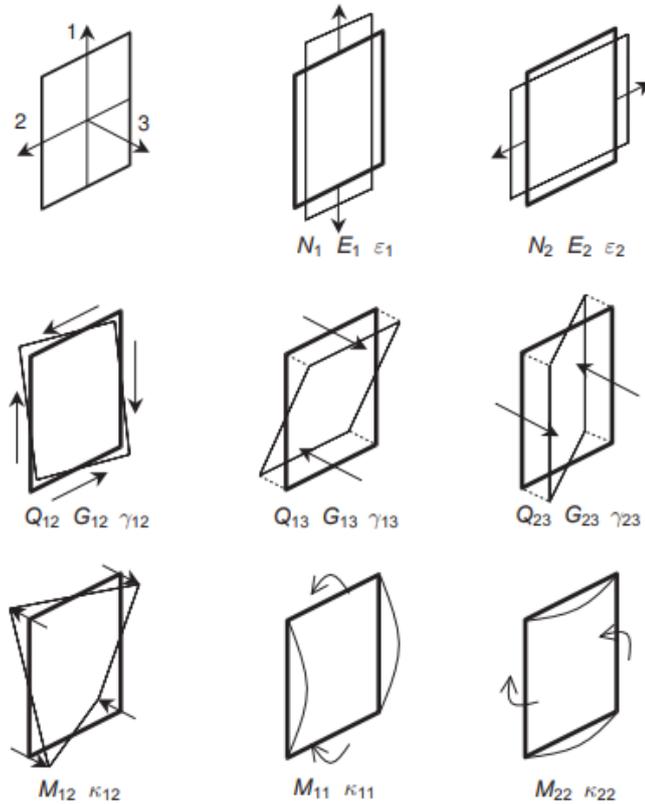
Sheet pile dengan angker merupakan penjangkaran tanah yang dikenal juga dengan nama *alluvian anchor* atau *ground anchor*, telah dikembangkan di Eropa sekitar 20 tahun yang lalu. *Sheet pile* angkur cocok untuk menahan beban-beban lateral yang besar, yaitu bila tanah yang ditahan oleh *sheet pile* yang sangat tinggi, maka dinding *sheet pile* diperkuat dengan suatu pelat jangkar, dinding jangkar, atau tiang jangkar, yang letaknya dekat dengan puncak *sheet pile*. Jangkar berfungsi untuk mengurangi kedalaman penetrasi yang diperlukan oleh *sheet pile* dan juga akan mengurangi luas penampang serta berat yang diperlukan dalam konstruksi.



Gambar 2.18. *Sheet Pile* dengan Angker

(Sumber : *Principles of Foundation Engineering 8th Edition, Braja M. Das, 2016*)

Dalam permodelan *sheet pile* pada Plaxis 3D, terdapat parameter-parameter yang dibutuhkan. Perilaku material dalam elemen pelat digambarkan oleh hubungan antara regangan dan tegangan. Untuk menggunakan elemen pelat yang tersedia untuk geometri ortotropik, parameter dasar harus dipilih sedemikian rupa sehingga kekakuan normal E_1A yang dihasilkan sama dengan kekakuan normal EA_1 dari pelat. Berikut ini adalah nilai input untuk Modulus Young arah pertama, A adalah luas pelat yang dihitung secara internal, E adalah Modulus Young aktual dan A_1 adalah luas penampang elemen yang akan dimodelkan. Pilihan parameter serupa harus dibuat untuk kekakuan normal lainnya, kekakuan lentur, dan kekakuan geser.



Gambar 2.19. Definisi Gaya Normal Positif (N), Gaya Geser (Q), dan Momen Lentur (M) untuk Pelat berdasarkan Sistem Sumbu Lokal
(Sumber : Material Model Manuals, Plaxis 3D, 2013)

Jika pembengkokan dianggap sebagai jenis deformasi yang paling penting, berikut persamaan yang direkomendasikan :

$$E_1 = \frac{12 EI_1}{d^3} \quad (2.95)$$

$$E_2 = \frac{12 EI_2}{d^3} \quad (2.96)$$

$$G_{12} = \frac{6 EI_{12}}{(1 + \nu)d^3} \quad (2.97)$$

$$G_{13} = \frac{EA_{13}}{2(1 + \nu)d} \quad (2.98)$$

$$G_{23} = \frac{EA_{23}}{2(1 + \nu)d} \quad (2.99)$$

Keterangan :

E_1 = Modulus Young pertama arah aksial

E_2 = Modulus Young kedua arah aksial

G_{12} = Modulus geser di dalam bidang pelat

G_{13} = Modulus geser di bagian luar bidang berkaitan dengan deformasi geser pada

arah pertama

G_{23} = Modulus geser di bagian luar bidang berkaitan dengan deformasi geser pada arah kedua

ν_{12} = Poisson's ratio ($\nu_{12} < \sqrt{E_1/E_2}$)

A_1 = Area penampang efektif untuk gaya aksial pada arah pertama

A_2 = Luas penampang material efektif untuk gaya aksial pada arah kedua

A_{12} = Luas penampang material efektif untuk gaya geser Q_{12}

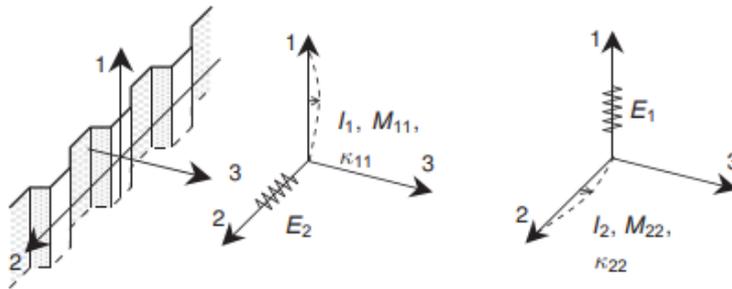
A_{13} = Luas penampang material yang efektif untuk gaya geser Q_{13}

A_{23} = Luas penampang material yang efektif untuk gaya geser Q_{23}

I_1 = Momen inersia terhadap pembengkokan sumbu pertama

I_2 = Momen inersia terhadap pembengkokan sumbu kedua

I_{12} = Momen inersia terhadap torsi



Gambar 2.20. Contoh Dinding *Sheet Pile* dengan Kuantitas Utamanya
(Sumber : *Material Model Manuals, Plaxis 3D, 2013*)

Untuk dinding penahan *sheet pile*, distribusi arah yang bekerja dijelaskan pada Gambar 2.20. Dari katalog *sheet pile*, parameter-parameter yang diperoleh diantaranya yaitu : t (tebal dinding *sheet pile*), h (total panjang), A (per meter panjang dinding), I_1 , E_{steel} , dan γ_{steel} .

Struktur geometrik ortotropik dengan kekakuan berbeda yang signifikan pada arah horizontal dan vertikal. Diketahui bahwa kekakuan aksial di arah vertikal lebih besar dari kekakuan efektif di arah horizontal ($E_1 > E_2$). Selain itu, kekakuan lentur terhadap tekukan pada arah vertikal, I_1 , jauh lebih besar daripada kekakuan terhadap tekukan pada arah horizontal, I_2 , ($I_1 \gg I_2$ atau $I_1 \approx 20 I_2$ dan $I_1 \gg I_{12}$ atau $I_1 \approx 10 I_{12}$).

Selanjutnya, diasumsikan bahwa luas penampang yang efektif terhadap deformasi geser pada arah vertikal adalah sekitar 1/3 dari luas penampang total. Sedangkan luas efektif terhadap geser pada arah horizontal adalah sekitar 1/10 dari luas penampang total. Sehingga, *poisson's ratio* untuk dinding tumpukan lembaran dapat diasumsikan nol. Dengan asumsi tersebut, maka parameter-parameter *sheet pile* baja dapat diperoleh dengan cara sebagai berikut :

$$E_1 = \frac{12 E_{steel} I_1}{d^3}$$

$$E_2 = \frac{12 E_{steel} I_2}{d^3} \approx \frac{I_2}{E_{steel} I_1} \approx \frac{E_1}{20} \quad (2.100)$$

$$G_{12} = \frac{6 E_{steel} I_{12}}{(1 + \nu_{steel})d^3} \approx \frac{6 E_{steel} I_1}{10 d^3} \quad (2.101)$$

$$G_{13} = \frac{E_{steel} A_{13}}{2(1 + \nu_{steel})d} \approx \frac{E_{steel} (A/3)}{2d} \approx \frac{A \times E_{steel}}{6 d} \quad (2.102)$$

$$G_{23} = \frac{E_{steel} A_{23}}{2(1 + \nu_{steel})d} \approx \frac{(A/10) \times E_{steel}}{2 d} \approx \frac{A \times E_{steel}}{20 d} \quad (2.103)$$

$$\nu_{12} = 0$$

$$\gamma = \frac{A \times \gamma_{steel}}{d} \quad (2.104)$$

2.2.10. Underpass

Underpass merupakan suatu bangunan berupa terowongan bawah tanah yang memiliki fungsi sebagai sarana transportasi manusia dan barang. *Underpass* biasanya dibangun sebagai alternatif dalam memecah permasalahan dari jalan-jalan tertentu seperti kemacetan ataupun mempermudah akses dari satu jalan ke jalan lainnya. Dalam perencanaan konstruksi *underpass* terdapat aspek-aspek yang harus diperhatikan sebagai dasar dalam pemilihan suatu struktur, yaitu :

1. Kekuatan dan stabilitas dari struktur;
2. Kelayakan struktur;
3. Keawetan struktur;
4. Kemudahan pelaksanaan konstruksi;
5. Ekonomis;
6. Bentuk estetika.

Underpass memiliki dua elemen penting yang bekerja secara berkesinambungan sesuai dengan perencanaan dan jenis tanahnya, yaitu pelat jalan dan dinding penahan tanah. Dinding penahan tanah pada underpass berfungsi sebagai pendukung perkuatan tanah dalam menopang tanah dan beban jalan di atasnya. Terdapat beberapa macam konstruksi yang dapat digunakan dalam perencanaan sebuah underpass, salah satunya yaitu dengan Konstruksi *Box Tunnel*.

Menurut *Japan Society of Civil Engineers* (JSCE) 2007 di SNI 8460-2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik, terdapat tiga tipe terowongan yang dapat digunakan, yaitu terowongan gali-dan-tutup, terowongan pegunungan, dan terowongan perisai. Dalam pembangunan *underpass* atau terowongan, terdapat syarat minimum untuk bagian dalam terowongan yang merujuk pada persyaratan teknis di dalam Permen PU No. 19/PRT/M/2011 Pasal 20, yaitu :

1. Lebar badan jalan di dalam terowongan sekurang-kurangnya 8 (delapan) meter;
2. Tinggi ruang bebas vertikal di dalam terowongan paling rendah 5,1 (lima koma satu) meter dari permukaan perkerasan jalan.

2.2.11. Metode *Jacked Box Tunnel*

Jacked box tunnel merupakan salah satu metode yang cocok digunakan untuk membangun terowongan dibawah jalan yang memiliki lalu lintas yang padat. Dalam SNI 8460:2017 mengenai Persyaratan Perancangan Geoteknik, metode *jacked box tunnel* disebut juga dengan metode terowongan perisai. Terowongan perisai (*shield tunneling*) dikategorikan sebagai metode penerowongan muka tertutup yang berarti pada tahapan perancangan penggaliannya dilakukan penyanggaan pada muka bidang galian secara terus menerus. Terowongan perisai umumnya dapat digunakan pada tanah dengan kuat tekan bebas (q_u) dapat mencapai rentang 200 – 300 kN/m². Selain itu, metode ini juga dapat diterapkan pada batuan keras dengan rentang q_u antara 20.000 – 30.000 kN/m².

Dalam perencanaan terowongan dibutuhkan beban rencana, dimana pada prinsipnya harus ditentukan dengan mengalikan nilai karakteristik beban dengan faktor beban, dengan mempertimbangkan beban-beban (tipe dan klasifikasi beban).

Untuk desain terowongan perisai, beban-beban yang harus ditetapkan dan dikombinasikan untuk mengetahui tegangan maksimum yang terjadi pada tiap-tiap komponen struktural adalah sebagai berikut (SNI 8460-2017):

1. Tekanan tanah vertikal dan horizontal

Tekanan tanah vertikal harus bekerja sebagai tekanan seragam yang menekan bagian atas terowongan. Besarnya harus ditentukan berdasarkan tebal lapis tanah penutup, penampang melintang, dan diameter luar terowongan, serta kondisi tanah.

Tekanan tanah horizontal adalah kombinasi dari beban yang bekerja seragam menekan sentroid dinding dari bagian atas sampai ke bawah. Besarnya harus dihitung dengan mengalikan tekanan tanah vertikal dengan koefisien tekanan tanah lateral.

2. Beban Mati

Beban mati terbagi menjadi dua, yaitu beban sendiri/tetap dan beban mati tambahan. Beban sendiri/tetap merupakan beban beton struktur *box tunnel* itu sendiri, sedangkan beban mati tambahan yaitu beban dari struktur lain yang mengenai struktur *box tunnel* tersebut.

3. Beban Konstruksi

Beban-beban konstruksi yang harus diperhatikan untuk perancangan *box tunnel* adalah sebagai berikut :

- a. Gaya dorong dongrak perisai;
- b. Tekanan injeksi pengisi ruang hasil galian;
- c. Beban operasional alat pemasang;
- d. Dan lain-lain.

4. Pengaruh Gempa

Bila gempa diperkirakan akan berpengaruh terhadap terowongan, penyelidikan harus dibuat sesuai dengan kepentingan terowongan dan mempertimbangkan kondisi lokasi terowongan tersebut, dan kondisi tanah di sekeliling terowongan.

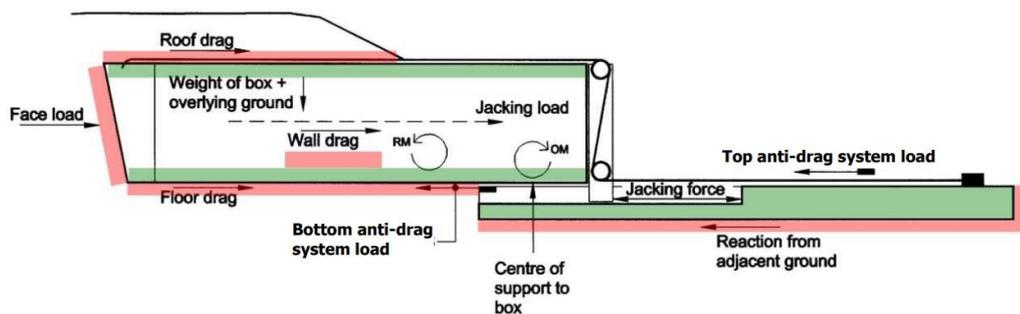
5. Penurunan Tanah

Pengaruh akibat penurunan tanah harus dievaluasi terutama saat membangun terowongan di tanah lunak. *Ground loss* yang diakibatkan oleh proses penggalian terowongan harus diperhitungkan dengan memperkirakan besarnya penurunan tanah di permukaan tanah dan pengaruhnya pada bangunan sekitar.

Jacked box tunnel merupakan metode pembuatan terowongan *underpass* menggunakan beton *precast* berbentuk kotak sebagai struktur utama yang terdiri atas beberapa segmen dan dihubungkan menggunakan kabel prategang. *Box* beton didorong menggunakan peralatan *jack hydraulic*, dan *nose blade* yang terbuat dari baja dipasang didepan segmen pertama selama proses *jacking*. Tanah yang berada didalam *box* digali dan dikeluarkan menggunakan *excavator* dan *dump truck*.

Jack hydraulic atau alat dorong hidrolik merupakan peralatan yang digunakan untuk mendorong *box tunnel* kedalam tanah dengan konsep hidrolik. Gaya-gaya yang bekerja dalam *jacked box tunnel* digambarkan seperti Gambar 2.21. Besar gaya *jack* yang diperlukan dapat diperoleh dengan persamaan sebagai berikut:

$$\text{Jacking force} = \text{face load} + \text{roof drag} + \text{floor drag} + \text{wall drag} \quad (2.105)$$

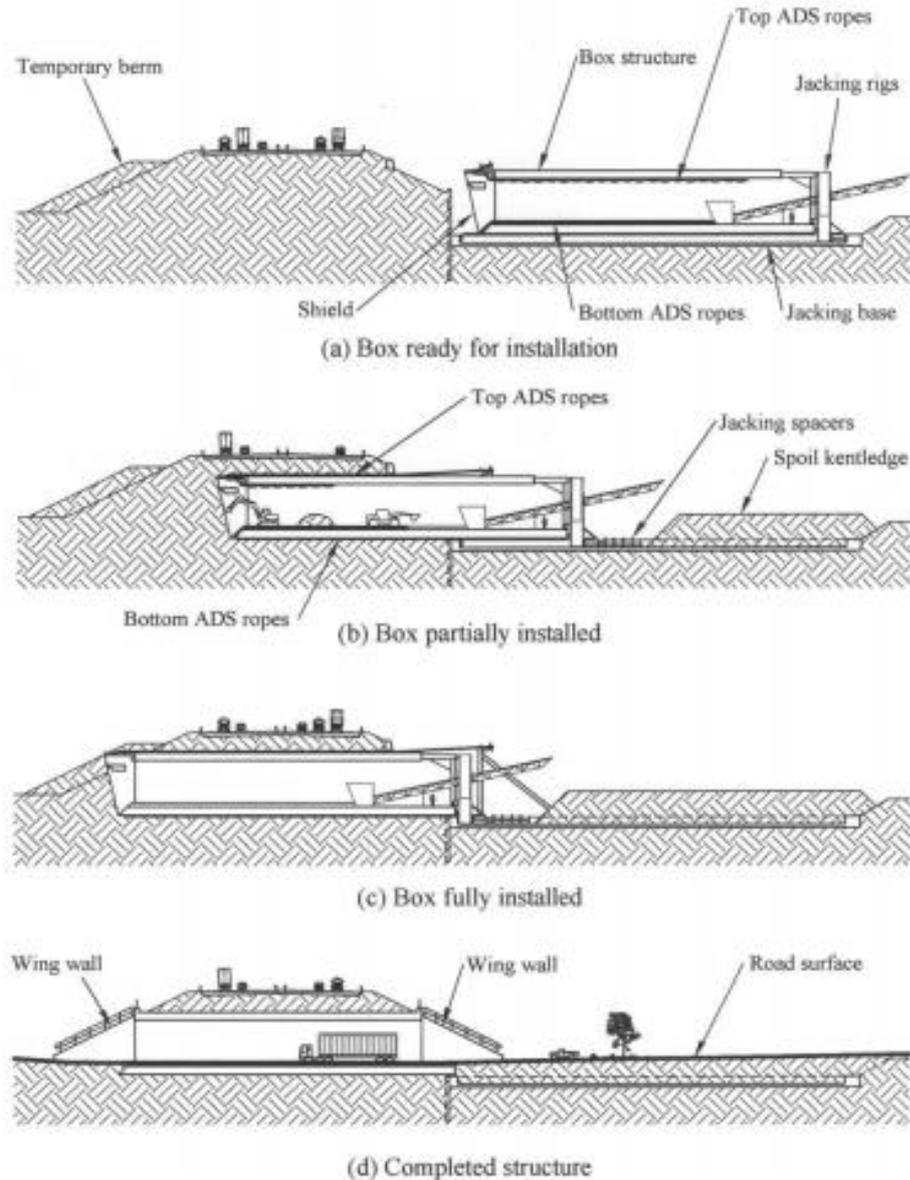


Gambar 2.21. Instalasi *Jacked Box Tunnel*

(Sumber : *Jacked Box Tunneling*, DR. Douglas Allenby dan John W T Ropkins, 2007)

Anti Drag System (ADS) adalah suatu sistem yang dipasang diatas, dibawah dan disamping struktur *box tunnel* yang berfungsi mengurangi hambatan gesek antara struktur *box* dan tanah disekitarnya selama proses *jacking* berlangsung. Sistem ini berkontribusi untuk mengontrol keselarasan selama proses *jacking* dan juga mengurangi potensi penurunan permukaan tanah dan gerakan tanah lateral yang

membebani terowongan. Menurut beberapa literatur, *anti drag system* dapat berupa *wire rope* ataupun *steel plate*.



Gambar 2.22. Tahapan dalam Instalasi *Jacked Box Tunnel*
 (Sumber : *Jacked Box Tunneling*, DR. Douglas Allenby dan John W T Ropkins, 2007)

Dalam proses penggalian terowongan terdapat struktur pelindung yaitu *nose blade* atau *tunneling shield*, yang berfungsi sebagai struktur pendukung sementara dalam memotong tanah yang berada didepannya. *Nose blade* dapat terbuat dari beton ataupun baja. Untuk beberapa kasus, *nose blade* dapat membantu proses *jacking box tunnel* dengan memotong tanah didepannya agar tanah disekitar *box tunnel* tidak mengalami pergerakan.

2.2.12. Box Tunnel

Box Tunnel merupakan sebuah konstruksi berbentuk persegi dan terbuat dari beton bertulang yang berfungsi untuk memperkuat konstruksi guna memikul beban yang ada di atasnya. Pengerjaan *box tunnel* dapat dilakukan dengan berbagai metode, salah satunya yaitu dengan menggunakan beton fabrikasi atau pracetak atau *precast*. *Box tunnel* dibangun sebagai konstruksi terowongan bawah tanah yang digunakan sebagai akses lalu lintas yang menghubungkan jalan satu ke jalan lainnya yang terhubung oleh struktur lainnya yang berada di atas jalan tersebut.

Dalam perencanaan *box tunnel* ini digunakan material beton bertulang pracetak atau dipesan langsung di pabrik dengan dimensi dan spesifikasi *custom* (sesuai permintaan). Desain dan spesifikasi beton untuk *box tunnel* direncanakan dengan menggunakan acuan Standar Nasional Indonesia (SNI) 2847-2013 dan (SNI) 2847-2019. Pada umumnya penggunaan beton pracetak dianggap lebih ekonomis dibandingkan dengan pengecoran di tempat, karena dapat mengurangi biaya bekisting, mereduksi durasi pelaksanaan proyek sehingga *overhead* yang dikeluarkan menjadi lebih sedikit. Dibandingkan konstruksi beton *cast in place*, teknologi beton pracetak memiliki keunggulan dan kelemahan yang dapat dilihat pada Tabel 2.13.

Tabel 2.13. Keunggulan dan Kelemahan Beton Pracetak

No	Keunggulan	Kelemahan
1	Kecepatan dalam pelaksanaan pembangunan	Kerusakan yang mungkin timbul selama proses transportasi
2	Tercapai tingkat fleksibilitas dalam proses perancangannya	Mebutuhkan peralatan lapangan dengan kapasitas angkat yang cukup
3	Pekerjaan di lokasi proyek lebih sederhana	Biaya tambahan yang dibutuhkan untuk proses transportasi
4	Pihak yang bertanggung jawab lebih sedikit	Munculnya masalah teknis dan biaya yang dibutuhkan untuk meyatukan komponen-komponen beton pracetak
5	Lebih mudah melakukan pengawasan dan pengendalian biaya serta jadwal pelaksanaan	Diperlukan gudang yang luas dan fasilitas <i>curing</i>
6	Jumlah pekerja lebih sedikit	
7	Waktu konstruksi lebih singkat	

No	Keunggulan	Kelemahan
8	Beton dengan mutu prima dapat lebih mudah dihasilkan di lingkungan pabrik	
9	Produksinya hampir tidak terpengaruh oleh cuaca	
10	Biaya konstruksi tereduksi	
11	Dapat menghasilkan bangunan dengan akurasi dimensi dan mutu yang lebih baik	

(Sumber : Eksplorasi Teknologi dalam Proyek Konstruksi Beton Pracetak dan Bekisting, Wulfram I. Ervianto, 2006)

2.2.13. Pembebanan

Beban rencana yang digunakan dalam perencanaan *underpass* ini menggunakan acuan Standar Nasional Indonesia (SNI) 1725-2016 mengenai Pembebanan untuk Jembatan. Dengan menggunakan acuan tersebut, maka untuk pembebanan *underpass* ditinjau 12 kombinasi pembebanan, dengan kombinasi beban dan faktor beban seperti pada Gambar 2.23, dimana masing-masing pembebanan memiliki tujuan dan fungsi yang berbeda, diantaranya :

1. Kuat I : Kombinasi pembebanan yang memperhitungkan gaya-gaya yang timbul pada jembatan dalam keadaan normal tanpa memperhitungkan beban angin. Pada keadaan batas ini, semua gaya nominal yang terjadi dikalikan dengan faktor beban yang sesuai.
2. Kuat II : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan penggunaan jembatan untuk memikul beban kendaraan khusus yang ditentukan pemilik tanpa memperhitungkan beban angin.
3. Kuat III : Kombinasi pembebanan dengan jembatan dikenai beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.
4. Kuat IV : Kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan kemungkinan adanya rasio beban mati dengan beban hidup yang besar.
5. Kuat V : Kombinasi pembebanan berkaitan dengan operasional normal jembatan dengan memperhitungkan beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam.

6. Ekstrem I : Kombinasi pembebanan gempa. Faktor beban hidup γ_{EQ} yang mempertimbangkan bekerjanya beban hidup pada saat gempa berlangsung harus ditentukan berdasarkan kepentingan jembatan.
7. Ekstrem II : Kombinasi pembebanan yang meninjau kombinasi anatar beban hidup terkurani dengan beban yang timbul akibat tumbukan kendaraan, banjir atau beban hidraulik lainnya, kecuali untuk kasusu pembebanan akibat tumbukan kendaraan (TC).
8. Layan I : Kombinasi pembebanan yang berkaitan dengan operasional jembatan dengan semua beban mempunyai nilai nominal serta memperhitungkan adanya beban angin berkecepatan 90 km/jam hingga 126 km/jam. Kombinasi ini juga digunakan untuk mengontrol lendutan pada gorong-gorong baja, pelat pelapis terowongan, pipa termoplastik serta untuk mengontrol lebar retak struktur beton bertulang, dan juga untuk analisis tegangan tarik pada penampang melintang jembatan beton segmental. Kombinasi pembebanan ini harus digunakan untuk investigasi stabilitas lereng.
9. Layan II : Kombinasi pembebanan yang ditunjukan untuk mencegah terjadinya pelelehan pada struktur baja dan selip pada sambungan akibat beban kendaraan.
10. Layan III : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada arah memanjang jembatan beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak dan tegangan utama tarik pada bagian badan dari jembatan beton segmental.
11. Layan IV : Kombinasi pembebanan untuk menghitung tegangan tarik pada kolom beton pratekan dengan tujuan untuk mengontrol besarnya retak.
12. Fatik : Kombinasi beban fatik dan fraktur sehubungan dengan umur fatik akibat induksi beban yang waktunya tak terbatas.

Keadaan Batas	MS MA TA PR PL SH	TT TD TB TR TP	EU	EW _s	EW _L	BF	EU _n	TG	ES	Gunakan salah satu		
										EQ	TC	TV
Kuat I	γ_p	1,8	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat II	γ_p	1,4	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Kuat IV	γ_p	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-
Kuat V	γ_p	-	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Ekstrem I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-
Ekstrem II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00
Daya layan I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-
Daya layan III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{ES}	-	-	-
Daya layan IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,00	-	-	-
Fatig (TD dan TR)	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Catatan : - γ_p dapat berupa $\gamma_{ES}, \gamma_{MA}, \gamma_{TA}, \gamma_{PR}, \gamma_{PL}, \gamma_{SH}$ tergantung beban yang ditinjau
- γ_{EQ} adalah faktor beban hidup kondisi gempa

Gambar 2.23. Kombinasi Beban dan Faktor Beban
(Sumber : SNI 1725-2016)

1. Beban Mati

Beban mati jembatan merupakan kumpulan berat setiap komponen struktural dan non struktural (SNI 1725-2016). Dalam perencanaan *underpass* digunakan beban mati tetap atau berat sendiri dan beban mati tambahan.

Beban mati tetap (MS) atau berat sendiri merupakan berat dari struktur itu sendiri dan elemen-elemen yang dipikulnya termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian dari struktur tersebut, yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen nonstruktural yang dianggap tetap. Adapun faktor beban yang digunakan untuk berat sendiri atau beban mati tetap dapat dilihat pada Tabel 2.14. Beban mati tambahan (MA) adalah berat seluruh bahan yang membentuk suatu beban pada struktur yang merupakan elemen nonstruktural, dan besarnya dapat berubah selama umur struktur. Adapun faktor beban untuk beban mati tambahan dapat dilihat pada Tabel 2.15 dan berat isi untuk beban mati dapat dilihat pada Tabel 2.16.

Tabel 2.14. Faktor Beban untuk Berat Sendiri

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})		
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)
	Bahan		Biasa Terkurangi
Tetap	Baja	1,00	1,10 0,90

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MS})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MS}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MS}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
	Aluminium	1,00	1,10	0,90
Beton pracetak	1,00	1,20	0,85	
Beto cor di tempat	1,00	1,30	0,75	
Kayu	1,00	1,40	0,70	

(Sumber : SNI 1725-2016)

Tabel 2.15. Faktor Beban untuk Beban Mati Tambahan

Tipe Beban	Faktor Beban (γ_{MA})			
	Keadaan Batas Layan (γ_{MA}^S)		Keadaan Batas Ultimit (γ_{MA}^U)	
	Bahan		Biasa	Terkurangi
Tetap	Umum	1,00 ⁽¹⁾	2,00	0,70
	Khusus (terawasi)	1,00	1,40	0,80

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

(Sumber : SNI 1725-2016)

Tabel 2.16. Berat Isi untuk Beban Mati

No.	Bahan	Berat Isi (kN/m ³)	Kerapatan Massa (kg/m ³)
1	Lapisan permukaan beraspal (<i>bituminous wearing surface</i>)	22,0	2245
2	Besi tuang (<i>cast iron</i>)	71,0	7240
3	Timbunan tanah dipadatkan (<i>compacted sand, silt or clay</i>)	17,2	1755
4	Kerikil dipadatkan (<i>rolled gravel, macadam or ballast</i>)	18,8 – 22,7	1920 – 2315
5	Beton aspal (<i>asphalt concrete</i>)	22,0	2245
6	Beton ringan (<i>low density</i>)	12,25 – 19,6	1250 – 2000
7	Beton $f'c < 35$ MPa	22,0 – 25,0	2320
	$35 < f'c < 105$ MPa	$22 + 0,022 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
8	Baja (<i>steel</i>)	78,5	7850
9	Kayu (ringan)	7,8	800
10	Kayu keras (<i>hard wood</i>)	11,0	1125

(Sumber : SNI 1725-2016)

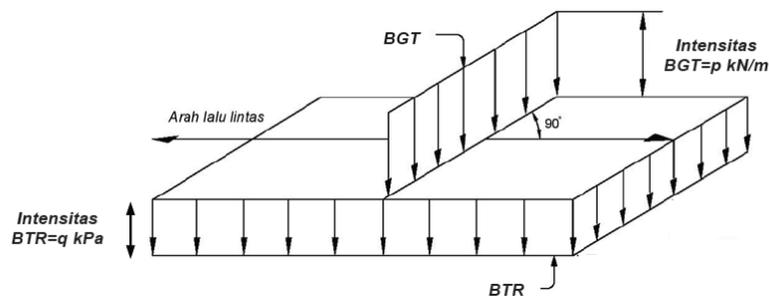
2. Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang terjadi akibat aktivitas atau penggunaan suatu konstruksi dan barang-barang yang dapat berpindah, mesin dan peralatan lain yang dapat digantikan selama masa pakai. Pada perencanaan ini, beban hidup yang digunakan yaitu lalu lintas dan beban konstruksi selama proses konstruksi. Beban lalu lintas yang digunakan yaitu beban truk (T) atau beban lajur (D), dan gaya rem (T_B).

Beban lalu lintas untuk perencanaan *underpass* terdiri atas beban lajur (D) dan beban truk (T). Beban lajur “D” bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada jembatan yang ekuivalen dengan suatu iring-iringan kendaraan yang sebenarnya. Jumlah total beban lajur “D” yang bekerja tergantung pada lebar jalur kendaraan itu sendiri. Beban truk “T” adalah suatu kendaraan berat dengan 3 gandar yang ditempatkan pada beberapa posisi dalam lajur lalu lintas rencana. Hanya satu truk “T” yang diterapkan per lajur lalu lintas rencana. Secara umum, beban “D” akan menjadi beban penentu dalam perhitungan jembatan yang mempunyai bentang sedang sampai panjang, sedangkan beban “T” digunakan untuk bentang pendek dan lantai kendaraan. Beban truk “T” tidak dapat digunakan bersamaan dengan beban “D” (SNI 1725-2016).

a. Beban Lajur “D” (T_D)

Beban lajur “D” terdiri atas beban terbagi rata (BTR) yang digabung dengan beban garis (BGT) seperti pada Gambar 2.25. Adapun faktor yang digunakan untuk beban lajur “D” seperti pada Tabel 2.17.



Gambar 2.24. Beban Lajur “D”
(Sumber : SNI 1725-2016)

Tabel 2.17. Faktor Beban untuk Beban Lajur “D”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban (γ_{TD})	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TD}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TD}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

(Sumber : SNI 1725-2016)

Beban terbagi rata (BTR) memiliki intensitas q kPa, dimana nilai q bergantung pada panjang total yang dibebani L , yaitu sebagai berikut:

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

$$\text{Jika } L > 30 \text{ m} \quad : q = 9,0 \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) \text{ kPa} \quad (2.106)$$

Keterangan :

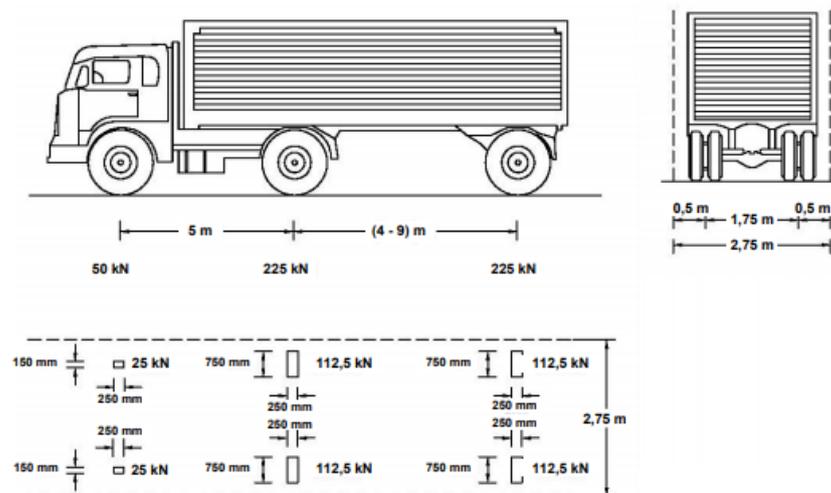
q = intensitas beban terbagi rata (BTR) dalam arah memanjang (kPa)

L = panjang total yang dibebani (m)

Beban garis terpusat (BGT) dengan intensitas p kN/m ditempatkan tegak lurus terhadap arah lalu lintas. Besarnya intensitas p adalah 49 kN/m. Distribusi beban hidup dalam arah melintang digunakan untuk memperoleh momen geser dalam arah longitudinal. Hal tersebut mempertimbangkan beban lajur “D” terbesar pada seluruh lebar balok (tidak termasuk parapet, kerb, dan trotoar).

b. Beban Truk “T” (T_T)

Beban truk “T” terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan berat gandar seperti dalam Gambar 2.25. Secara umum, hanya ada satu kendaraan truk “T” yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk “T” harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana. Adapun faktor beban untuk beban “T” dapat dilihat pada Tabel 2.18.



Gambar 2.25. Pembebanan Truk “T” (500 kN)
(Sumber : SNI 1725-2016)

Tabel 2.18. Faktor Beban untuk Beban Truk “T”

Tipe Beban	Jembatan	Faktor Beban	
		Keadaan Batas Layan (γ_{TT}^S)	Keadaan Batas Ultimit (γ_{TT}^U)
Transien	Beton	1,00	1,80
	Boks Girder Baja	1,00	2,00

(Sumber : SNI 1725-2016)

Pembebanan truk "T" terdiri atas kendaraan truk *semi-trailer* yang mempunyai susunan dan berat gandar seperti terlihat dalam Gambar 26. Berat dari tiap-tiap gandar disebarkan menjadi 2 beban merata sama besar yang merupakan bidang kontak antara roda dengan permukaan lantai. Jarak antara 2 gandar tersebut bisa diubah-ubah dari 4,0 m sampai dengan 9,0 m untuk mendapatkan pengaruh terbesar pada arah memanjang jembatan.

Terlepas dari panjang jembatan atau susunan bentang, umumnya hanya ada satu kendaraan truk "T" yang bisa ditempatkan pada satu lajur lalu lintas rencana. Untuk jembatan sangat panjang dapat ditempatkan lebih dari satu truk pada satu lajur lalu lintas rencana. Kendaraan truk "T" ini harus ditempatkan di tengah-tengah lajur lalu lintas rencana seperti terlihat dalam Gambar 26.

c. Gaya Rem

Gaya rem harus ditempatkan di semua lajur rencana yang dimuati dan yang berisi lalu lintas dengan arah yang sama. Gaya ini harus diasumsikan bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada masing-masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan. Terdapat 2 cara dalam menentukan gaya rem, dimana dari kedua cara tersebut yang digunakan yaitu gaya rem yang memiliki nilai terbesar.

- Gaya rem = 25% dari berat gandar truk desain; atau
- Gaya rem = 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR).

Faktor kepadatan lajur berlaku untuk menghitung gaya rem, yaitu tercantum pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19. Faktor Kepadatan Lajur (m)

Jumlah lajur yang dibebani	Faktor kepadatan lajur
1	1,2
≥ 2	1

(Sumber : SNI 1725-2016)

d. Penerapan Beban Hidup Kendaraan

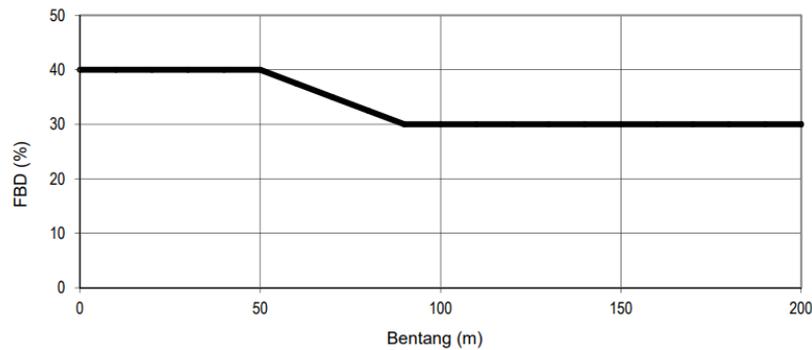
Beban hidup pada waktu menentukan momen positif harus diambil nilai yang terbesar dari :

- Pengaruh beban truk dikalikan dengan faktor beban dinamis (FBD), atau
- Pengaruh beban terdistribusi "D" dan beban garis KEL dikalikan FBD.

Faktor beban dinamis (FBD) merupakan hasil interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan. Untuk perencanaan, FBD dinyatakan sebagai beban statis ekuivalen. Besarnya BGT dari pembebanan lajur "D" dan beban roda dari Pembebanan Truk "T" harus cukup untuk memberikan terjadinya interaksi antara kendaraan yang bergerak dan jembatan dengan dikali FBD. Besarnya nilai tambah dinyatakan dalam fraksi dari beban statis. FBD ini diterapkan pada keadaan batas daya layan dan batas ultimit. BTR dari pembebanan lajur "D" tidak dikali dengan FBD. Untuk bentang tunggal panjang bentang ekuivalen diambil sama dengan panjang bentang sebenarnya.

Untuk pembebanan truk "T", FBD diambil 30%. Nilai FBD yang dihitung digunakan pada seluruh bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah. Untuk bagian bangunan bawah dan fondasi yang berada di bawah garis permukaan, nilai FBD harus diambil sebagai peralihan linier dari nilai pada garis permukaan tanah sampai nol pada kedalaman 2 m. Untuk bangunan yang terkubur, seperti halnya gorong-gorong dan struktur baja-tanah, nilai FBD jangan diambil kurang dari 40% untuk kedalaman nol dan jangan kurang dari 10% untuk kedalaman 2 m. Nilai FBD yang

digunakan untuk kedalaman yang dipilih harus diterapkan untuk bangunan seutuhnya.



Gambar 2.26. Faktor Beban Dinamis untuk Beban T untuk Pembebanan Lajut "D"
(Sumber : SNI 1725-2016)

3. Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang bekerja dan mempengaruhi suatu struktur karena adanya pergerakan tanah yang disebabkan oleh gempa bumi (baik gempa bumi tektonik ataupun gempa bumi vulkanik). Pada perencanaan *underpass* ini digunakan peraturan Standar Nasional Indonesia (SNI) 2833-2016 mengenai Perencanaan Jembatan terhadap Beban Gempa sebagai acuan dalam memperhitungkan beban gempa yang bekerja pada struktur *underpass*. Beban gempa diperhitungkan hanya untuk kondisi batas ultimate.

Underpass harus direncanakan agar memiliki kemungkinan kecil untuk runtuh atau dapat mengalami kerusakan yang signifikan serta gangguan terhadap pelayanan akibat gempa dengan kemungkinan terlampaui 7% dalam 75 tahun. Analisis gempa yang digunakan pada tugas akhir ini menggunakan tekanan tanah lateral akibat pengaruh gempa yaitu menggunakan Metode Mononobe-Okabe. Faktor beban γ_{EQ} untuk beban hidup pada keadaan batas Ekstrem I harus ditentukan berdasarkan kondisi spesifik jembatan, yaitu sebagai berikut :

$$\gamma_{EQ} = 0,5 \text{ (jembatan sangat penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0,3 \text{ (jembatan penting)}$$

$$\gamma_{EQ} = 0 \text{ (jembatan standar)}$$

Untuk menganalisis kelas/klasifikasi situs gempa dapat dilakukan dengan tiga cara, yaitu menganalisis sesuai dengan nilai rata – rata kecepatan gelombang geser (\bar{v}_s), nilai rata – rata tahanan penetrasi standar lapangan ($\overline{N_{SPT}}$), atau nilai rata – rata kuat geser niralir lapisan (\bar{s}_u). Klasifikasi/kelas situs sesuai AASHTO (2012) yang tercantum dalam SNI 8460 : 2017 Pasal 12.2.2.1, ditampilkan pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20. Klasifikasi Situs Gempa (AASHTO, 2012)

Klasifikasi Situs	\bar{v}_s (m/detik)	$\overline{N_{SPT}}$ atau $\overline{N_{SPT}Eh}$	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1.500	N/A	N/A
SB (batuan dasar)	750 sampai 1.500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut: 1. Indeks Plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $(w) \geq 40\%$, dan 3. Kuat geser niralir, $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan penyelidikan geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan, $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas tinggi (ketebalan, $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

(Sumber : Persyaratan Perancangan Geoteknik, SNI 8460, 2017)

Keterangan : N/A = tidak dapat digunakan

Dengan,

- Nilai Rata – Rata Kecepatan Gelombang Geser (\bar{v}_s)

$$\bar{v}_s = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{v_{si}} \right)} \quad (2.107)$$

- Nilai Rata – Rata Tahanan Penetrasi Standar Lapangan ($\overline{N_{SPT}}$)

$$\overline{N_{SPT}} = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{N_i} \right)} \quad (2.108)$$

- Nilai Rata – Rata Kuat Geser Niralinir Lapisan (\bar{s}_u)

$$\bar{s}_u = \frac{\sum_{i=1}^m t_i}{\sum_{i=1}^m \left(\frac{t_i}{s_{ui}} \right)} \quad (2.109)$$

Keterangan :

t_i = tebal lapisan tanah ke-i,

u_{si} = kecepatan rambat gelombang geser melalui lapisan tanah ke-i,

N_i = nilai hasil uji penetrasi standar lapisan tanah ke-i,

s_{ui} = kuat geser tak terdrainase lapisan tanah ke-i,

m = jumlah lapisan tanah yang ada di atas batuan dasar.

$\sum_{i=1}^m t_i = 30 \text{ m.}$

Untuk memperoleh nilai kecepatan gelombang geser (v_s) dapat digunakan menggunakan metode Robertson Robertson (2009) :

$$v_s = [10^{(0,55 I_c + 1,68)} (q_t - \sigma'_{vo}) / p_a]^{0,5} \quad (2.110)$$

Dimana,

$$I_c = (3,47 - \log Q_{tn})^2 + (1,22 + \log F_r)^2]^{0,5} \quad (2.111)$$

Dengan :

$$\bullet \quad Q_{tn} = \left[\frac{(q_t - \sigma'_{vo})}{p_a} \right] \times C_N \quad (2.112)$$

$$\bullet \quad C_N = \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (2.113)$$

$$\bullet \quad F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma'_{vo})} \times 100 \quad (2.114)$$

Keterangan :

I_c = index jenis perilaku tanah

q_t = nilai koreksi perlawanan konus (kPa), dengan menggunakan Persamaan 2.13.

σ'_{vo} = tegangan tanah efektif (kPa)

p_a = tekanan atmosfer, 1 atm = 100 kPa

Q_{tn} = normalisasi ketahanan penetrasi kerucut

F_r = normalisasi rasio gesekan

C_N = koreksi untuk tekanan lapisan penutup

n = eksponen tekanan awal = 1

f_s = perlawanan geser lokal (kPa)

2.2.14. Kriteria Deformasi

Deformasi didefinisikan sebagai perubahan bentuk, dimensi, dan posisi dari suatu materi baik dari alam maupun buatan manusia dalam skala ruang dan waktu, deformasi dapat terjadi jika suatu benda atau materi dikenai gaya (*force*).

Deformasi terbagi menjadi dua jenis, yaitu deformasi elastis dan deformasi plastis. Deformasi elastis adalah deformasi atau perubahan bentuk yang disebabkan oleh pemberian beban, di mana apabila beban dihilangkan maka bentuk dan ukuran akan kembali ke bentuk semula. Sedangkan deformasi plastis adalah perubahan bentuk yang merupakan kelanjutan dari deformasi elastis yang bersifat permanen meskipun beban dihilangkan.

Penggalian terowongan mengubah kondisi tegangan terhadap keadaan awal pada tanah ataupun batuan yang semula berupa massa yang berada dalam keseimbangan dalam medan gravitasi. Akibat dari galian yang terjadi pelepasan tegangan yang menyebabkan tegangan mula-mula sehingga terjadi regangan dan deformasi baru. Perubahan keadaan tegangan yang disebabkan oleh penggalian tidak akan terjadi tanpa adanya deformasi pada massa tanah atau batuan. Terjadinya deformasi disekitar lubang galian akan dapat mengakibatkan penurunan dari tanah permukaan. Adapun deformasi izin pada tanah saat penggalian terowongan terdapat pada Tabel 2.21.

Tabel 2.21. Skema Tipikal Pola Perkuatan dan Dinding serta Deformasi Izin

Kategori batuan/tanah	Panjang laju penggalian (m)	Baut batuan				Penyangga baja			Ketebalan beton semprot (cm)	Ketebalan dinding (<i>lining</i>)		Besarnya deformasi yang diizinkan (cm)
		Panjang (m)	Jarak		Area pemasangan	Top heading	Bench	Jarak (m)		Lengkung (<i>arch</i>), dinding samping (<i>side wall</i>) (cm)	Lantai kerja (cm)	
			Arah melengkung (m)	Arah memanjang (m)								
B	2.0	4.0	1.5	2.0	Top heading	-	-	-	10	40	-	0
C I	1.5	4.0	1.2	1.5	Top heading, bench	-	-	-	15	40	(45)	0
C II	1.2	4.0	1.2	1.2	Top heading, bench	H-150	-	1.2	15	40	(45)	0
D I	1.0	6.0	1.0	1.0	Top heading, bench	H-150	H-150	1.0	20	40	50	0
D II	1,0 atau kurang	6	1.0	1,0 atau kurang	Top heading, bench	H-200	H-200	1,0 atau kurang	25	40	50	10

(Sumber : JSCE, 2007)

Keterangan kategori batuan/tanah :

Kelas B = batuan/tanah sangat keras

Kelas C = batuan/tanah keras

Kelas D = batuan/tanah lunak

2.2.15. Volume Lalu Lintas

Data lalu lintas diperlukan untuk menghitung beban lalu lintas rencana yang dipikul oleh perkerasan selama umur rencana. Beban dihitung dari volume lalu lintas pada tahun survei yang selanjutnya diproyeksikan ke depan sepanjang umur rencana. Volume tahun pertama adalah volume lalu lintas sepanjang tahun pertama setelah perkerasan diperkirakan selesai dibangun atau direhabilitasi. penentuan volume lalu lintas pada jam sibuk dan lalu lintas harian rata – rata tahunan (LHRT) mengacu pada Manual Kapasitas Jalan Indonesia (MKJI). Penentuan nilai LHRT didasarkan pada data survei volume lalu lintas dengan mempertimbangkan faktor k.

Beban sumbu standar kumulatif atau *Cumulative Equivalent Single Axle Load* (CESAL) merupakan jumlah kumulatif beban sumbu lalu lintas desain pada lajur desain selama umur rencana, yang ditentukan sebagai berikut.

$$ESATH_1 = (\sum LHRJK \times VDFJK) \times 365 \times DD \times DL \times R \quad (2.115)$$

Dengan,

ESATH₁ = kumulatif lintasan sumbu standar ekivalen (*equivalent standard axle*) pada tahun pertama.

LHRJK = lintas harian rata – rata tiap jenis kendaraan niaga (satuan kendaraan per hari).

VDFJK = Faktor Ekivalen Beban (*Vehicle Damage Factor*) tiap jenis kendaraan niaga Tabel 2.23.

DD = Faktor distribusi arah. Untuk jalan dua arah, faktor distribusi arah (DD) umumnya diambil 0,50 kecuali pada lokasi-lokasi yang jumlah kendaraan niaga cenderung lebih tinggi pada satu arah tertentu

DL = Faktor distribusi lajur, terdapat pada Tabel 2.24.

CESAL = Kumulatif beban sumbu standar ekivalen selama umur rencana.

R = Faktor pengali pertumbuhan lalu lintas kumulatif. Pertumbuhan lalu

lintas selama umur rencana dihitung dengan faktor pertumbuhan kumulatif (*Cumulative Growth Factor*):

$$R = \frac{(1+0,01 i)^{UR}-1}{0,01 i} \quad (2.116)$$

Dengan,

i = laju pertumbuhan lalu lintas tahunan (%), terdapat pada Tabel 2.22.

UR = umur rencana (tahun)

Tabel 2.22. Faktor Laju Pertumbuhan Lalu Lintas (i) (%)

	Jawa	Sumatera	Kalimantan	Rata-rata Indonesia
Arteri dan perkotaan	4,80	4,83	5,14	4,75
Kolektor rural	3,50	3,50	3,50	3,50
Jalan desa	1,00	1,00	1,00	1,00

(*Sumber : Manual Perkerasan Jalan, PUPR, 2017*)

Tabel 2.23. Nilai VDF Masing – Masing Jenis Kendaraan Niaga

Jenis kendaraan	Sumatera				Jawa				Kalimantan				Sulawesi				Bali, Nusa Tenggara, Maluku dan Papua				
	Beban aktual		Normal		Beban aktual		Normal		Beban aktual		Normal		Beban aktual		Normal		Beban aktual		Normal		
	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	VDF 4	VDF 5	
5B	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
6A	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,55	0,5	0,5
6B	4,5	7,4	3,4	4,6	5,3	9,2	4,0	5,1	4,8	8,5	3,4	4,7	4,9	9,0	2,9	4,0	3,0	4,0	2,5	3,0	3,0
7A1	10,1	18,4	5,4	7,4	8,2	14,4	4,7	6,4	9,9	18,3	4,1	5,3	7,2	11,4	4,9	6,7	-	-	-	-	-
7A2	10,5	20,0	4,3	5,6	10,2	19,0	4,3	5,6	9,6	17,7	4,2	5,4	9,4	19,1	3,8	4,8	4,9	9,7	3,9	6,0	6,0
7B1	-	-	-	-	11,8	18,2	9,4	13,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7B2	-	-	-	-	13,7	21,8	12,6	17,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
7C1	15,9	29,5	7,0	9,6	11,0	19,8	7,4	9,7	11,7	20,4	7,0	10,2	13,2	25,5	6,5	8,8	14,0	11,9	10,2	8,0	8,0
7C2A	19,8	39,0	6,1	8,1	17,7	33,0	7,6	10,2	8,2	14,7	4,0	5,2	20,2	42,0	6,6	8,5	-	-	-	-	-
7C2B	20,7	42,8	6,1	8,0	13,4	24,2	6,5	8,5	-	-	-	-	17,0	28,8	9,3	13,5	-	-	-	-	-
7C3	24,5	51,7	6,4	8,0	18,1	34,4	6,1	7,7	13,5	22,9	9,8	15,0	28,7	59,6	6,9	8,8	-	-	-	-	-

(*Sumber : Manual Perkerasan Jalan, PUPR, 2017*)

Tabel 2.24. Faktor Distribusi Lajur (DL)

Jumlah lajur setiap arah	Kendaraan niaga pada lajur desain (% terhadap populasi kendaraan niaga)
1	100
2	80
3	60
4	50

(*Sumber : Manual Perkerasan Jalan, PUPR, 2017*)

Tabel 2.25. Desain Perkerasan Lentur – Aspal dengan Lapis Fondasi Berbutir

STRUKTUR PERKERASAN									
	FFF1	FFF2	FFF3	FFF4	FFF5	FFF6	FFF7	FFF8	FFF9
Solusi yang dipilih					Lihat Catatan 2				
Kumulatif beban sumbu 20 tahun pada lajur rencana(10 ⁶ ESA5)	< 2	≥ 2 - 4	> 4 - 7	> 7 - 10	> 10 - 20	> 20 - 30	> 30 - 50	> 50 - 100	> 100 - 200
KETEBALAN LAPIS PERKERASAN (mm)									
AC WC	40	40	40	40	40	40	40	40	40
AC BC	60	60	60	60	60	60	60	60	60
AC Base	0	70	80	105	145	160	180	210	245
LPA Kelas A	400	300	300	300	300	300	300	300	300
Catatan	1		2		3				

(Sumber : Manual Perkerasan Jalan, PUPR, 2017)

2.2.16. Penulangan Pelat Beton Bertulang

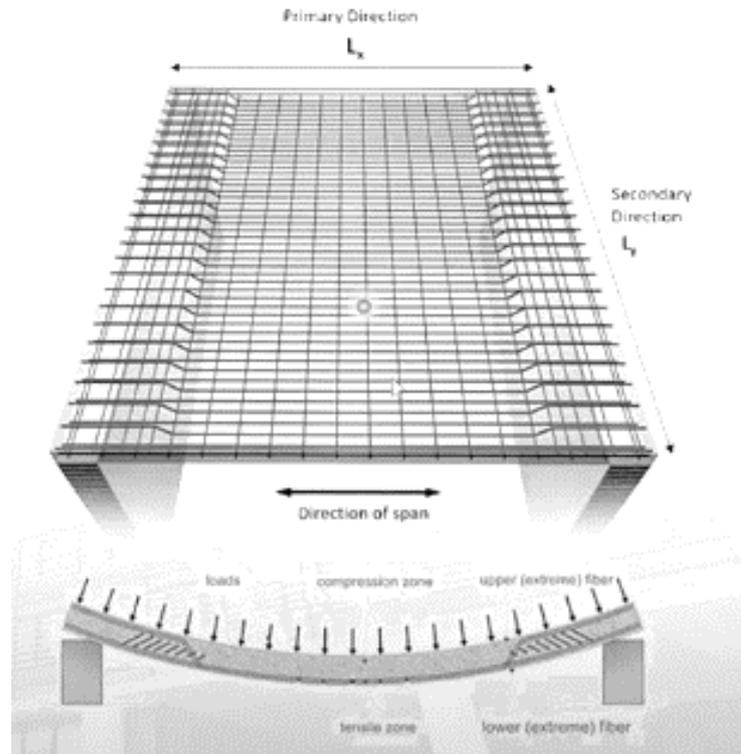
Beton maupun baja tulangan pada struktur beton bertulang memiliki fungsi atau tugas pokok yang berbeda, sesuai dengan sifat bahan yang bersangkutan. Fungsi utama dari beton sendiri yaitu untuk menahan beban/gaya tekan dan untuk menutup baja tulangan agar tidak berkarat. Sedangkan fungsi utama dari baja tulangan yaitu untuk menahan gaya tarik (meskipun juga kuat terhadap gaya tekan) dan untuk mencegah retak beton agar tidak melebar.

Agar dapat terjamin bahwa suatu struktur yang direncanakan mampu menahan beban yang bekerja, maka perencanaan struktur beton digunakan faktor keamanan tertentu. Faktor keamanan ini terdiri atas dua jenis, yaitu :

1. Faktor beban, yaitu faktor keamanan yang berkaitan dengan beban luar yang bekerja pada struktur. Pada tugas akhir ini, faktor beban yang digunakan sesuai dengan Standar Nasional Indonesia (SNI) 1725-2016 mengenai Pembebanan untuk Jembatan
2. Faktor reduksi kekuatan (ϕ), yaitu faktor keamanan yang berkaitan dengan kekuatan struktur (gaya dalam). Ketidakpastian kekuatan bahan terhadap pembebanan pada komponen struktur dianggap sebagai faktor reduksi kekuatan (ϕ), yang nilainya ditentukan menurut Pasal 11.3 SNI 03-2847-2002, yaitu sebagai berikut :
 - a. Struktur lentur tanpa beban aksial, $\phi = 0,80$
 - b. Beban aksial dan beban aksial lentur

- 1) Aksial tarik dan aksial tekan dengan lentur, $\phi = 0,80$
- 2) Aksial tekan dan aksial tekan dengan lentur
 - a) Komponen struktur dengan tulangan spiral atau sengkang ikat, $\phi = 0,70$
 - b) Komponen struktur dengan tulangan sengkang biasa, $\phi = 0,65$
- 3) Geser dan torsi, $\phi = 0,75$
- 4) Tumpuan pada beton, $\phi = 0,65$

Pelat beton bertulang yaitu suatu struktur tipis yang dibuat dari beton bertulang dengan bidang yang arahnya horizontal, dan beban yang bekerja tegak lurus pada bidang struktur tersebut. Pelat beton bertulang banyak digunakan pada bangunan sipil, baik sebagai lantai bangunan, lantai atap dari suatu gedung, lantai jembatan maupun lantai pada dermaga. Beban yang bekerja pada pelat umumnya diperhitungkan terhadap beban gravitasi (beban mati dan/atau beban hidup). Beban tersebut mengakibatkan terjadinya momen lentur. Oleh karena itu pelat juga direncanakan terhadap beban lentur (seperti pada kasus balok).



Gambar 2.27. Ilustrasi Pelat Satu Arah
(Sumber : Desain Pelat Satu Arah, Agus Setiawan, 2019)

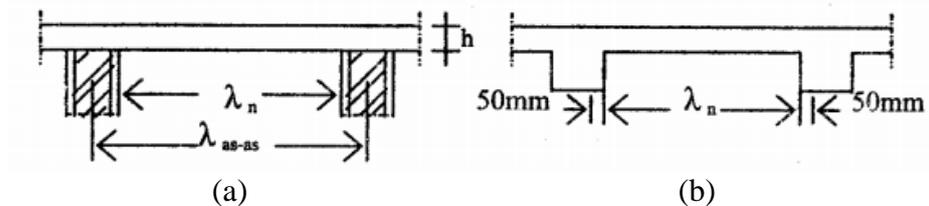
Pelat dengan tulangan pokok satu arah dijumpai jika pelat beton lebih dominan menahan beban yang berupa momen lentur pada bentang satu arah saja. Untuk menjaga agar kedudukan tulangan pokok (pada saat pengecoran beton) tidak berubah dari tempat semula, maka dipasang pula tulangan tambahan (tulangan bagi) yang arahnya tegak lurus tulangan pokok. Sistem pelat satu arah hanya ditumpu di kedua sisinya, sehingga pelat tersebut akan melentur atau mengalami lendutan dalam arah tegak lurus dari sisi tumpuan. Beban akan didistribusikan oleh pelat dalam satu arah saja yaitu ke arah tumpuan.

Pada perencanaan pelat beton bertulang, perlu diperhatikan beberapa persyaratan/ketentuan sebagai berikut :

1. Pada perhitungan pelat, lebar pelat diambil 1 m ($b = 1000 \text{ mm}$)
2. Panjang pelat (λ) (Pasal 10.7 SNI 03-2847-2002)
 - a. Pelat yang tidak menyatu dengan struktur pendukung [Gambar 2.29(a)]
$$\lambda = \lambda_n + h \quad (\lambda \leq \lambda_{as-as}) \quad (2.117)$$
 - b. Pelat yang menyatu dengan struktur pendukung [Gambar 2.29(b)]

Jika $\lambda_n \leq 3,0 \text{ m}$, maka $\lambda = \lambda_n$ (2.118)

Jika $\lambda_n > 3,0 \text{ m}$, maka $\lambda = \lambda_n + 2 \times 50 \text{ mm}$ (PBI – 1071) (2.119)



Gambar 2.28. Penentuan Panjang Bentang Pelat (λ)
(Sumber : Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni, 2010)

3. Tebal minimum pelat (h) (Pasal 11.5, SNI 03-2847-2002)
 - a. Untuk pelat satu arah, tebal minimum pelat tercantum dalam Tabel 2.25.
 - b. Untuk pelat dua arah, teba minimum pelat bergantung pada $\alpha_m = \alpha$, dimana α adalah rasio kekakuan lentur penampang balok terhadap kekakuan lentur pelat.

Tabel 2.26. Tinggi (h) Minimum Balok Non Pratekan atau Pelat Satu Arah bila Lendutan tidak Dihitung

Komponen Struktur	Tinggi Minimum, h			
	Dua Tumpuan	Satu Ujung Menerus	Kedua Ujung Menerus	Kantilever
	Komponen yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan partisi atau konstruksi lain yang akan rusak karena lendutan yang besar			
Pelat solid satu arah	L/20	L/24	L/28	L/10
Balok atau pelat jalur satu arah	L/16	L/18,5	L/21	L/8

(Sumber : Pelat Beton Bertulang, Ali Asroni, 2010)

4. Tebal selimut beton minimal (Pasal 9.7.1 SNI 03-2847-2002) :
 Untuk batang tulangan $D \leq 36$, tebal selimut beton ≥ 20 mm
 Untuk batang tulangan D44 – D56, tebal selimut beton ≥ 40 mm

5. Jarak bersih antar tulangan, s (Pasal 9.6. SNI 03-2847-2002) :
 $s \geq D$ dan $s \geq 25$ mm (D = diameter tulangan)
 Pasal 5.3.2.3 : $s \geq 4/3 \times$ diameter maksimal agregat, (2.120)
 atau $s \geq 40$ mm
 (catatan : diameter nominal maksimal kerikil ≈ 30 mm)

6. Jarak maksimum tulangan (as ke as) :
 - a. Tulangan pokok :
 Pelat 1 arah : $s \leq 3.h$ (2.121)
 dan $s \leq 450$ mm (Pasal 12.5.4)
 Pelat 2 arah : $s \leq 2.h$ (2.122)
 dan $s \leq 450$ mm (Pasal 15.3.2)
 - b. Tulangan bagi :
 $s \leq 5.h$ (2.123)
 dan $s \leq 450$ mm

7. Luas tulangan minimum pelat
 - a. Tulangan pokok (Pasal 12.5.1 SNI 03-2847-2002)
 $f'c \leq 31,36$ MPa, $A_s \geq \frac{1,4}{f_y} \cdot b \cdot d$ (2.124)

$$f'_c > 31,36 \text{ MPa}, \quad A_s \geq \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \cdot b \cdot d \quad (2.125)$$

b. Tulangan bagi / tulangan susut dan suhu (Pasal 9.12.2.1 SNI 03-284-2002)

$$\text{Untuk } f_y \leq 300 \text{ MPa, maka } A_{sb} \geq 0,0020 \text{ b.h} \quad (2.126)$$

$$\text{Untuk } f_y = 400 \text{ MPa, maka } A_{sb} \geq 0,0018 \text{ b.h} \quad (2.127)$$

$$\text{Untuk } f_y \geq 400 \text{ MPa, maka } A_{sb} \geq 0,0018 \text{ b.h (400/f}_y) \quad (2.128)$$

$$\text{Tetapi } A_{sb} \geq 0,0014 \text{ b.h} \quad (2.129)$$

Untuk perhitungan penulangan pelat satu arah, dapat dilakukan langkah – langkah sebagai berikut :

1. Menentukan tebal pelat (h), dengan menyesuaikan tebal minimum pelat;
2. Menghitung beban – beban yang terjadi : beban mati, beban hidup, dan beban lainnya yang bekerja pada struktur pelat ;
3. Menghitung momen – momen yang terjadi ;
4. Menghitung tulangan pelat beton :

a. Faktor Momen Pikul (K)

Faktor momen pikul (K) didefinisikan sebagai momen nominal (M_n) yang dibagi dengan hasil perkalian antara luas efektif dan tinggi efektif balok, maka diperoleh hitungan/persamaan sebagai berikut :

$$K = \frac{M_n}{b \cdot d^2} \quad \text{atau} \quad K = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2} \quad (2.130)$$

M_u = momen ultimate (kN.m)

M_n = momen nominal (kN.m)

b = bentang pelat (mm) = 1000 mm

d = tinggi efektif penampang pelat,

$$d = h - d_s - \frac{1}{2} D \text{ (mm)} \quad (2.131)$$

h = tebal pelat (mm)

ϕ = faktor reduksi kekuatan

Faktor momen pikul (K) yang dihasilkan harus kurang dari faktor momen pikul maksimum (K_{maks}). Jika momen pikul yang dihasilkan lebih besar dari K_{maks} maka ukuran pelat harus dipertebal.

Faktor momen pikul maksimal (K_{maks}) pada perencanaan beton bertulang dengan tulangan tarik saja dapat diartikan sebagai nilai batas faktor momen pikul K . Faktor momen pikul maksimum (K_{maks}) dapat diperoleh melalui persamaan :

$$K_{maks} = \frac{382,5 \beta_1 \cdot f'_c \cdot (600 + f_y - 225 \cdot \beta_1)}{(600 + f_y)^2} \quad (2.132)$$

Keterangan :

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

f_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (MPa)

β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekivalen

b. Rasio Tulangan

Penggunaan tulangan dan rasio tulangan pada sistem perencanaan beton bertulang menurut SNI 03-2847-2002 dibatasi pada dua keadaan, yaitu $\rho \leq \rho_{maks}$ dan $\rho \geq \rho_{min}$. Jika dihasilkan $\rho < \rho_{min}$ maka tebal pelat harus diperkecil dan jika $\rho > \rho_{maks}$ maka tebal pelat harus diperbesar.

(1) Rasio tulangan maksimum

Batasan maksimum tentang penggunaan rasio tulangan, yaitu ρ harus lebih kecil dari ρ_{maks} , dengan $\rho_{maks} = 0,75 \rho_b$. Maka persamaan yang digunakan yaitu :

$$\rho_{maks} = 0,75 \cdot \rho_b = \frac{382,5 \cdot \beta_1 \cdot f'_c}{(600 + f_y) \cdot f_y} \quad (2.133)$$

Keterangan :

ρ_b = rasio tulangan *balance*

f'_c = kuat tekan beton (MPa)

f_y = tegangan tarik baja tulangan pada saat leleh (MPa)

β_1 = faktor pembentuk tegangan beton tekan persegi ekivalen

(2) Rasio tulangan minimum

Batasan minimum dari penggunaan rasio tulangan yaitu ρ harus lebih besar dari ρ_{\min} dan nilai ρ_{\min} dipilih sesuai dengan nilai kuat tekan beton (f_c') dari kedua persamaan berikut :

$$\text{Jika, } f_c' \leq 31,36 \text{ MPa, maka : } \rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} \quad (2.134)$$

$$\text{Jika } f_c' > 31,36 \text{ MPa, maka : } \rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.135)$$

(3) Rasio tulangan

Rasio tulangan yang terjadi dapat diperoleh melalui persamaan berikut :

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 m K}{f_y}} \right] \quad (2.136)$$

dengan,

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} \quad (2.137)$$

c. Luas Tulangan

Pelat dalam keadaan setimbang, maka gaya tekan beton akan sama dengan gaya tarik baja tulangan. Sehingga luas tulangan (A_s) dapat diperoleh melalui persamaan :

$$A_s = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b}{f_y} \quad (2.138)$$

Dengan,

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 K}{0,85 f_c}} \right) \cdot d \quad (2.139)$$

Keterangan :

A_s = luas tulangan longitudinal (m^2)

f_c' = kuat tekan beton (MPa)

a = tinggi blok tegangan tekan beton persegi ekuivalen (mm)

K = faktor momen pikul, dengan Persamaan 2.122.

b = bentang pelat (mm) = 1000 mm

d = tinggi efektif penampang pelat, dengan Persamaan 2.123.

Agar tulangan yang digunakan tidak terlalu sedikit, diberikan syarat mengenai luas tulangan minimum, yaitu dengan menggunakan Persamaan 2.116 atau Persamaan 2.117. Sedangkan untuk luas tulangan bagi, dapat digunakan batas minimal luas tulangan diantara Persamaan 2.118 sampai Persamaan 2.122. Untuk memperoleh luas tulangan bagi pada pelat dapat digunakan persamaan berikut :

$$A_{s,b} = 20\% A_s \quad (2.140)$$

Keterangan :

$A_{s,b}$ = luas tulangan bagi (mm^2)

A_s = luas tulangan utama (mm^2)

- d. Jarak tulangan utama ataupun tulangan bagi diambil lebih kecil dari jarak tulangan maksimal yang dapat diperoleh melalui Persamaan 2.113 untuk jarak tulangan pada tulangan utama dan Persamaan 2.115 untuk jarak tulangan pada tulangan bagi.

2.2.17. Kontrol Defleksi

Komponen struktur beton bertulang yang mengalami lentur harus direncanakan agar mempunyai kekakuan yang cukup untuk membatasi lendutan/deformasi/defleksi apapun yang dapat memperlemah kekuatan ataupun mengurangi kemampuan layan struktur pada beban kerja.

Bila lendutan harus dihitung, maka lendutan yang terjadi seketika sesudah bekerjanya beban harus dihitung dengan metode atau formula standar untuk lendutan elastis, dengan memperhitungkan pengaruh retak dan tulangan terhadap kekakuan komponen struktur. Lendutan yang dihitung atau yang terjadi pada beton tidak boleh melebihi nilai yang telah ditetapkan pada Tabel 2.26.

Defleksi horizontal izin merepresentasikan batas atas dari kinerja dinding yang baik. Data monitoring setelah selesainya konstruksi menunjukkan bahwa pergerakan terus bertambah, kadang-kadang sampai 6 bulan setelah selesainya

konstruksi. Deformasi setelah masa konstruksi konstruksi dapat bertambah hingga 15% dari nilai defleksi segera setelah selesainya konstruksi.

Tabel 2.27. Lendutan Izin Maksimum

Jenis komponen struktur	Lendutan yang diperhitungkan	Batas lendutan
Atap datar yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\ell^a}{180}$
Lantai yang tidak menahan atau tidak disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Lendutan seketika akibat beban hidup (L)	$\frac{\ell}{360}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin akan rusak oleh lendutan yang besar	Bagian dari lendutan total yang terjadi setelah pemasangan komponen nonstruktural (jumlah dari lendutan jangka panjang, akibat semua beban tetap yang bekerja, dan lendutan seketika, akibat penambahan beban hidup) ^c	$\frac{\ell^b}{480}$
Konstruksi atap atau lantai yang menahan atau disatukan dengan komponen nonstruktural yang mungkin tidak akan rusak oleh lendutan yang besar.		$\frac{\ell^d}{240}$

^a Batasan ini tidak dimaksudkan untuk mencegah kemungkinan penggenangan air. Kemungkinan penggenangan air harus diperiksa dengan melakukan perhitungan lendutan, termasuk lendutan tambahan akibat adanya penggenangan air tersebut, dan mempertimbangkan pengaruh jangka panjang dari beban yang selalu bekerja, lawan lendut, toleransi konstruksi dan keandalan sistem drainase.

^b Batas lendutan boleh dilampaui bila langkah pencegahan kerusakan terhadap komponen yang ditumpu atau yang disatukan telah dilakukan.

^c Lendutan jangka panjang harus dihitung berdasarkan ketentuan 11.5(2(5)) atau 11.5(4(2)), tetapi boleh dikurangi dengan nilai lendutan yang terjadi sebelum penambahan komponen non-struktural. Besarnya nilai lendutan ini harus ditentukan berdasarkan data teknis yang dapat diterima berkenaan dengan karakteristik hubungan waktu dan lendutan dari komponen struktur yang serupa dengan komponen struktur yang ditinjau.

^d Tetapi tidak boleh lebih besar dari toleransi yang disediakan untuk komponen non-struktur. Batasan ini boleh dilampaui bila ada lawan lendut yang disediakan sedemikian hingga lendutan total dikurangi lawan lendut tidak melebihi batas lendutan yang ada.

(Sumber : Pasal 11.5, SNI 03-2847-2002)