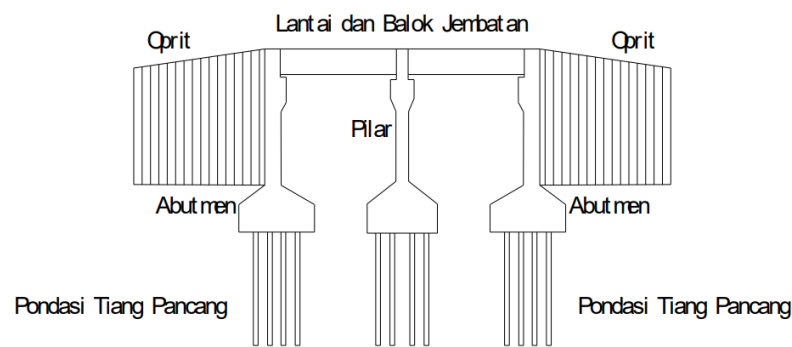


2 LANDASAN TEORI

2.1 Jembatan

Jembatan merupakan struktur bangunan yang menghubungkan jalan yang terpisah oleh sungai, lembah, rel kereta api dan rintangan lainnya. Jembatan terdiri dari struktur atas dan struktur bawah, pada Gambar 2.1 merupakan ilustrasi dari bagian-bagian struktur jembatan.



Gambar 2.1 Bagian-Bagian Jembatan

2.1.1 Struktur Bawah Jembatan

Struktur bawah jembatan merupakan bangunan bawah yang berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur atas atau dari perletakan jembatan pada tanah. Terdapat beberapa macam struktur bawah jembatan diantaranya dari yang paling bawah yaitu fondasi, abutment, Dinding Penahan Tanah (DPT), dan oprit jembatan.

2.1.1.1 Fondasi

Fondasi terdiri dari dua jenis yaitu fondasi dalam dan fondasi dangkal. Pemilihan jenis fondasi disesuaikan dengan kondisi tanah dasar dan peruntukan jembatan. Fondasi merupakan bangunan yang kontak langsung dengan tanah, menopang beban dari struktur atas jembatan dan disalurkan pada tanah.

2.1.1.2 Abutment

Abutment jembatan merupakan struktur penyambung anantara jalan dengan jembatan dan sebagai penyangga struktur atas jembatan. Pada umumnya abutment

ada disetiap tepi jembatan, dan berfungsi sebagai struktur yang menyalurkan beban dari struktur atas ke fondasi jembatan. Selain meyalurkan beban dari struktur atas abutment juga menahan tekanan atas dari timbunan di belakang abutment (timbunan oprit).

2.1.1.3 Timbunan Oprit

Pada umumnya bangunan oprit dapat didefinisikan sebagai jalan pendekat, yakni segmen yang menghubungkan antara konstruksi perkerasan jalan raya dengan kepala jembatan. Oprit merupakan konstruksi timbunan tanah yang dipadatkan sehingga terhindar dari penurunan dan kelongsoran. Timbunan oprit terletak persis dibelakang abutment jembatan.

Kondisi tanah dasar dari timbunan oprit juga perlu diperhatikan, apabila perencanaan timbunan oprit terdapat pada tanah dengan kondisi kurang baik maka perlu dilakukan perkuatan seperti dengan dinding penahan tanah, turap, bronjong, dan lain-lain. Pada prinsipnya timbunan oprit dibuat dengan memperhatikan stabilitas timbunan dan terhindar dari kelongsoran. Timbunan oprit dibuat stabil dengan menahan beban-beban di atasnya seperti beban lalu lintas maupun beban gempa.

Timbunan oprit harus dibuat dengan memenuhi beberapa standar ketentuan untuk oprit jembatan sesuai dengan SE Bina Marga No. 15/SE/Db/2021 dikarenakan tingginya resiko permasalahan ambles ataupun kelongsoran. Ketentuan kenyamanan dari oprit jembatan adalah sebagai berikut.

1. Geometri Jalan dan Oprit Jembatan

Standar kemiringan longitudinal maksimum dari timbunan oprit jembatan yaitu sebesar 5% untuk jalan utama dan 7% untuk jalan lokal. Radius tikungan minimum perlu disesuaikan dengan kecepatan rencana dan jenis kendaraan yang melintas. Transisi antara oprit dan jembatan perlu dirancang sehalus mungkin sehingga hampir tidak ada perbedaan elevasi jembatan dengan jalan.

2. Drainase

Pada sistem drainase oprit jembatan mesti dirancang sehingga efektif dalam mencegah genangan air. Kemiringan melintang minimal sehingga air dapat mengalir pada jalan di oprit jembatan minimal sebesar 2%.

3. Perlengkapan Jalan

Perlengkapan jalan yang diperlukan pada sekitar oprit jembatan yaitu berupa marka jalan dan rambu yang mesti dipasang dengan jelas sesuai dengan standar dan perlu dipasang penerangan jalan.

4. Keamanan

Terdapat beberapa komponen keamanan yang diperlukan pada bagian oprit jembatan diantaranya adalah pembatas jalan dan trotoar. Pengaman jalan seperti guardrail atau pagar pengaman harus dipasang dilokasi yang diperlukan.

2.1.1.4 Dinding Penahan Tanah (DPT)

Dinding penahan tanah merupakan konstruksi yang dibangun untuk menahan tanah pada timbunan atau kelerengan sehingga meminimalisasi potensi kelongsoran. Dilihat dari fungsinya dinding penahan tanah akan menahan gaya-gaya dari timbunan yang ada dibelakangnya.

1. Gaya lateral, merupakan gaya yang berupa tekanan tanah, tekanan air, dan lain-lain.
2. Gaya Vertikal, dapat berupa berat tanah, berat air, berat sendiri bangunan, dan beban lalu lintas.

Pada prinsipnya konstruksi dinding penahan tanah ditinjau dari stabilitas konstruksi dan kekuatan konstruksinya. Pada segi stabilitas dinding penahan tanah harus aman terhadap bahaya geser, aman terhadap guling, dan aman terhadap penurunan.

2.1.2 Struktur Atas Jembatan

Struktur atas jembatan merupakan struktur jembatan yang berfungsi memindahkan beban pada pelat lantai jembatan pada perletakan arah horizontal. Terdapat beberapa jenis tipe dari struktur atas jembatan disesuaikan dengan panjang bentang jembatan dan kondisi eksisting jembatan. Terdapat beberapa

bagian dari struktur atas jembatan diantaranya lantai kendaraan, gelagar, rangka jembatan, *cable*, struktur pendukung, dan perletakan jembatan.

2.2 Pembebanan

2.2.1 Beban Lalu Lintas dan Perkerasan Jalan

Beban lalu lintas yang bekerja dapat dikategorikan menjadi beban statis yang merupakan beban yang bekerja secara terus menerus pada struktur tersebut. Beban lalu lintas yang dimaksudkan yaitu terdiri dari beban lalu lintas yang disesuaikan dengan kelas jalan sesuai dengan (SNI 8460 : 2017, 2017) pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Beban Lalu Lintas untuk Analisis Stabilitas dan Beban di Luar Jalan

No	Kelas Jalan	Beban Lalu Lintas (kPa)	Beban di Luar Jalan (kPa)
1	I	15	10
2	II	12	10
3	III	12	10

Selain beban lalu lintas, beban perkerasan jalan dianalisis dengan mengalikan tebal rencana perkerasan dengan berat jenis perkerasan yaitu agregat, ACWC, dan ACBC. Berat jenis perkerasan jalan diambil dari referensi Jaringan Dokumentasi dan Informasi Hukum Kementerian PUPR pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Berat Isi Perkerasan Jalan

No	Nama Bahan	Berat Isi (kN/m ³)
1	ACBC	23
2	ACWC	22.7
3	Agregat Kelas A	17.4
4	Agregat Kelas B	17.6

2.2.2 Beban Gempa

Salah satu faktor yang mempengaruhi kelongsoran lereng yaitu aktivitas seismik. Beban dinamik berupa gempa dapat mempengaruhi kestabilan lereng. Beban dinamik merupakan beban yang bekerja secara tiba-tiba pada struktur.

Umumnya beban dinamik bersifat (*unsteady-state*) serta memiliki karakteristik besaran dan arah yang dapat berubah secara cepat.

Beban gempa dapat menyebabkan berubahnya tekanan air pori dan tegangan efektif pada massa tanah serta timbulnya retakan vertikal sehingga mereduksi kuat geser tanah. Terdapat dua metode dalam analisis gempa yaitu metode pseudostatik dan dinamik. Pada analisis *limit equilibrium* aplikasi beban gempa yang diterapkan adalah dengan metode pseudostatik. Pada analisis pseudostatik beban gempa direpresentasikan menjadi gaya statis yang disamakan dengan berat massa tanah dikalikan dengan koefisien gempa (Shobari *et al.*, 2019).

Analisis dengan metode pseudostatik dilakukan dengan pertimbangan aspek getaran (gempa). Analisis faktor keamanan terhadap gempa dilakukan dengan memasukan nilai koefisien seismik horizontal pada program metode analitik. Koefisien gempa horizontal (K_h) dapat diperoleh dengan persamaan (2.1).

$$K_h = \text{PGA} \quad (2.1)$$

Nilai K_h tersebut merupakan koefisien seismik pada batuan dasar dengan nilai koefisien seismik horizontal (K_h) sama dengan nilai PGA (*Peak Ground Acceleration*) yang diperoleh dari analisis klasifikasi kelas situs profil tanah pada lapisan 30 m paling atas (SNI 1726-2019, 2019). Klasifikasi tanah berdasarkan kelas situsnya dapat dikategorikan dengan merujuk pada Tabel 2.3.

Tabel 2.3 Klasifikasi Kelas Situs

No	Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
1	SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
2	SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
3	SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
4	SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
5	SE (tanah lunak)	<175	<15	< 50
Atau setiap profil tanah yang mengandung				

No	Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
		lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa 		
6	SF (tanah khusus yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik - situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih karakteristik berikut: <ul style="list-style-type: none"> - 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 sangat 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		

Analisis nilai PGA (*Peak Ground Acceleration*) dapat dilakukan pada laman lini Binamarga dengan memasukan koefisien kelas situs yang telah dianalisis sesuai koordinat lokasi penelitian yang terletak secara geografis pada $7^{\circ}43'27,81''$ S, $108^{\circ}29'34,46''$. Lintang -7.7242696, Bujur 108.4897613,17.

Jenis infrastruktur yang dianalisis merupakan timbunan dan dinding penahan jembatan. Berdasarkan (SNI 8460 : 2017, 2017) yang dapat dilihat pada Tabel 2.4 umur rencana dari dinding penahan yaitu 75 tahun, dengan probabilitas terlampaui 7%, dan periode ulang 1000 tahun. Timbunan tersendiri memiliki umur rencana 50 tahun, probabilitas terlampaui 10%, dan periode ulang 500 tahun.

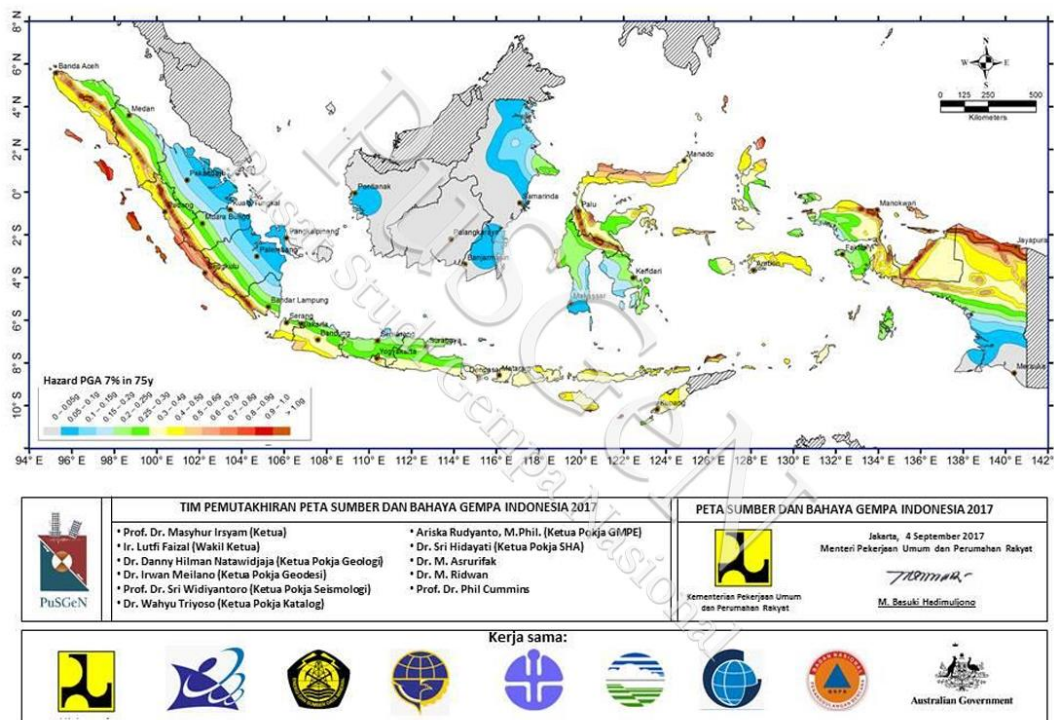
Tabel 2.4 Kriteria Faktor Keamanan Perancangan Gempa Berdasarkan Peruntukannya

No	Peruntukan	Umur Rencana (Tahun)	Probabilitas Terlampaui (%)	Periode Ulang (Tahun)	Faktor Keamanan
1	Gedung dan Non gedung	50	2	2500	
2	Jembatan	75	7	1000	
3	Dinding penahan abutment jembatan	75	7	1000	<p>FK>1,5 (terhadap geser saat mengalami beban statik)</p> <p>FK>2 (terhadap guling saat mengalami beban statik)</p> <p>FK>1,1 (terhadap beban pseudostatik)</p>
4	Timbunan oprit				FK>1,1
5	Bendungan	100 100	1 50	10000, <i>Safety evaluation earthquake 145 Operating Basis Earthquake</i>	<ul style="list-style-type: none"> • Tidak terjadi aliran air tidak terkendali • Deformasi tidak melebihi 0,5 dari tinggi jagaan • Deformasi pada filter

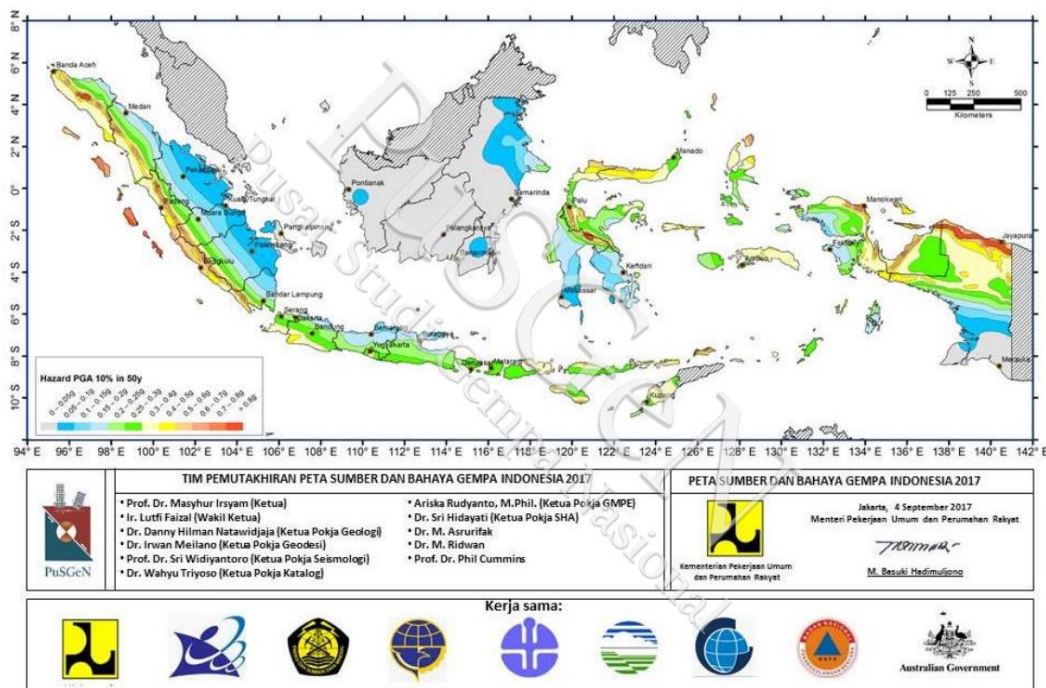
No	Peruntukan	Umur Rencana (Tahun)	Probabilitas Terlampaui (%)	Periode Ulang (Tahun)	Faktor Keamanan
					tidak boleh melebihi 0,5 tebal filter <ul style="list-style-type: none"> • <i>Spillway</i> tetap berfungsi setelah terjadi gempa rencana Kerusakan minor setelah terjadi gempa rencana.
6	Bangunan pelengkap	50	2	2500	
7	Terowongan	100	10	1000	

Pada grafik respon spektra yang berdasarkan klasifikasi situs dan lokasi geografis pada laman lini binamarga diperoleh nilai PGA, percepatan batuan dasar dengan periode 0,2 detik (S_s) dan percepatan pada periode 1 detik (S_1). Selain pada laman binamarga nilai PGA dapat dilihat pada Gambar 2.2 yang diambil dari (Pustlitbang PUPR, 2017).

Peta gempa disesuaikan dengan probabilitas terlampaui dan umur rencana bangunan sesuai peruntukan bangunan. Pada peta gempa disesuaikan warna rentang PGA dengan lokasi penelitian dan dapat diketahui nilai rentang PGA pada lokasi tersebut.



Gambar 2.2 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (SB) untuk Probabilitas Terlampaui 7% dalam 75 Tahun



Gambar 2.3 Peta Percepatan Puncak di Batuan Dasar (SB) untuk Probabilitas Terlampaui 10% dalam 50 Tahun

Beban gempa pada permukaan dapat dianalisis kembali dengan menggunakan nilai PGA yang telah diketahui dan nilai faktor amplifikasi. Nilai faktor amplifikasi diketahui dari SNI 8460: 2017 pada Tabel 2.5.

Tabel 2.5 Faktor Amplifikasi

Kelas Situs	PGA ≤ 0.1 S_s ≤ 0.25	PGA = 0.2 S_s = 0.5	PGA = 0.3 S_s = 0.75	PGA = 0.4 S_s = 1.0	PGA ≥ 0.5 S_s ≥ 1.25
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Berdasarkan Tabel 2.5 untuk nilai PGA antara dapat dilakukan interpolasi linear untuk mendapatkan nilai amplifikasi. Nilai koefisien horizontal percepatan gempa di permukaan dapat dianalisis dengan persamaan (2.2) (Sari, Gusnadi and Sarifah, 2024).

$$K_h = 0.5 \times \text{PGA} \times f_{\text{PGA}} \quad (2.2)$$

Keterangan:

PGA : Percepatan di batuan dasar (g)

fPGA : Faktor amplifikasi

2.3 Tanah

Tanah secara sudut pandang ilmu teknik merupakan material dari butiran mineral-mineral yang tidak terikat secara kimia (tersementasi) satu sama lain dari bahan organik yang telah melapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan zat cair dan gas yang mengisi ruang kosong diantara partikel-partikel padat tersebut.

Secara umum, tanah terbentuk dari hasil pelapukan batuan. Sifat tanah ditentukan oleh mineral dan batuan yang menyusun partikel-partikel tanah. Tanah diklasifikasikan menjadi tanah pasir, lanau, lempung, kerikil, disesuaikan dengan ukuran partikel tanah. (Das and Sobhan, 2018).

Tanah dapat diklasifikasikan menjadi tanah kohesif dan nonkohesif. Tanah kohesif atau tanah berbutir halus merupakan tanah yang memiliki daya lekat satu sama lain seperti tanah lempung. Tanah nonkohesif merupakan tanah yang tidak atau memiliki sedikit sekali lekatan satu sama lain contohnya seperti tanah pasir.

Pada kasus analisis timbunan ataupun analisis lereng diperlukan parameter tanah yang dapat menjadi gambaran terkait kondisi tanah eksisting. Parameter tanah dapat diperoleh dari hasil pengujian di lapangan, seperti *Standard Penetration Test* (SPT), *Cone Penetration Test* (CPT), dan pengujian laboratorium. Proses pengambilan data tanah untuk uji laboratorium banyak memiliki keterbatasan. Oleh karena itu, data yang tidak diperoleh dari hasil uji laboratorium dicari dengan analisis nilai korelasi.

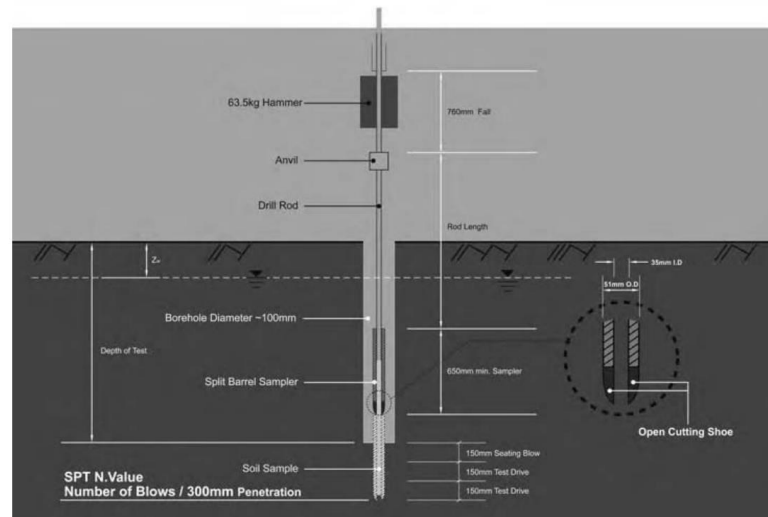
2.3.1 Penyelidikan Tanah

1. Uji Lapangan (*In situ*)

Terdapat beberapa jenis metode yang digunakan pada uji lapangan. Metode uji lapangan didasarkan pada kecocokan dengan jenis tanah di lokasi konstruksi. Diperlukan identifikasi terlebih dahulu terkait uji lapangan apa yang dapat sesuai dengan lokasi konstruksi sebelum uji lapangan dilakukan.

a. *Standard Penetration Test* (SPT)

SPT merupakan pengujian yang dilakukan pada saat pengeboran di lapangan untuk mengukur perkiraan ketahanan tanah terhadap penetrasi di berbagai kedalaman di bawah permukaan tanah (Ameratunga, Sivakugan and Das, 2016). Hasil dari tes SPT diantaranya mengumpulkan *disturbed soil sample* pada berbagai kedalaman. Konsep dari pengujian SPT disajikan pada Gambar 2.4.

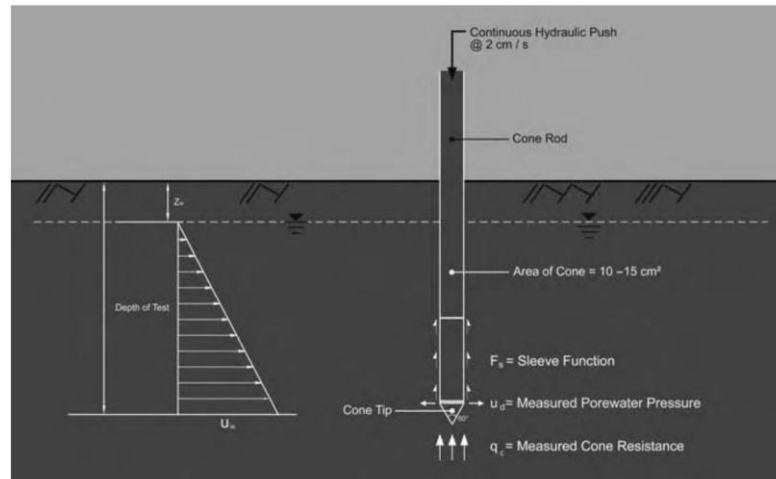


Gambar 2.4 *Standard Penetration Test*

Pada dasarnya tes SPT mengacu pada ASTM D-1586 (2014). Uji SPT dapat dilakukan ketika lubang bor diperluas hingga kedalaman yang telah ditentukan dan alat bor dapat dilepas. Sampler yang terhubung ke batang bor diturunkan dan didorong ke dasar tanah oleh pukulan palu ke bagian atas batang bor. Nomor pukulan setiap tiga interval 152.4 mm pada penetrasi *spoon* dicatat. Jumlah pukulan yang diperlukan untuk dua interval terakhir ditambahkan untuk menghasilkan nilai standard penetrasi (N). Nilai N dapat digunakan sebagai nilai acuan korelasi dengan konsistensi tanah.

b. *Cone Penetrometer Test (CPT)*

CPT merupakan salah satu investigasi tanah yang digunakan untuk mengkarakterisasi jenis tanah seperti tanah liat maupun pasir. Tes ini merupakan tes yang paling sering dilakukan di daerah dengan tanah lunak dan kompresibel. Konsep dari pekerjaan pengujian CPT diperlihatkan pada Gambar 2.5.



Gambar 2.5 *Cone Penetration Test*

Penyelidikan tanah ini sering disebut juga uji sondir. Terdapat beberapa variasi uji CPT yang biasa dilakukan diantaranya uji sondir Listrik dan mekanis. Uji CPT memiliki Tingkat produksi yang tinggi (100 m/hari tergantung jumlah, jenis tanah, jarak antar pengujia, aksesibilitas, dan lainnya) dibandingkan dengan uji profil tanah lain (Look, 2007).

Uji ini dilakukan dengan penetrasi ujung sondir atau konus kedalam tanah sehingga dapat dilakukan bacaan tegangan tanah dan diketahui daya lekatnya. Sifat tanah berdasarkan daya lekatnya yaitu.

- Tanah kohesif, yaitu tanah yang memiliki daya lekat yang tinggi antara butirannya, contohnya adalah seperti tanah lempung.
- Tanah tidak kohesif, merupakan tanah yang tidak memiliki atau sedikit sekali daya lekat antara butirannya, contohnya adalah seperti tanah pasir.
- Tanah Organik, merupakan tanah yang dipengaruhi oleh material organik seperti sisa hewani maupun tumbuhan.

Uji CPT merupakan tes yang banyak dihubungkan untuk mendapatkan parameter geoteknik. Parameter yang akan diperoleh diantaranya adalah.

- Klasifikasi tanah
- Korelasi untuk tanah *cohesionless* (kepadatan relatif, sudut gesek, modulus, modulus geser regangan kecil)

- Korelasi untuk tanah kohesif (*undrained shear strength*, sensitifitas tanah, *over consolidation ratio* (OCR), modulus dan kompresibilitas, modulus geser regangan kecil, sudut gesek)
- Korelasi dengan berat isi
- Korelasi dengan ketahanan fondasi
- Korelasi dengan uji SPT
- Korelasi dengan permeabilitas

c. *California Bearing Ratio* (CBR)

Uji CBR merupakan metode pengujian dalam mengevaluasi daya dukung material dasar (*subgrade*), lapisan dasar (*base course*), dan lapisan fondasi (*subbase course*) pada perkerasan jalan. Pada awalnya uji CBR dikembangkan oleh *California Division of Highways* pada tahun 1930-an.

Uji CBR dilakukan dengan tujuan menilai kekuatan relatif material tanah ataupun agregat lapis perkerasan jalan, dengan diketahuinya kekuatan material lapis perkerasan jalan maka dapat direncanakan ketebalan lapis perkerasan. Uji CBR juga dapat mengevaluasi material alternatif atau material yang diperoleh dari lokasi yang berbeda untuk memastikan kualitasnya.

Hasil interpretasi dari uji CBR adalah berupa persentase perbandingan antara beban yang diukur dengan beban standar untuk tanah yang sangat baik. Berdasarkan SNI-1744-2012 beban standar pada penetrasi 2.54 mm dan 5.08 mm secara berurutan adalah sebesar 13 kN dan 20 kN.

Hasil nilai CBR yang direkomendasikan untuk perkerasan jalan adalah minimum 5% untuk jalan dengan lalu lintas rendah, minimum 6% untuk lalu lintas sedang, dan minimum 7% untuk lalu lintas tinggi.

2. Uji Laboratorium Tanah

Uji laboratorium dapat dilakukan hanya apabila diperoleh *sample* dari lokasi konstruksi baik itu dari pengeboran ataupun uji *in situ* lain. Hal ini tergantung pada uji laboratorium yang akan dilakukan, tergantung yang dibutuhkan apakah sampel yang terganggu atau sampel tidak terganggu.

Pada umumnya penyelidikan tanah dilakukan dengan kombinasi, yaitu pengujian *in situ* dan pengujian laboratorium untuk mengetahui sifat-sifat tanah.

Uji laboratorium dilakukan untuk mendapatkan parameter geoteknik (parameter fisik dan mekanika tanah) yang diperlukan untuk perencanaan bangunan yang baik. Uji laboratorium akan memberikan dasar untuk mengidentifikasi karakteristik kekuatan dan kompresibilitas lapisan tanah. AASHTO 1988 menyusun tahap uji laboratorium yang dapat dilakukan.

- a. Pemeriksaan visual
- b. Kadar air
- c. Batas plastis dan cair
- d. Analisis *grand size*
- e. Uji tekan bebas
- f. Pemadatan atau kepadatan relative
- g. *California Bearing Ratio* (CBR)
- h. Permeabilitas
- i. Uji geser langsung
- j. Uji triaxial
- k. Uji konsolidasi

2.3.2 Klasifikasi Tanah

Tanah pada umumnya dapat diklasifikasikan berdasarkan ukuran partikel dan berdasarkan sifatnya. Tujuan dari sistem klasifikasi tanah adalah untuk mengelompokkan tanah berdasarkan *properties* yang serupa. *Properties* yang dimaksud merupakan sifat geoteknik seperti permeabilitas, kekuatan geser dan kemampuan tekan yang penting.

Berdasarkan ukuran partikelnya tanah dapat diklasifikasikan menjadi empat yaitu kerikil (*gravel*), pasir (*sand*), lanau (*silt*), dan lempung (*clay*). Terdapat ukuran butiran dan tipe tanah berdasarkan dari berbagai sumber, klasifikasi tanah berdasarkan ukuran butir dapat dilihat pada Tabel 2.6.

Tabel 2.6 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Ukuran Butir

No	Name of Organization	Grain Size (mm)			
		Gravel	Sand	Silt	Clay
1	Massachusetts Institute of Technology (MIT)	>2	2 - 0.06	0.06 - 0.002	<0.002
2	U.S. Department of Agriculture (USDA)	>2	2 - 0.05	0.05 - 0.002	<0.002
3	American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76.2 - 2	2 - 0.075	0.075 - 0.002	<0.002
4	Unified Soil Classification System (USCS)	76.2 - 4.75	4.75 - 0.075	<0.075	<0.075
















Pada umumnya pengklasifikasian tanah dapat dilakukan dengan dua cara yaitu *Unified Soil Classification System (USCS)* dan *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*. Pengklasifikasian tanah dilakukan dengan menggunakan indeks tanah seperti ukuran butiran, batas cair, dan indeks plastisitas.

2.3.2.1 Klasifikasi Tanah Menurut USCS

Klasifikasi tanah berdasarkan USCS merupakan salah satu klasifikasi tanah yang dikembangkan dari Casagrande 1984. Tanah berbutir kasar (*sand* dan *gravel*) diklasifikasikan berdasarkan tingkatannya, tanah berbutir halus (*silt* dan *clay*), dan tanah organik diklasifikasikan berdasarkan plastisitasnya, berdasarkan USCS terdapat dua klasifikasi tanah.

1. Tanah berbutir kasar (*coarse-grained soil*), terdiri dari *gravel* dan *sand* yang < 50% tanah yang lolos dari saringan No. 200. Simbol kelompok ini adalah G untuk *gravel* dan S untuk *Sand*.
2. Tanah berbutir halus (*fine-grained soil*), terdiri dari > 50% tanah lolos dari saringan No. 200. Simbol kelompok ini C untuk *clay*, O untuk lanau organic, dan Pt untuk *peat* (gambut), dengan tanah kandungan organik tinggi.

Klasifikasi tanah berdasarkan USCS secara lebih rinci dapat dilakukan dengan melihat pada Gambar 2.6.

UNIFIED SOIL CLASSIFICATION AND SYMBOL CHART		
COARSE-GRAINED SOILS (more than 50% of material is larger than No. 200 sieve size.)		
GRAVELS More than 50% of coarse fraction larger than No. 4 sieve size	Clean Gravels (Less than 5% fines)	
	 GW	Well-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines
	 GP	Poorly-graded gravels, gravel-sand mixtures, little or no fines
	Gravels with fines (More than 12% fines)	
	 GM	Silty gravels, gravel-sand-silt mixtures
	 GC	Clayey gravels, gravel-sand-clay mixtures
SANDS 50% or more of coarse fraction smaller than No. 4 sieve size	Clean Sands (Less than 5% fines)	
	 SW	Well-graded sands, gravelly sands, little or no fines
	 SP	Poorly graded sands, gravelly sands, little or no fines
	Sands with fines (More than 12% fines)	
	 SM	Silty sands, sand-silt mixtures
	 SC	Clayey sands, sand-clay mixtures
FINE-GRAINED SOILS (50% or more of material is smaller than No. 200 sieve size.)		
SILTS AND CLAYS Liquid limit less than 50%	 ML	Inorganic silts and very fine sands, rock flour, silty of clayey fine sands or clayey silts with slight plasticity
	 CL	Inorganic clays of low to medium plasticity, gravelly clays, sandy clays, silty clays, lean clays
	 OL	Organic silts and organic silty clays of low plasticity
SILTS AND CLAYS Liquid limit 50% or greater	 MH	Inorganic silts, micaceous or diatomaceous fine sandy or silty soils, elastic silts
	 CH	Inorganic clays of high plasticity, fat clays
	 OH	Organic clays of medium to high plasticity, organic silts
HIGHLY ORGANIC SOILS	 PT	Peat and other highly organic soils

Gambar 2.6 Klasifikasi Tanah Berdasarkan USCS

Pada Gambar 2.6 di atas terdapat beberapa simbol huruf berdasarkan pengklasifikasian tanah. Simbol huruf yang digunakan dapat didefinisikan sebagai berikut.

G = *Gravel*

S = *Sand*

C = *Clay*

M	= <i>Silt</i>
O	= <i>Organic silt</i> atau <i>clay</i>
Pt	= tanah gambut dan tanah organik
W	= Tanah dengan gradasi baik
P	= Tanah dengan gradasi buruk
H	= Tanah dengan plastisitas tinggi
L	= Tanah dengan plastistas rendah

Pada permasalahan geoteknik penting untuk mengetahui pengaruh kadar air pada sifat mekanis tanah. Terdapat batas cair dan batas plastis tanah yang diperoleh saat tanah dicampurkan air dan mencapai keadaan cair dan keadaan plastis saat tanah dikeringkan. Nilai batas cair dan batas plastis diperoleh dari hasil percobaan *Atterberg limit* yang menggambarkan secara garis besar dari sifat-sifat tanah.

1. Batas Cair (LL)

Tanah dengan batas cair tinggi biasanya mempunyai sifat teknis buruk dengan kekuatan yang rendah, kompresibilitas tinggi, dan sulit untuk dipadatkan. Batas cair (*Liquid Limit*) tanah yaitu kondisi kadar air tanah pada batas keadaan cair dan keadaan plastis (batas atas daerah plastis). Cara menentukan batas cair yaitu dengan melakukan uji Cassagrande.

2. Batas Plastis

Batas plastis (*Plastic Limit*) tanah yaitu kondisi kadar air tanah pada daerah plastis hingga semi padat. Dapat difenisikan keadaan tanah dengan kadar air minimum, dimana tanah dapat digulung-gulung hingga diameter 3.2 mm.

3. Batas Susut

Batas susut (*Shrinkage limit*), kondisi ini menunjukkan keadaan kadar air pada batas tanah dalam keadaan jenuh dan tidak menyusut

kembali. Kadar air pada kondisi ini yaitu pada kondisi semi padat hingga padat.

4. Indeks Plastisitas

Indeks plastisitas atau *plasticity index* merupakan selisih dari batas cair dan batas plastis seperti pada persamaan (2.3).

$$PI = LL - PL \quad (2.3)$$

Keterangan:

PI = Indeks plastisitas

LL= Batas cair

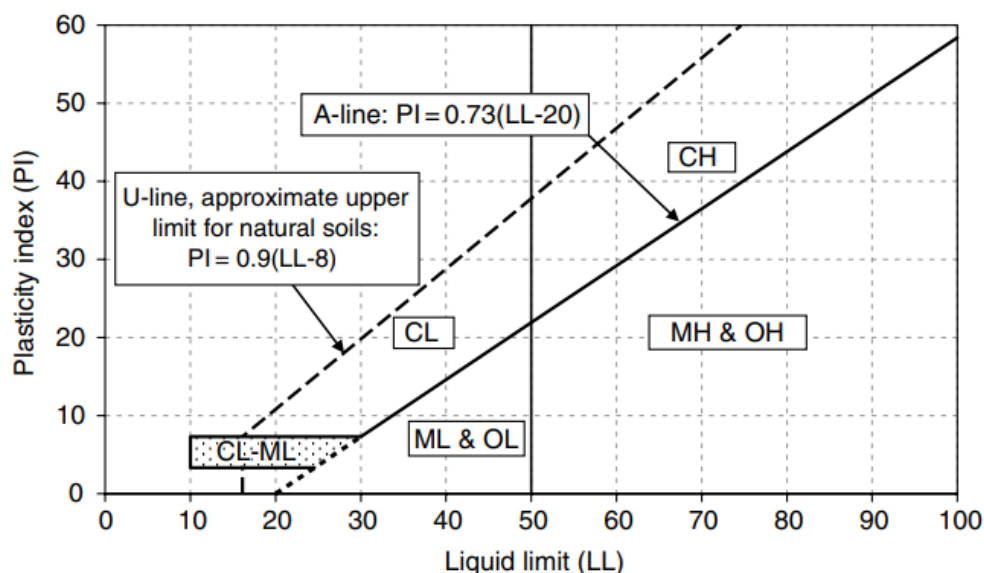
PL= Batas plastis

Hubungan mengenai batasan indeks plastisitas, tingkat plastisitas, jenis tanah, dan tingkat kohesivitas menurut Atterberg didefinisikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Batasan *Plasticity Index*

No	PI	Tingkat Plastisitas	Jenis Tanah	Kohesifitas
1	0	Tidak Plastis	Pasir	Tidak Kohesif
2	$0 < PI < 7$	Plastisitas Rendah	Lanau	Kohesif Sebagian
3	7-17	Plastisitas Sedang	Lempung Berlanau	Kohesif
4	> 17	Plastisitas Tinggi	Lempung	Kohesif

Dalam pengklasifikasian jenis tanah berdasarkan diferensiasinya dapat dilihat pada grafik plastisitas di Gambar 2.7. Posisi garis A telah ditetapkan oleh Casagrande berdasarkan data empiris.



Gambar 2.7 Grafik Plastisitas Sistem Klasifikasi Unified

2.3.2.2 Klasifikasi Tanah Menurut AASHTO

Sistem klasifikasi USCS mengklasifikasikan tanah berdasarkan jenisnya, tidak berdasarkan kesesuaian teknik untuk penggunaan tertentu. Sebaliknya sistem klasifikasi berdasarkan *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) tidak mengklasifikasikan tanah berdasarkan jenisnya (misalnya *sand*, *clay*) tetapi membaginya menjadi tujuh kelompok (Carter and Bentley, 2016).

Tujuh bagian tanah pada sistem klasifikasi AASHTO yaitu kelompok A-1 hingga A-7. Klasifikasi tanah A-1, A-2, dan A-3 merupakan tanah berbutir bersifat kepasiran tetapi masih mengandung lanau dan lempung, dengan kurang dari 35% butirannya lolos saringan nomor 200. Tanah berbutir halus dengan lebih dari 35% butirannya lolos saringan nomor 200 diklasifikasikan pada kelompok A-5, A-6, dan A-7 yaitu tanah lempung dan lanau. Klasifikasi ini didasarkan pada ukuran butir tanah dan batas plastisitasnya (Das, 1995). Secara rinci pengklasifikasian tanah berdasarkan AASHTO dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2.8 Sistem Klasifikasi Tanah Berdasarkan AASHTO

<i>General Classification</i>	<i>Granular Materials (35% or less passing 0.075 mm sieve)</i>	<i>Silt-Clay Materials (>35% passing 0.075 sieve)</i>

Group classification ion	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7
	A-1- a	A-1- b		A-2- 4	A-2- 5	A-2- 6	A-2- 7				A-7- 5
											A-7- 6
<i>Sieve analysis, % passing:</i>											
2mm	50max	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
0.0425mm	30max	50max	51max	-	-	-	-	-	-	-	-
0.075mm	10max	25max	10max	35max	35max	35max	35max	36min	36min	36min	36min
<i>Fraction passing 0.425mm:</i>											
<i>Liquid Limit</i>	-		<i>No Plastic</i>	40max	41min	40max	41min	40max	41min	40max	41min
<i>Plasticity index</i>	6max			10max	10max	11min	11min	10max	10max	11min	11min*
<i>Usual types of significant constituents</i>	<i>Stone fragments, gravel, sand</i>		<i>Fine Sand</i>	<i>Silty or clayey gravel and sand</i>				<i>Silty Soil</i>		<i>Clayey Soil</i>	
<i>General rating as a subgrade</i>	<i>Excellent to good</i>							<i>Fair to poor</i>			

*Plasticity index of A-7-5 subgroup is equal to or less than liquid limit – 30.

*Plasticity index of A-7-6 subgroup is greater than liquid limit – 30.

2.3.3 Parameter Tanah

Parameter tanah dianalisis untuk mendapatkan informasi mengenai sifat dan karakteristik tanah. Setelah dilakukan analisis stratifikasi tanah dan diketahui jenis-jenis lapisan tanah pada daerah kajian selanjutnya dilakukan analisis untuk memperoleh *properties* dari setiap lapisan tanah. *Soil properties* yang dianalisis pada umumnya adalah nilai kohesi (c), sudut geser (ϕ), berat isi (γ), *water content* (w), angka pori (e), dan lain-lain.

Khusus pada permasalahan stabilitas tanah parameter yang akan diperlukan yaitu nilai kohesi dan sudut geser tanah. Kohesi adalah gaya tarik menarik antar partikel tanah. Kohesi dan sudut geser tanah merupakan nilai yang menentukan ketahanan tanah pada deformasi akibat tegangan yang bekerja atau gerakan lateral tanah. Deformasi yang terjadi berupa keadaan kritis tegangan normal dan tegangan geser yang kurang dari faktor aman timbunan. Sudut geser tanah terdapat pada tanah tidak kohesif, sedangkan pada tanah kohesif nilai sudut gesernya adalah nol.

Nilai kohesi dan sudut geser pada dasarnya dapat diperoleh dari hasil pengujian *triaxial test* dan *direct shear test* pada uji laboratorium. Apabila tidak terdapat pengujian laboratorium yang dimaksud maka penentuan nilai parameter tersebut adalah dengan melakukan interpolasi dari nilai tipikal kohesi dan sudut geser pada sumber penelitian sebelumnya. Rumus interpolasi nilai parameter tanah dengan nilai N-SPT dapat dianalisis dengan persamaan (2.4).

$$\frac{N - N_b}{N_a - N_b} \times (R_a - R_b) + R_b \quad (2.4)$$

Keterangan:

N = Nilai N-SPT

N_b = Rentang minimum nilai N berdasarkan konsistensinya

N_a = Rentang maksimum nilai N berdasarkan konsistensinya

R_a = Rentang maksimum nilai korelasi

R_b = Rentang minimum nilai korelasi

Pendekatan atau korelasi nilai N-SPT untuk mendapatkan nilai parameter membutuhkan rentang nilai korelasi parameter sesuai dengan kondisi konsistensi dan jenis lapisan tanah. Rentang korelasi parameter tanah dapat dilihat pada Tabel 2.9 sampai Tabel 2.16.

1. Angka Pori (e) dan *Dry Unit Weight* (γ_d)

Nilai korelasi parameter angka pori dan *dry unit weight* dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.9 (Das, 1993) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.9 Angka Pori, Kadar Air, dan Berat Isi kering

No	Type of Soil	Void Ratio, e	Natural Moisture Content in a Saturated State (%)	Dry Unit Weight, γ_d	
				lb/ft ³	kN/m ³
1	<i>Loose uniform sand</i>	0.8	30	92	14.5
2	<i>Dense uniform sand</i>	0.45	16	115	18
3	<i>Loose angular-grained silty sand</i>	0.65	25	102	16
4	<i>Dense angular-grained silty sand</i>	0.4	15	121	19
5	<i>Stiff clay</i>	0.6	21	108	17
6	<i>Soft clay</i>	0.9-1.4	30-50	73-93	11.5-14.5
7	<i>Loess</i>	0.9	25	86	13.5
8	<i>Soft organic clay</i>	2.5-3.2	90-120	38-51	6 - 8
9	<i>Glacial till</i>	0.3	10	134	21

2. *Poisson's Ratio* (μ)

Nilai korelasi parameter *poisson's ratio* dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.10 (Ameratunga, Sivakugan and Das, 2016) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.10 Rasio Poisson

No	Material	<i>Poisson's Ratio</i>
1	<i>Saturated clays (undrained)</i>	0.5

No	Material	Poisson's Ratio
2	<i>Saturated clays(draind)</i>	0.2 - 0.4
3	<i>Dense sand</i>	0.3 - 0.4
4	<i>Loose sand</i>	0.1 - 0.3
5	<i>Loess</i>	0.1 - 0.3
6	<i>Ice</i>	0.36
7	<i>Alumunium</i>	0.35
8	<i>Steel</i>	0.29
9	<i>Concrete</i>	0.15

3. Berat Isi Tersaturasi (γ_{sat}) dan Berat Isi Normal (γ_n)

Nilai korelasi parameter γ_{sat} dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.11 (Ameratunga, Sivakugan and Das, 2016) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.11 Berat Isi Tanah (kN/m^3)

No	Type of Soils		Bulk Unit Weight (kN/m^3)		Saturated Unit Weight (kN/m^3)	
			Loose	Dense	Loose	Dense
1	<i>Granular soils</i>	<i>Gravel</i>	16	18	20	21
		<i>Well graded sand and gravel</i>	19	21	21.5	23
		<i>Coarse or medium sand</i>	16.5	18.5	20	21.5
		<i>Well graded sand and gravel</i>	18	21	20.5	22.5
		<i>Fine or silty sand</i>	17	19	20	21.5
		<i>Rock fill</i>	15	17.5	19.5	21
		<i>Brick Hardcore</i>	13	17.5	16.5	19
		<i>Slag Fill</i>	12	15	18	10
		<i>Ash Fill</i>	6.5	10	13	15
2	<i>Cohesive soils</i>	<i>Peat (high variability)</i>	12		12	
		<i>Organic clay</i>	15		15	

No	Type of Soils	Bulk Unit Weight (kN/m^3)		Saturated Unit Weight (kN/m^3)	
		Loose	Dense	Loose	Dense
	Soft clay		17		17
	Firm clay		18		18
	Stiff clay		19		19
	Hard clay		20		20
	Stiff or hard glacial clay		21		21

4. Modulus Elastisitas (E)

Nilai korelasi parameter modulus elastisitas dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.12 (Look, 2007) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.12 Modulus Elastisitas Tanah

No	Type	Strength of Soil	Elastic Modulus, E (Mpa)	
			Short Term	Long Term
1	Gravel	Loose	25-50	
		Medium	50-100	
		Dense	100-200	
2	Medium to coarse sand	Very Loose	<5	
		Loose	3 - 10	
		Medium dense	8 - 30	
		Dense	25 - 50	
		Very dense	40 - 100	
3	Fine sand	Loose	5 - 10	
		Medium	10 - 25	
		Dense	25 - 50	
4	Silt	Soft	<10	<8
		Stiff	10 - 20	8 - 15

No	Type	Strength of Soil	Elastic Modulus, E (Mpa)	
			Short Term	Long Term
		Hard	>20	> 15
5	Clay	Very soft	< 3	<2
		Soft	2 - 7	1 - 5
		Firm	5 - 12	4 - 8
		Stiff	10 - 25	7 -20
		Very stiff	20 - 50	15 - 35
		Hard	40 - 80	30 -60

5. Kohesi (C , C') dan Sudut Geser (ϕ , ϕ')

Nilai korelasi parameter sudut geser, kohesi total dan efektif dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.13 dan Tabel 2.14 (Gusnadi, Handiman and Sarifah, 2023) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.13 Sudut Geser Efektif dan Kohesi Efektif

No	Soil Group	Typical Soils in Group	Soil Parameters	
			c' (kPa)	ϕ' (°)
1	Poor	Soft and firm clay of medium to high plasticity; silty clays; loose variable clayey fills; loose sandy silts	0 - 5	17 - 25
2	Average	Stiff sandy clays; gravelly clays; compact clayey sands and sandy silts; compacted clay fills	0 - 10	26 - 32
3	Good	Gravelly sands, compacted sands, controlled crushed sandstone and graveled fills, dense well graded sands	0 - 5	32 - 37
4	Very good	Weak weathered rock, controled fills of road based, gravel and recycled concrete	0 -25	36 - 43

Tabel 2.14 Parameter Sudut Geser dan Kohesi

No	Material	Description	DCP-n (Blows/100 mm)	Strength
1	Clays	V.Soft	0-1	C = 0-12 kPa
		Soft	1 - 2	C = 12-25 kPa
		Firm	2 - 3	C = 25-50 kPa
		Stiff	3 - 7	C = 50-100 kPa
		V.Stiff	7 - 12	C = 100-200 kPa
		Hard	> 12	C > 200 kPa
2	Sands	V. Loose	0 - 1	$\phi < 30^\circ$
		Loose	1 - 3	$\phi = 30-35^\circ$
		Med Dense	3 - 8	$\phi = 35-40^\circ$
		Dense	8 - 15	$\phi = 40-45^\circ$
		V. Dense	> 15	$\phi > 45^\circ$
3	Gravels, Cobbles, Boulders	> 10	$\phi = 35^\circ$	
		> 20	$\phi > 40^\circ$	
4	Rock	> 10	C' = 25 kPa, $\phi > 30^\circ$	
		> 20	C' > 50 kPa, $\phi > 30^\circ$	

6. Koefisien Konsolidasi Arah Vertikal (C_v)

Nilai korelasi parameter koefisien konsolidasi arah vertikal dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.15 (Ameratunga, Sivakugan and Das, 2016) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.15 Koefisien Konsolidasi Arah Vertikal

No	Soil Type (USCS)	C_v	
		cm^2/s	m^2/a
1	Low plasticity clays (CL)	0.001-0.006	3 - 19
2	Low plasticity glacial lake clays (CL)	0.0006-0.0009	2 - 3
3	Low plasticity mud (CL)	0.0002-0.0004	0.6 - 12

No	Soil Type (USCS)	Cv	
		cm ² /s	m ² /a
4	Medium plasticity clays (CL-CH)	<0.0001-0.0003	< 0.3 - 0.9
5	Volcano silt (MH)	0.0001-0.00015	0.3 - 0.5
6	Organic silt (OL)	0.0002-0.001	0.6 - 3.0

7. Indeks Kompresi (Cc)

Nilai korelasi parameter indeks kompresi dapat diinterpolasikan berdasarkan nilai korelasi pada Tabel 2.16 (Carter and Bentley, 2016) yang disesuaikan dengan nilai N SPT lapisan tanah yang ditinjau.

Tabel 2.16 Indeks Kompresi

No	Type of Clay	Descriptive Term ^a	Coefficient of volume compressibility, m_v (m ² /MN)	Compression index, C_c^b
1	Hard, heavily overconsolidated Glacial Till (Boulder Clay), stiff weathered rocks (e.g. completely weathered mudstone) and hard clays	Very low compressibility	<0.05	0.025
2	Stiff Glacial Till (Boulder Clay), marls, very stiff tropical residual clays	Low compressibility	0.05-0.1	0.025-0.05
3	Firm clays, glacial outwash clays, consolidated lake deposits, weathered marls, firm glacial till,	Medium compressibility	0.1-0.3	0.05-0.15

No	Type of Clay	Descriptive Term ^a	Coefficient of volume compressibility, m_v (m^2/MN)	Compression index, C_c^b
	<i>normally consolidated clays at depth, firm tropical residual clays</i>			
4	<i>Poorly consolidated alluvial clays such as estuarine deposits, and sensitive clays</i>	<i>High compressibility</i>	0.3-1.5	0.15-0.75
5	<i>Highly organic alluvial clays and peats</i>	<i>Very high compressibility</i>	>1.5	0.75-5+

^a Terkait dengan koefisien kompresibilitas volume M_v .

^b Berdasarkan rasio rongga awal sebesar 0,5 serta tekanan awal dan akhir masing-masing tekanan sebesar 100 kPa dan 200 kPa.

2.3.3.1 Konsep Kuat Geser Tanah

Berdasarkan kriteria keruntuhan Mohr Coulomb (1900), suatu material akan mengalami keruntuhan akibat kombinasi dari tegangan normal dan tegangan geser. Konsep dari kuat geser tanah digambarkan pada Gambar 2.8. Analisis tegangan geser pada bidang keruntuhan sebagai fungsi linear dapat dianalisis dengan persamaan (2.5).

$$\tau_f = c + \sigma \tan \phi \quad (2.5)$$

Dimana,

c = Kohesi

ϕ = Sudut gesek dalam

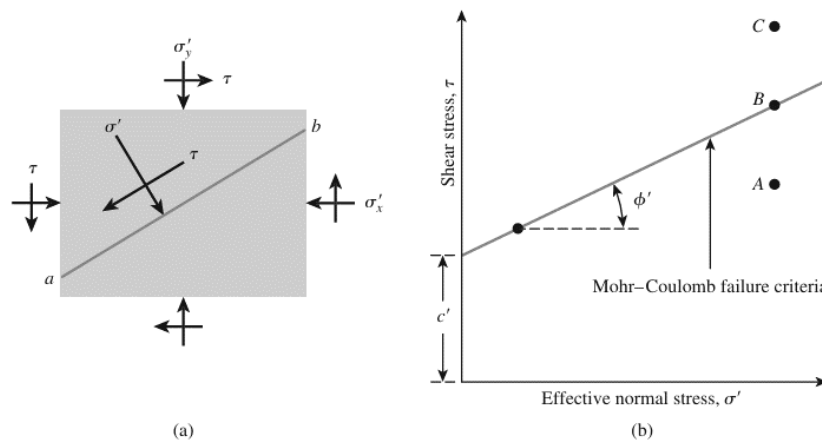
σ = Tegangan normal total

τ_f = Kuat geser tanah total

Pada tanah jenuh tegangan normal total adalah jumlah tegangan efektif (σ') dan tekanan air pori (u). Sehingga analisis tegangan efektif, kuat geser tanah dapat dihitung dengan persamaan (2.6).

$$\tau_f = c' + (\sigma - u) \tan \phi' \quad (2.6)$$

Dimana c' = kohesi tanah efektif, dan ϕ' = sudut geser tanah efektif. Konsep kuat geser tanah dapat dilihat pada Gambar 2.8.



Gambar 2.8 Konsep Kuat Geser Mohr Coulombs

Terdapat beberapa uji laboratorium untuk memperoleh parameter kuat geser (c , ϕ , c' , ϕ').

1. Direct Shear Test

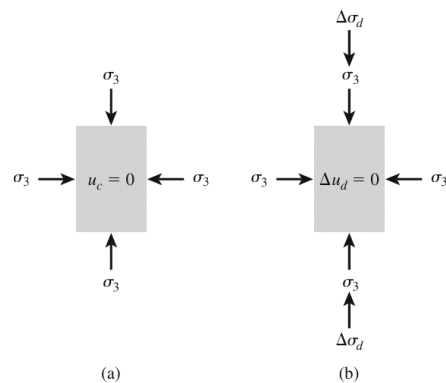
Uji geser langsung merupakan uji geser paling tua dan paling sederhana. Parameter kuat geser tanah dapat ditentukan dari hasil uji geser langsung. Pengujian geser dilakukan dengan memberikan berbagai macam tegangan normal. Hasil dari uji geser langsung yaitu diperolehnya nilai tegangan normal dan tegangan geser yang digambarkan dalam persamaan grafik linear. Dari persamaan tersebut dapat diperoleh nilai kohesi dan sudut geser dalam tanah.

2. Uji Triaksial

Uji geser triaksial merupakan salah satu metode paling reliabel dalam menentukan parameter kuat geser. Pada uji geser triaksial terdapat tiga jenis uji untuk memodelkan kondisi lapangan, yaitu.

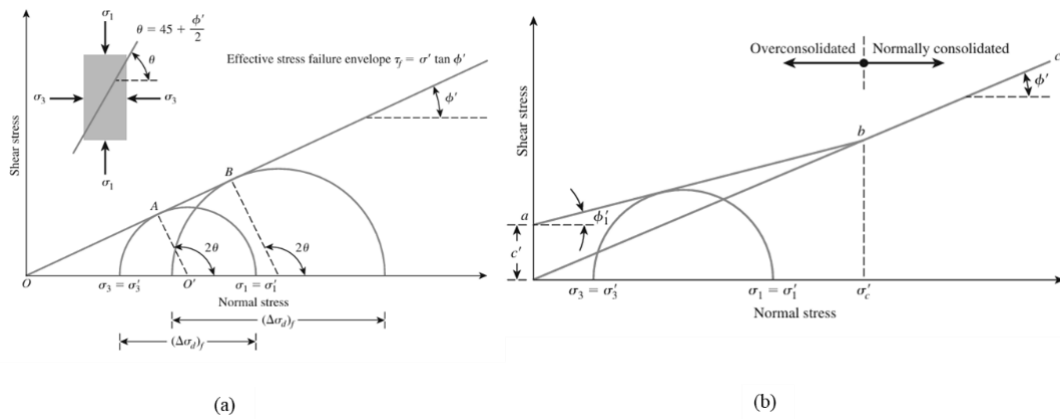
a) *Consolidated drained test* (CD)

Uji CD ini disebut juga *slow test* karena penambahan tegangan aksial diberikan secara lambat. Pertama *cell pressure* (σ_3) akan diberikan pada sampel dengan katup drainase terbuka sampai konsolidasi selesai. Tekanan aksial diberikan pada sampel tanah dengan perlahan-perlahan, secara garis besar uji *consolidated drained* dapat dilihat pada Gambar 2.9.



Gambar 2.9 Uji *Consolidated Drained*: (a) Sampel dalam *Chamber* dengan Diberi Tekanan; (b) Penerapan Tegangan Deviator

Kecepatan pembebanan yang diberikan rendah atau perlahan untuk menjaga tekanan air pori nol selama proses penggeseran. Seluruh tekanan deviator yang bekerja pada uji CD ditahan oleh gesekan antar butiran tanah. Grafik selubung keruntuhan pada tanah lempung ditunjukkan pada Gambar 2.10.

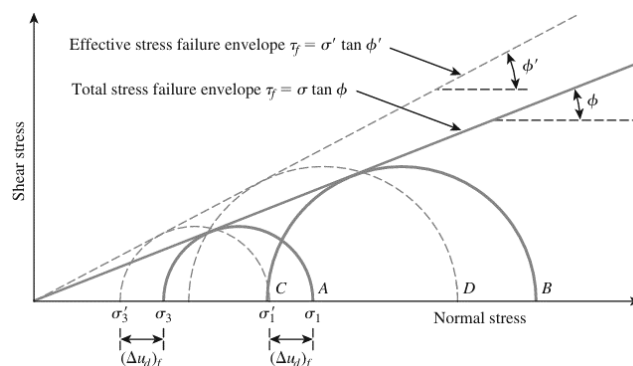


Gambar 2.10 Selubung Keruntuhan Tanah Lempung: (a) *Normally Consolidated*; (b) *Overconsolidated*

b) *Consolidated undrained test (CU)*

Spesimen tanah yang tersaturasi akan dikonsolidasikan oleh *cell pressure* (σ_3), dengan saluran drainase pada sampel akan tetap tertutup karena drainase tidak diperbolehkan. Sehingga pada pengujian triaksial CU akan terjadi kelebihan tekanan air pori pada sampel. Tekanan air pori akan diukur selama pengujian berlangsung.

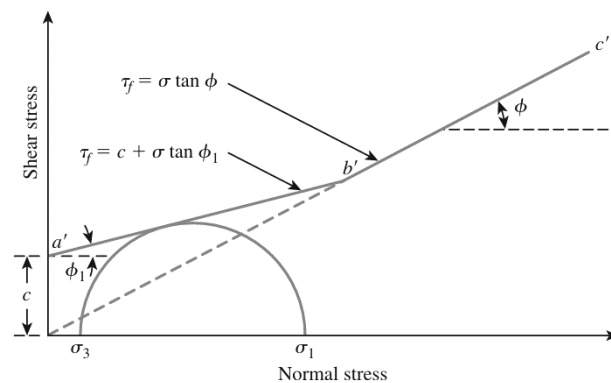
Kelebihan tekanan air pori bernilai positif terjadi pada saat *normally consolidated*, sedangkan kelebihan tekanan air pori bernilai negatif yaitu saat tanah *overconsolidated*.



Gambar 2.11 Selubung Kegagalan Tegangan Total dan Efektif Uji Triaksial CU

Mengacu pada gambar di atas, selubung keruntuhan yang bersinggungan dengan semua tegangan efektif lingkaran Mohr dapat direpresentasikan dengan persamaan $\tau_f = \sigma' \tan \phi$. Pada tanah *overconsolidated clay*, selubung

keruntuhan tegangan total diperoleh dari pengujian CU yang digambarkan pada Gambar 2.12.

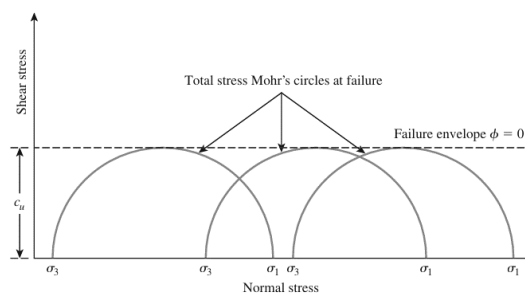


Gambar 2.12 Keruntuhan Tegangan Total *Overconsolidated Clay* pada Uji CU

c) *Unconsolidated undrained test (UU)*

Pada uji triaksial UU atau *quick test* (pengujian cepat), pada pengujian ini drainase dari sampel tidak diizinkan keluar selama menerapkan *cell pressure*. Karena drainase dicegah maka pengujian dapat dilakukan dengan singkat, dengan keadaan tak terdrainase akan mengakibatkan adanya kelebihan tekanan air pori. Peningkatan tekanan air pori akan terjadi karena penerapan tegangan deviator.

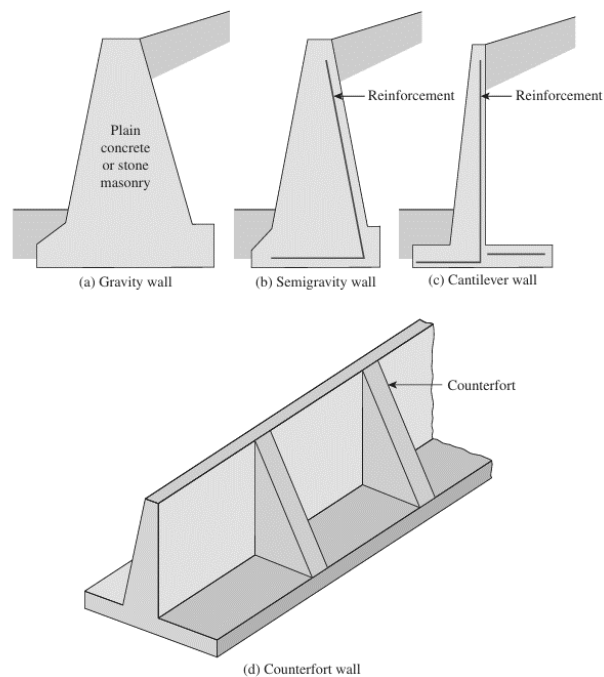
Drainase air pori pada tahap pemberian beban *confining* (beban deviator yaitu penambahan beban pada beban aksial) tidak diizinkan, sehingga tanah akan runtuh pada nilai deviator sama meski nilai *confining* awal (σ_3) yang berbeda-beda. Maka garis keruntuhan Mohr pada uji UU, $\phi = 0$ (konsep ini hanya dapat diaplikasikan pada tanah lempung tersaturasi dan silts) sehingga *undrained shear strength*, $\tau_f = c$ seperti dapat dilihat pada Gambar 2.13.



Gambar 2.13 Tegangan Total Lingkaran Mohr pada Uji UU Tanah Kohesif Sangat Jenuh

2.4 Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah merupakan struktur yang dimaksudkan untuk menahan timbunan atau kelongsoran tanah timbunan dengan stabilitas yang rendah. Dinding penahan tanah dapat menahan tekanan tanah lateral pada tanah tanah yang labil. Dinding penahan tanah terdapat beberapa tipe diantaranya tipe kantilever, dinding gravitasi, krib, *counterfort*, dan lainnya seperti dapat dilihat pada Gambar 2.14.



Gambar 2.14 Tipe-Tipe Dinding Penahan Tanah

Analisis kestabilan dinding penahan tanah dilakukan dengan terlebih dahulu menganalisis beban sendiri segmen dinding penahan tanah dan segmen tanah di atas struktur dinding penahan tanah beserta dengan beban kendaraan yang bekerja di atas struktur (Jeshika D. Mandiangan, Roski R. I. Legrans, 2023).

$$W = A \times \gamma \quad (2.7)$$

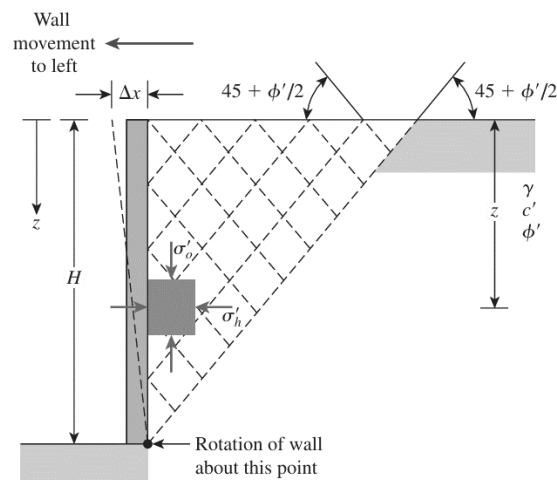
Perhitungan momen yang terjadi akibat berat segmen dapat dianalisis dengan persamaan (2.8):

$$M = W \times X \quad (2.8)$$

Salah satu gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah yaitu gaya lateral. Tekanan lateral dapat menjadi faktor kunci dalam perencanaan dinding penahan tanah. Tekanan tanah lateral dapat menyebabkan geser dan guling, sehingga dinding penahan tanah perlu mempertimbangkan risiko dari geser dan guling (Nur, 2018).

Analisis tekanan tanah lateral yang bekerja yaitu dengan menghitung tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Terdapat beberapa metode yang tersedia yaitu Rankine dan Coulomb. Analisis pertama yang dilakukan menghitung koefisien tekanan tanah aktif dengan metode yang digunakan Coulomb (Das, Braja M; Sivagukan, 2019).

1. Teori Rankine



Gambar 2.15 Rankine Active Pressure

Perhitungan tekanan tanah lateral dengan menggunakan teori rankine mengasumsikan tidak adanya gesekan antara dinding penahan tanah dengan tanah dibelakangnya. Pada perhitungan tekanan tanah lateral aktif dengan metode rankine diperlukan beberapa parameter seperti koefisien tekanan tanah aktif dan tegangan tanah efektif. Gaya dan tegangan yang bekerja menurut teori rankine digambarkan pada Gambar 2.15.

Nilai parameter pada analisis tegangan tanah aktif dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.9).

$$K_a = \cos \alpha \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (2.9)$$

$$\sigma'_a = \gamma H K_a - 2c' \sqrt{K_a} \quad (2.10)$$

Tekanan tanah lateral aktif dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.11).

$$P_a = P_{a1} + P_{a2} = (\sigma'_{a1} \times H) + (\sigma'_{a2} \times H) \quad (2.11)$$

Keterangan:

P_1, P_2 = Luas area segitiga atau persegi dari diagram tekanan lateral aktif.

Pada perhitungan tekanan tanah lateral pasif dengan teori rankine dapat dianalisis dengan persamaan (2.12) dan persamaan (2.13).

$$K_p = \cos \alpha \frac{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}}{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \phi'}} \quad (2.12)$$

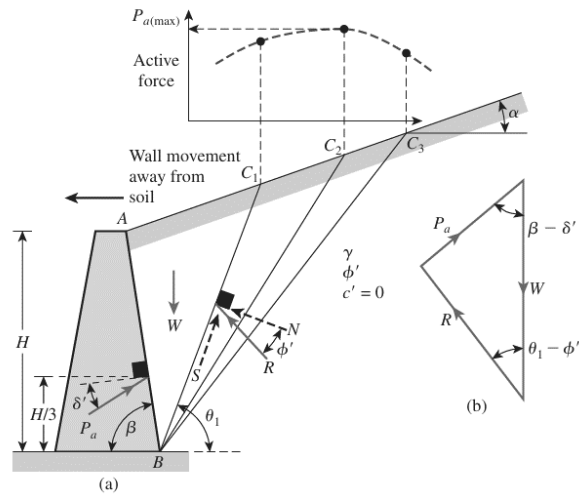
$$P_p = (\sigma'_p \times H) \quad (2.13)$$

Keterangan:

P_1, P_2 = Luas area segitiga atau persegi dari diagram tekanan lateral pasif.

2. Teori Coulomb

Pada perhitungan tanah lateral dengan teori coulomb berbeda dengan teori rankine. Pada perhitungan teori coulomb gesekan antara tanah dibelakang dinding penahan tanah dengan dinding penahan tanah ikut diperhitungkan. Gambar 2.16 menunjukkan gaya dan tekanan tanah yang bekerja menurut teori coulomb.



Gambar 2.16 Tekanan Tanah Aktif Metode Coulomb

Koefisien tekanan tanah aktif dengan metode Coulomb dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.14).

$$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta - \delta') \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (2.14)$$

Nilai koefisien tekanan tanah aktif menjadi salah satu parameter perhitungan tekanan tanah aktif dengan persamaan (2.15), dengan H adalah tinggi dinding penahan.

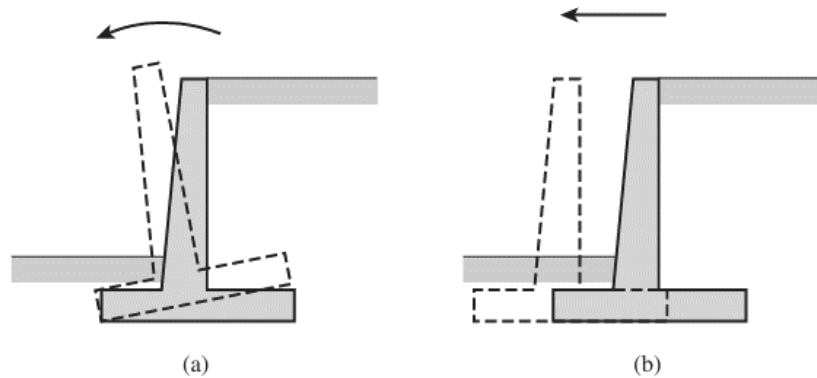
$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad (2.15)$$

Secara matematis tekanan tanah pasif dapat diselesaikan dengan menghitung terlebih dahulu koefisien tekanan tanah pasif sebagai parameter perhitungan tekanan tanah pasif.

$$K_p = \frac{\sin^2(\beta - \phi')}{\sin^2 \beta \sin(\beta + \delta') \left(1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (2.16)$$

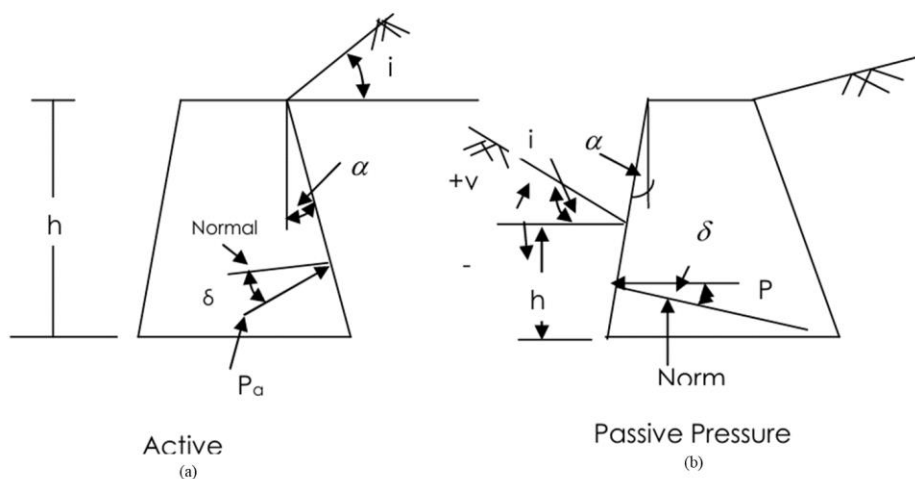
$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.17)$$

Dinding penahan tanah dapat mengalami keruntuhan dengan beberapa kriteria yaitu diantaranya terhadap guling (*overturning*) dan geser (*sliding*) seperti digambarkan pada Gambar 2.17.



Gambar 2.17 Keruntuhan pada Dinding Penahan: (a) *Overturning*; (b) *sliding*

Analisis stabilitas dinding penahan tanah dianalisis dalam kondisi statik dan dalam kondisi gempa. Pada kondisi gempa digunakan nilai koefisien tanah aktif dan pasif dalam kondisi gempa dengan memperhatikan koefisien gempa pada lokasi yang ditinjau (Power, Sadigh and Egan, 1986).



Gambar 2.18 Tekanan Tanah Akibat Gempa pada Dinding Penahan: (a) Kondisi Aktif; (b) Kondisi Pasif

Nilai koefisien tanah aktif dan pasif pada kondisi gempa dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.18) dan (2.19).

$$K_{ae} = \frac{(1 - \alpha_v) \cos^2(\phi - \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \times \left[\frac{1}{1 + \left\{ \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \lambda)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \right\}^{\frac{1}{2}}} \right]^2 \quad (2.18)$$

$$K_{pe} = \frac{(1 - \alpha_v) \cos^2(\phi + \lambda - \alpha)}{\cos \lambda \cos^2 \alpha \cos(\delta - \alpha + \lambda)} \times \left[\frac{1}{1 - \left\{ \frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i - \lambda)}{\cos(\alpha - i) \cos(\delta + \alpha + \lambda)} \right\}^{\frac{1}{2}}} \right]^2 \quad (2.19)$$

Keterangan:

$$\lambda = \tan^{-1} \frac{\alpha_h}{1 - \alpha_v} \quad (2.20)$$

$$\alpha_v = \text{Koefisien seismik vertikal (secara konsisten diambil } \frac{2}{3} \alpha_h)$$

$$\alpha_h = \text{Koefisien seismik horizontal}$$

$$\alpha = \text{Sudut muka dinding penahan secara vertikal ditunjukkan pada Gambar 2.18}$$

$$i = \text{Kemiringan timbunan tanah seperti pada Gambar 2.18}$$

$$\phi = \text{Sudut geser tanah}$$

$$\delta = \text{Sudut geser antara dinding penahan dengan timbunan} = \frac{2}{3} \phi$$

2.4.1 Stabilitas DPT terhadap Bahaya Penggulingan (*Overturning*)

Pada dasarnya maksud dari aman terhadap bahaya guling yaitu ketika dinding penahan tanah mampu menahan momen guling. Diperoleh perbandingan antara momen penahan (ΣM_R) dan momen guling (ΣM_o) ≥ 1.5 untuk tanah dasar granuler dan ≥ 2.0 untuk tanah kohesif (Surendro, 2015). Dalam kondisi gempa faktor keamanan stabilitas guling berbeda dengan kondisi statik, yaitu FK guling

≥ 1.1 (Power, Sadigh and Egan, 1986). Persamaan dari stabilitas DPT terhadap guling dapat dianalisis dengan persamaan (2.21).

$$FK_{\text{guling}} = \frac{\sum MR}{\sum Mo} \geq 2 \quad (2.21)$$

$\sum M_R$ merupakan jumlah dari gaya penahan terhadap guling yang bekerja pada titik C yang dapat dilihat pada Gambar 2.19, dan $\sum M_o$ merupakan jumlah momen guling yang bekerja pada titik C. Momen guling dapat dianalisis dengan persamaan (2.22).

$$\sum Mo = P_h \left(\frac{H'}{3} \right) \quad (2.22)$$

Dimana,

$$P_h = P_a \cos \alpha \quad (2.23)$$

Berat tanah di atas *heel* dinding penahan dan berat beton merupakan gaya yang bekerja terhadap momen penahan. Perlu diperhatikan juga bahwa gaya P_v juga berkontribusi terhadap momen penahan. P_v merupakan komponen gaya vertikal yang mempengaruhi tekanan lateral aktif (P_a).

$$P_v = P_a \sin \alpha \quad (2.24)$$

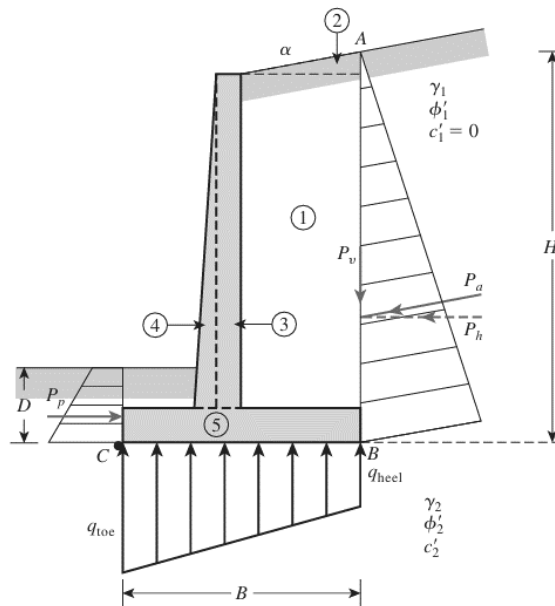
Momen gaya P_v terhadap titik C dapat didefinisikan dengan persamaan (2.25).

$$M_v = P_v \sin \alpha B \quad (2.25)$$

Dimana, B merupakan lebar dari pelat dasar.

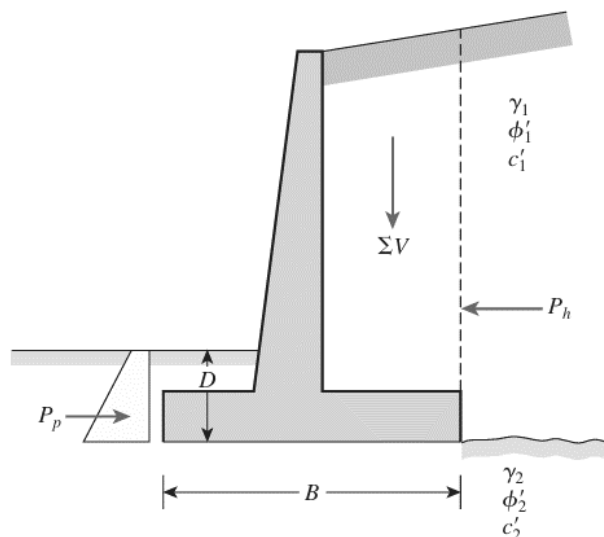
Setelah parameter perhitungan telah diketahui, faktor keamanan terhadap guling dapat dianalisis dengan persamaan (2.26). Analisis stabilitas terhadap guling dan gaya-gaya yang bekerja digambarkan pada Gambar 2.19.

$$FK_{\text{guling}} = \frac{M_1 + M_2 + M_3 + \dots + M_v}{P_a \cos \alpha \left(\frac{H'}{3} \right)} \quad (2.26)$$



Gambar 2.19 Analisis Stabilitas Terhadap Guling

2.4.2 Stabilitas DPT terhadap Bahaya Penggeseran (*Sliding*)



Gambar 2.20 Analisis Stabilitas Terhadap Geser

Dinding penahan tanah aman terhadap geser apabila mampu menahan gaya geser, sehingga perbandingan jumlah gaya penahan dengan jumlah gaya penggeser ≥ 1.5 (SNI 8460 : 2017, 2017). Pada kondisi gempa nilai batas faktor

keamanan berbeda dengan kondisi statik yaitu FK geser ≥ 1.2 (Power, Sadigh and Egan, 1986). Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah terhadap bahaya geser dapat dilihat pada Gambar 2.20, dan faktor keamanan DPT terhadap geser dapat dianalisis dengan persamaan (2.27).

$$FK_{\text{geser}} = \frac{\sum F_R'}{\sum F_d} \geq 1.5 \quad (2.27)$$

$$\sum F_R = (\sum V) \tan \delta' + Bc'_a + P_p \quad (2.28)$$

$$\sum F_d = P_a \cos \alpha \quad (2.29)$$

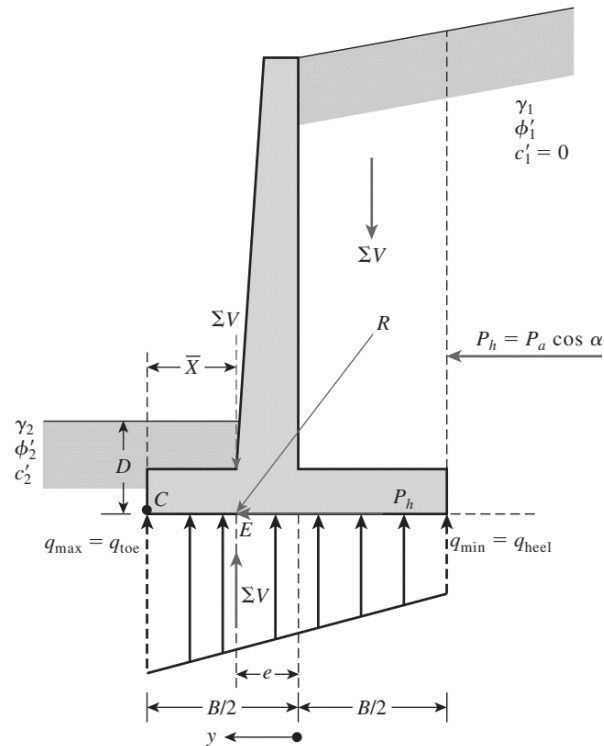
Secara umum, δ' dapat didefinisikan dengan $\delta' = k_1 \cdot \phi'_2$ dan $c'_a = k_2 \cdot c'_2$. Pada banyak kasus k_1 dan k_2 berada dalam kisaran $\frac{1}{2}$ hingga $\frac{2}{3}$. Sehingga,

$$FK_{\text{geser}} = \frac{\sum V \tan(K_1 \phi'_2) + BK_2 c'_2 + P_p}{P_a \cos \alpha} \quad (2.30)$$

2.4.3 Analisis Daya Dukung Dinding Penahan Tanah

Pada analisis daya dukung dinding penahan tanah, *foot* atau dasar dari DPT dapat dianalisis sebagai fondasi yang dikenai beban garis, yang dapat bekerja secara eksentris dengan kemiringan tertentu ke arah vertikal. Faktor keamanan dari daya dukung DPT dapat dianalisis dengan persamaan (2.31).

$$FK_{\text{bearing}} = \frac{q_u}{q_{\text{maks}}} \geq 3 \quad (2.31)$$



Gambar 2.21 Gaya dan Beban yang Bekerja Sebagai Parameter Analisis Daya Dukung

Parameter-parameter yang akan digunakan pada analisis daya dukung dinding penahan tanah dapat dilihat pada Gambar 2.21. Distribusi tekanan dari bawah tanah bervariasi yaitu q_{\min} di satu ujung dan q_{\max} di ujung lainnya. Resultan tekanan yang bekerja di dasar dinding penahan tanah bernilai ΣV yang bekerja ke titik E.

$$\bar{X} = \frac{\sum MR - \sum Mo}{\sum V} \quad (2.32)$$

Nilai ΣMR , ΣMo , dan ΣV telah dianalisis pada analisis stabilitas guling dinding penahan tanah. Nilai eksintrisitas atau resultan gaya dapat dianalisis dengan persamaan (2.33).

$$e = \frac{B}{2} - \bar{X} \quad (2.33)$$

Pada analisis nilai eksintrisitas dapat diketahui ketika nilai eksintrisitas melebihi hasil $B/6$, maka q akan bernilai negatif. Secara umum tanah memiliki *tensile strength* yang sangat kecil dan situasi tersebut tidak diinginkan. Maka, apabila nilai $e > B/6$ dinding penahan tanah harus diproposionalkan dimensinya dan dianalisis kembali untuk mereduksi nilai eksintrisitas.

Secara prinsip mekanika bahan, distribusi tekanan yang bervariasi secara linear di dasar dinding penahan tanah dan dapat dinyatakan dengan persamaan (2.34).

$$q = \frac{\sum V}{B} + \frac{(\sum V)}{I} y \quad (2.34)$$

Keterangan:

y = Jarak titik pusat beban yang dianalisis

B = Panjang alas fondasi

I = Momen inersia

Nilai beban maksimum dan minimum terjadi pada $y = B/2$ dan $-B/2$, sehingga nilai q minimum dan maksimum dapat didefinisikan secara sederhana pada persamaan (2.35) dan persamaan (2.36).

$$q_{\text{maks}} = q_{\text{toe}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad (2.35)$$

$$q_{\text{min}} = q_{\text{heel}} = \frac{\sum V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \quad (2.36)$$

Kapasitas dukung ultimit (q_u) untuk dinding penahan tanah dapat dianalisis seperti fondasi menerus dengan faktor bentuk F_{cs} , F_{qs} , dan $F_{\gamma s}$ menjadi satu. Kapasitas dukung ultimit dapat didefinisikan pada persamaan (2.37).

$$q_u = c'_2 N_c F_{cd} F_{ci} + q N_c F_{cd} F_{qi} + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (2.37)$$

Keterangan:

$$q = \gamma_2 \times D \quad (2.38)$$

$$B' = B - 2e \quad (2.39)$$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi'_2 (1 - \sin \phi'_2)^2 \frac{D}{B'} \quad (2.40)$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \phi'_2} \quad (2.41)$$

$$F_{ci}, F_{qi} = \tan^{-1} \left(\frac{P_a \cos \alpha}{\sum V} \right) \quad (2.42)$$

$$\Psi^\circ = \left(1 - \frac{\Psi^\circ}{90^\circ} \right)^2 \quad (2.43)$$

$$F_{\gamma i} = \left(1 - \frac{\Psi^\circ}{\phi} \right)^2 \quad (2.44)$$

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

C'_2 = Nilai kohesi tanah di bawah fondasi

$N_c,$
= Faktor Daya Dukung

N_q, N_γ

γ = Berat Jenis Tanah

Nilai faktor daya dukung yang digunakan dapat disesuaikan dengan Tabel 2.17. Jika, nilai ϕ' pada tanah tidak memiliki nilai yang tepat seperti pada Tabel 2.17 maka dilakukan nilai interpolasi nilai sudut geser efektif dan nilai faktor daya dukung pada Tabel 2.17.

Tabel 2.17 Nilai Faktor Daya Dukung

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
0	5.7	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	3.61	17.81	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	37.16	19.98	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	40.41	22.46	19.13
5	7.34	1.64	0.14	31	44.04	25.28	22.65

ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a	ϕ'	N_c	N_q	N_γ^a
6	7.73	1.81	0.20	32	48.09	28.52	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	52.64	32.23	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	57.75	36.50	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	63.53	41.44	45.41
10	9.61	2.69	0.56	36	70.01	47.16	54.36
11	10.16	2.98	0.69	37	77.50	53.80	62.27
12	10.76	3.29	0.85	38	85.97	61.55	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	95.66	70.16	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	106.81	81.27	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	119.67	93.85	140.51
16	13.68	4.92	1.82	42	134.58	108.75	171.99
17	14.60	5.45	2.18	43	151.95	126.50	211.56
18	15.12	6.04	2.59	44	172.28	147.74	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	196.22	173.28	325.34
20	17.69	7.74	3.64	46	224.55	204.19	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	258.28	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				

2.5 Stabilitas Lereng

Lereng merupakan tanah dengan permukaan miring atau membentuk sudut tertentu dengan suatu permukaan horisontal. Lereng diklasifikasikan menjadi dua yaitu lereng yang terbentuk oleh proses alamiah (lereng alam) dan lereng dengan rekayasa manusia (lereng buatan) (Kementrian PUPR, 2021). Lereng alam merupakan lereng yang terbentuk karena peristiwa alam contohnya gerakan tektonik dan erosi, sedangkan lereng buatan merupakan lereng yang sengaja dibuat manusia akibat dilakukannya pemotongan tanah asli atau kegiatan penggalian.

Longsor pada lereng terjadi karena perpaduan dari aspek alami dan aspek pemicu. Aspek alami pemicu keruntuhan lereng adalah topografi atau kemiringan lereng dan kondisi hidrologi atau kondisi air eksisiting. Longsor dapat disebabkan oleh dua hal yang cukup beralasan. Pertama, peristiwa longsor dapat terjadi pada beragam permukaan tanah yang miring. Kedua, kekuatan geser tanah di dalam tanah dapat berubah setiap saat, diantaranya diakibatkan oleh air tanah atau faktor pengubah lainnya (Surendro, 2015).

Berdasarkan pembentukannya lereng diklasifikasikan menjadi dua, yaitu lereng alami dan lereng buatan.

1. Lereng alami terbentuk oleh fenomena alam atau proses geologi seperti erosi ataupun gerakan tektonik. Lereng memiliki kecenderungan dapat mengalami kelongsoran yang disebabkan oleh gaya luar ataupun beratnya sendiri dan ditahan oleh kuat geser dari material penahan timbunan itu sendiri. Lereng alam memiliki beberapa aspek penting dari stabilitasnya diantaranya adalah kondisi geologi setempat, kondisi topografi, kemiringan lereng, jenis lapisan tanah, kuat geser, gangguan lalu lintas, dan lain-lain. Terdapat juga faktor-faktor yang menjadi penyebab dari ketidak stabilan lereng alam.
 - a. Menurunnya kuat geser material timbunan akibat adanya faktor alam seperti pelapukan pada tanah atau batuan material timbunan.
 - b. Terjadinya penjumlahan pada tanah akibat hujan ataupun rembesan sehingga menyebabkan meningkatnya tekanan air tanah dan kuat geser tanah menurun.
 - c. Terjadinya penurunan pada kemiringan lereng akibat beban berlebih yang diterima.
2. Lereng buatan, terbentuk akibat adanya aktivitas manusia baik itu kegiatan galian atau timbunan. Sehingga lereng buatan dibedakan menjadi dua yaitu, lereng galian dan lereng timbunan.
 - a. Lereng Galian
Lereng galian merupakan lereng yang terbentuk akibat pemotongan pada tanah asli. Pemotongan atau penggalian tanah pada dasarnya juga dilakukan untuk kegiatan konstruksi. Stabilitas dari galian tergantung pada kondisi geologi, sifat teknis, dan tekanan air akibat rembesan. Tipe

keruntuhan yang biasanya terjadi pada lereng galian adalah keruntuhan permukaan, keruntuhan galian, dan keruntuhan melebar. Aspek yang perlu diperhatikan pada stabilitas galian yaitu, kuat geser galian, berat isi tanah, ketinggian lereng, kemiringan lereng, dan tekanan air pori.

b. Lereng Timbunan

Lereng timbunan (*embankment*) pada dasarnya dibuat untuk konstruksi badan jalan, rel kereta api, maupun konstruksi bedungan. Lereng timbunan dibuat dengan cara penimbunan tanah atau material dari tempat lain pada lokasi konstruksi. Hal ini biasanya dilakukan untuk menyamakan permukaan elevasi bangunan. Terdapat beberapa tipe keruntuhan yang biasanya terjadi pada lereng timbunan yaitu keruntuhan permukaan, keruntuhan timbunan, dan keruntuhan fondasi timbunan. Ketidakstabilan timbunan dapat disebabkan oleh beberapa faktor diantaranya.

- Terjadinya *overstressing* fondasi timbunan pada tanah kohesif setelah masa konstruksi. Pada lereng timbunan umumnya stabilitas jangka pendek di tanah kohesif lebih penting dibandingkan dengan stabilitas jangka panjang. Hal ini disebabkan oleh fondasi timbunan yang memperoleh kekuatan dari hasil disipasi air pori.
- Gaya dinamik seperti getaran akibat gempa bumi juga dapat menjadi salah satu faktor pemicu ketidakstabilan lereng.
- Penurunan muka air dan terjadinya erosi. Ketidakstabilan lereng juga dapat dipicu oleh erosi dibawah permukaan timbunan.

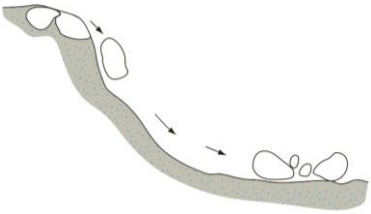
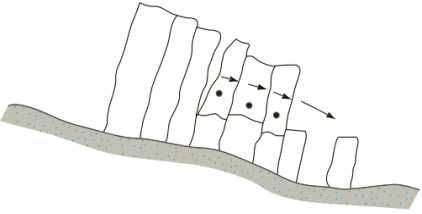
Meninjau dari kebutuhan keamanan bangunan infrastruktur sangatlah penting, maka penting untuk dilakukannya analisis stabilitas lereng dengan tujuan untuk mendapatkan lereng yang aman. Analisis stabilitas lereng bertujuan untuk mendapatkan nilai *Safety Factor (SF)* dari tanah baik pada kondisi eksisting ataupun pada kondisi setelah adanya perkuatan (Safrina, Sungkar and Munirwan, 2020).


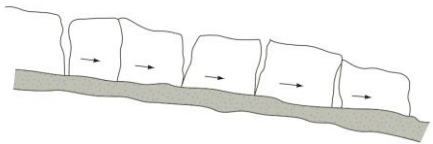
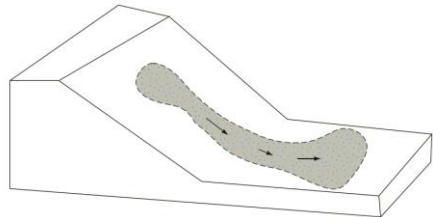
2.5.1 Keruntuhan Lereng

Kestabilan lereng dipengaruhi oleh beberapa aspek yaitu, kemiringan lereng, tinggi lereng gempa bumi, hilangnya kuat geser akibat pelapukan, rembesan air, pencairan, dan beban tambahan. Keruntuhan lereng disebabkan oleh Bergeraknya massa tanah di atas bidang perlemahan. Kemiringan dan panjang lereng menjadi faktor utama yang mempengaruhi lokasi bidang perlemahan. (Aisah and Gofar, 2022).

Keruntuhan lereng dapat disebabkan oleh berkurangnya kuat geser tanah dan bertambahnya tegangan geser tanah. Keruntuhan atau kelongsoran lereng dapat terjadi pada permukaan tanah yang miring atau tidak horisontal, serta komponen gravitasi lebih mengarah pada pergerakan tanah ke arah bawah. Apabila besar komponen gravitasi dapat lebih besar dan melewati kuat geser yang dikeluarkan oleh tanah pada bidang longsornya, maka kelongsoran lereng dapat terjadi (Hardiyatmo, 1992). Terdapat beberapa tipe dari kelongsoran atau keruntuhan lereng seperti dapat dilihat pada Tabel 2.18.

Tabel 2.18 Tipe Keruntuhan Lereng

No	Deskripsi	Keruntuhan
1	Jatuhan (<i>fall</i>), merupakan keruntuhan dengan lepasnya batuan dari atas lereng.	
2	Gulingan (<i>topple</i>), merupakan pergeseran tanah ke arah depan pada sumbu di bawahnya.	

No	Deskripsi	Keruntuhan
3	Geser (<i>slide</i>), adalah pergeseran massa tanah kearah bawah dan terjadi pada bidang longsor.	
4	Sebaran (<i>spread</i>), merupakan tipe kelongsoran pada tanah kepasiran atau kelanauan dan terjadi secara tiba-tiba.	
5	Aliran (<i>flow</i>), merupakan keruntuhan tanah dengan massa tanah seperti aliran viskositas dan tanah bergerak kearah bawah.	

2.5.2 Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng pada dasarnya merupakan perbandingan dari gaya geser yang terjadi pada tanah dengan gaya penahannya. Secara umum kestabilan lereng dipengaruhi oleh hubungan gaya pendorong dan gaya penahan pada suatu lereng. Perbandingan gaya-gaya tersebut dapat didefinisikan dengan nilai faktor keamanan.

Analisis stabilitas lereng dilakukan untuk memperkirakan kegagalan lereng yang melibatkan banyak parameter seperti kondisi topografi, geologi, dan kondisi tanah. Hasil akhir dari analisis stabilitas lereng adalah nilai faktor keamanan (Fitri and Wahyuni, 2022). Nilai faktor keamanan yang diperoleh akan digunakan sebagai acuan atau batasan pada saat memperhitungkan desain timbunan sehingga timbunan aman dari bahaya kelongsoran.

Safety factor didefinisikan sebagai perbandingan faktor penahan dan faktor guling dari timbunan. Terdapat angka *safety factor* sebagai syarat aman timbunan

terhadap kelongsoran. Pada saat SF bernilai 1, maka lereng tersebut berpotensi akan mengalami keruntuhan. Nilai kestabilan lereng (SF) dapat disimpulkan, $SF < 1.5$ merupakan timbunan dengan kondisi tidak stabil, $SF = 1.5$ merupakan timbunan diambang keruntuhan, dan $SF \geq 1.5$ merupakan timbunan dengan kondisi stabil. Secara umum faktor keamanan didefinisikan oleh persamaan (2.45).

$$F_s = \frac{T_f}{T_d} \quad (2.45)$$

Dimana,

F_s = Faktor Keamanan

T_f = Kuat geser rata-rata

T_d = Tegangan geser rata-rata pada permukaan potensial keruntuhan

Pada dasarnya timbunan dengan kondisi semakin jenuh maka akan memiliki nilai faktor keamanan yang semakin kecil, sehingga dapat disimpulkan kondisi timbunan tersebut tidak stabil. Menurut (Hardiyatmo, 1992) ada beberapa anggapan dalam analisis stabilitas lereng.

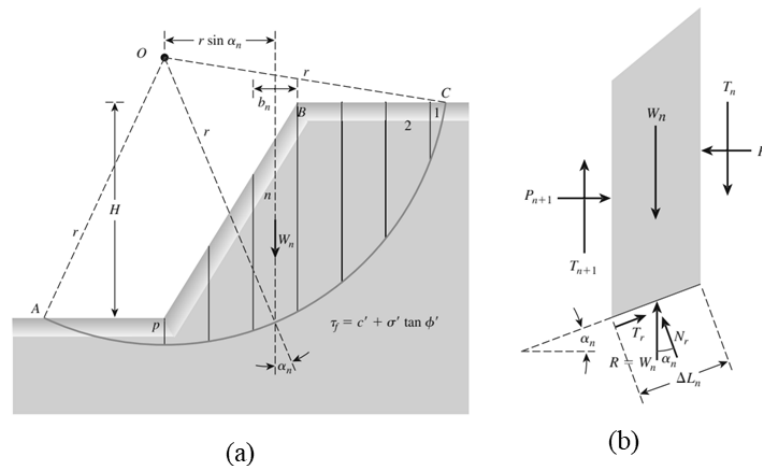
1. Kelongsoran pada timbunan dapat terjadi di sepanjang permukaan bidang longsor tertentu.
2. Masa tanah yang longsor pada timbunan diinterpretasikan sebagai benda massif
3. Kuat geser tanah pada sepanjang bidang longsor tidak tergantung pada tinjauan di permukaan longsor, akan tetapi kuat geser tanah dianggap seragam.
4. *Safety factor* dianalisis dengan memperhatikan tegangan geser, dan kuat geser pada sepanjang bidang longsor. Sehingga memungkinkan kuat geser akan melampaui *safety factor* pada titik tertentu.

Pada prinsipnya terdapat beberapa metode berbeda yang digunakan dalam analisis stabilitas lereng, salah satunya yaitu metode LEM (*Limit Equilibrium Method*). Metode kesetimbangan batas atau LEM lebih sering digunakan dari

pada metode lainnya. Metode LEM digunakan dalam menentukan permukaan longsoran utama secara realistis dan menganalisis kembali parameter lereng. (Fitri and Wahyuni, 2022).

Metode *Limit Equilibrium* merupakan salah satu metode analisis yang paling umum digunakan, didasarkan pada perhitungan kemungkinan kegagalan dan perhitungan faktor keamanan. Metode *limit equilibrium* pada dasarnya melakukan perbandingan kekuatan perlawanan momen, dan tegangan selama gerak massa relatif terhadap gaya, momen, dan tegangan destruktif yang menimbulkan ketidakstabilan.

Salah satu metode dalam analisis dengan *limit equilibrium* yaitu metode irisan yang dapat dijelaskan pada gambar di bawah. Titik AC merupakan busur lingkaran yang mewakili permukaan kegagalan percobaan. Tanah di atas permukaan keruntuhan percobaan dibagi menjadi beberapa irisan vertikal. Pada Gambar 2.22 (b) ditunjukkan W_n adalah berat irisan. Gaya N_r dan T_r berturut-turut merupakan komponen normal dan tangensial reaksi P_n dan P_{n+1} merupakan gaya normal yang bekerja pada sisi irisan. Begitupun gaya geser yang bekerja pada sisi irisan yaitu T_n dan T_{n+1} (Das and Sobhan, 2018).



Gambar 2.22 Konsep Analisis Stabilitas dengan Metode Irisan: (a) *Failure Surface* (b) Gaya-gaya yang Bekerja Pada Irisan Ke-n

Pada perhitungan stabilitas menggunakan metode *limit equilibrium*, asumsi geometri dari bentuk bidang runtuh perlu diketahui dan ditentukan terlebih dahulu untuk bisa menganalisis data untuk setiap irisan. Terdapat beberapa metode irisan

yang dapat dilakukan untuk menganalisis stabilitas timbunan diantaranya adalah metode Fellenius dan metode Bishop.

1. Metode Irisan Fellenius

Metode Fellenius merupakan salah satu metode analisis yang termasuk pada metode irisan *limit equilibrium*. Metode Fellenius diperkenalkan pertama kali oleh Fellenius (1936) menganggap gaya-gaya yang bekerja pada sisi kanan-kiri dari sembarang irisan mempunyai resultan nol pada arah tegak lurus bidang longsornya.

Asumsi pada metode ini menyatakan kelongsoran terjadi melalui rotasi dari suatu blok tanah pada permukaan longsor berbentuk lingkaran (sirkuler) dengan titik O sebagai titik pusat rotasi. Metode ini menganggap bahwa gaya normal bekerja di tengah-tengah irisan. Resultan gaya pada setiap irisan diasumsikan nol, atau dengan kata lain bahwa resultan gaya anatar irisan diabaikan. Keseimbangan arah vertikal dan gaya yang bekerja dengan memperhatikan tekanan air pori didefinisikan oleh persamaan (2.46).

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i \quad (2.46)$$

Atau

$$N_i + U_i = W_i \cos \theta_i - u_i a_i \quad (2.47)$$

Pada Metode Fellenius faktor aman didefinisikan dengan persamaan (2.48).

$$FK = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} c_i + N_i \tan \phi'}{\sum_{i=1}^{i=n} W_i \sin \theta_i} \quad (2.48)$$

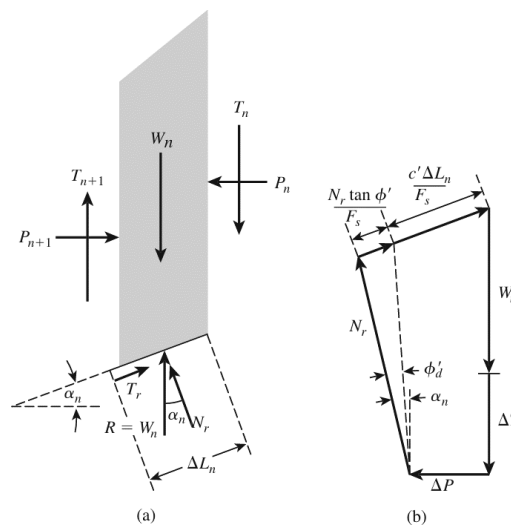
Keterangan:

FK = Faktor keamanan

- c = kohesi tanah (kN/m^2)
 φ = Sudut geser tanah ($^\circ$)
 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/m^2)
 θ_i = Sudut irisan

2. Metode Irisan Bishop

Metode Bishop pertama diusulkan pada tahun 1955 sebagai bentuk solusi lebih efektif dari perhitungan stabilitas tanah. Pada metode ini, pengaruh gaya pada sisi setiap irisan diperhitungkan hingga Tingkat tertentu. Metode Bishop dapat dianalisis dengan mengacu pada Gambar 2.23.



Gambar 2.23 Metode Irisan Bishop: (a) Gaya yang Bekerja pada Irisan ke- n (b) Poligon Gaya untuk Kesetimbangan

Analisis faktor keamanan dari metode Bishop dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.49).

$$FK = \frac{\sum_{n=1}^{n=p} (c' b_n + W_n \tan \phi') \frac{1}{m_{\alpha(n)}}}{\sum_{n=1}^{n=p} W_n \sin \alpha_n} \quad (2.49)$$

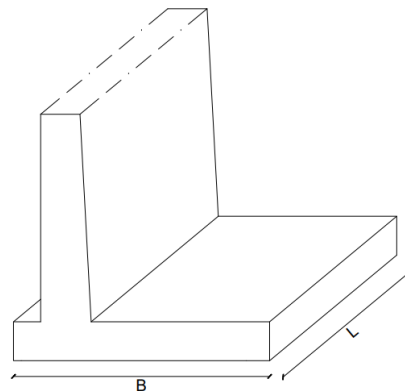
Dimana,

$$m_{\alpha(n)} = \cos \alpha_n + \frac{\tan \phi' \sin \alpha_n}{FK} \quad (2.50)$$

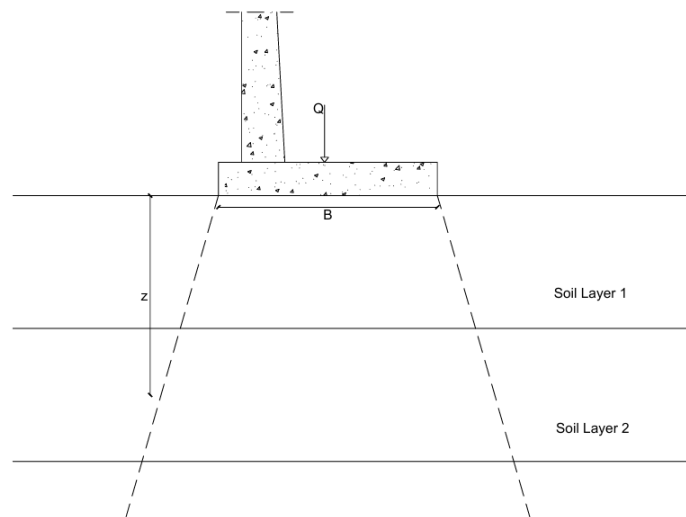
Perlu diperhatikan pada persamaan (2.49) nilai F_s terdapat di kedua ruas persamaan. Oleh karena itu, harus dilakukan *trial and error* untuk mencari nilai FK . Seperti pada metode irisan biasa sejumlah permukaan keruntuhan harus diselidiki sehingga diperoleh permukaan kritis yang memberikan faktor keamanan minimum.

2.6 Distribusi Beban pada Tanah

Analisis distribusi beban pada tanah dapat menghasilkan parameter beban yang bekerja pada lapisan tertentu sebagai parameter penurunan konsolidasi. Pada dinding penahan tanah beban yang dianalisis adalah selebar B pada Gambar 2.24. Kedalaman pengaruh dapat disesuaikan dengan kedalaman lapisan tanah yang memungkinkan terjadi penurunan.



(a)



(b)

Gambar 2.24 Distribusi Beban: (a) Parameter B dan L (b) Beban yang di Analisis

Analisis pengaruh beban di atas pada kedalaman tertentu dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.51) dengan parameter analisis yang dapat dilihat pada Gambar 2.24.

$$\Delta P = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \quad (2.51)$$

2.7 Penurunan Tanah

Konsolidasi tanah adalah proses yang terjadi pada tanah dalam kondisi jenuh dengan menurunnya rongga pori tanah sehingga permeabilitas yang terjadi sangat rendah, proses ini diakibatkan oleh pembebanan dan dipengaruhi oleh kecepatan keluarnya air pori dari dalam tanah (Hardiyatmo, 1992). Pada tanah lempung dapat terjadi dua kondisi tanah yaitu kondisi *overconsolidated* (OC) dan tanah *normally consolidated* (NC).

Lempung pada kondisi *normally consolidated* yaitu terjadi apabila tekanan prakonsolidasi (p_c') sama dengan tekanan *overburden* efektif (p_o'). Sedangkan lempung pada kondisi *overconsolidated* yaitu apabila tekanan prakonsolidasi lebih besar dari tekanan *overburden* efektif yang ada pada waktu sekarang ($p_c' > p_o'$). Nilai perbandingan *overconsolidated* (OCR) didefinisikan dengan perbandingan tekanan prakonsolidasi terhadap tegangan efektif.

Penurunan tanah akibat pembebanan secara garis besar dibagi menjadi dua yaitu, penurunan elastis dan penurunan terhadap waktu. Penyelesaian penurunan elastis atau penurunan seketika adalah yang paling sederhana ditangani. Penurunan terhadap waktu terjadi pada tanah granular dan kohesif. Pada tanah lempung terdapat dua jenis penurunan yang bergantung pada waktu yaitu penurunan konsolidasi primer dan penurunan konsolidasi sekunder.

2.7.1 Penurunan Seketika

Penurunan seketika terjadi pada tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus kering (tidak jenuh) terjadi segera setelah beban bekerja. Penurunan ini bersifat elastis, dalam praktiknya sangat sulit menentukan besar penurunannya. Penurunan segera ini banyak diperhatikan pada fondasi yang terletak pada tanah granuler atau tanah berbutir kasar. Analisis penurunan seketika (S_e) dapat menggunakan persamaan (2.52).

$$S_e = \Delta\sigma B \frac{1-\mu_s^2}{E_s} I_s I_f \quad (2.52)$$

Keterangan:

S_e : Penurunan Seketika (m)

ΔP : Tekanan Pada Fondasi (kN/m^2)

$$\Delta P = \frac{Q}{(B \times L)} \quad (2.53)$$

B' : $B/2$ untuk Menghitung di Tengah Fondasi

B untuk Ujung Fondasi

α : 4 untuk Tengah Fondasi

1 untuk ujung fondasi baik kanan atau kiri

μ_s : *Poisson's Ratio*

I_f : Faktor Kedalaman Fondasi

E_s : Modulus Elastisitas

I_s : Faktor Bentuk Fondasi

$$= F_1 + \frac{1-2\mu_s}{1-\mu_s} F_2 \quad (2.54)$$

$$F_1 = \frac{1}{\pi}(A_0 + A_1) \quad (2.55)$$

$$F_2 = \frac{n'}{2\pi} \text{Tan}^{-1} A_2 \quad (2.56)$$

Nilai m' dapat dicari dengan $m' = \frac{L}{B}$, sedangkan nilai n' dapat dicari dengan $n' = \frac{H}{\left(\frac{B}{2}\right)}$

untuk tengah fondasi dan $n' = \frac{H}{B}$ untuk ujung fondasi.

$$A_0 = m' \ln \frac{(1 + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{m'^2 + n'^2}}{m'(1 + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1})} \quad (2.57)$$

$$A_1 = \ln \frac{(m' + \sqrt{m'^2 + 1})\sqrt{1 + n'^2}}{m' + \sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (2.58)$$

$$A_2 = \frac{m'}{n'\sqrt{m'^2 + n'^2 + 1}} \quad (2.59)$$

Nilai faktor kedalaman fondasi (I_f) dapat ditentukan dengan merujuk pada Tabel 2.19.

Tabel 2.19 Nilai I_f

No	L/B	Df/B	If		
			$\mu_s = 0.3$	$\mu_s = 0.4$	$\mu_s = 0.5$
1	1	0.5	0.77	0.82	0.85
2		0.75	0.69	0.74	0.77
3		1	0.65	0.69	0.72
4	2	0.5	0.82	0.86	0.89
5		0.75	0.75	0.79	0.83
6		1	0.71	0.75	0.79
7	5	0.5	0.87	0.91	0.93
8		0.75	0.81	0.86	0.89
9		1	0.78	0.82	0.85

Pada nilai E_s , dikarenakan lapisan tanah yang tidak homogen atau bervariasi maka direkomendasikan menggunakan nilai rata-rata dari E_s dan dapat dicari dengan menggunakan persamaan (2.60).

$$E_s = \frac{\sum E_{s(i)} \Delta z}{\bar{z}} \quad (2.60)$$

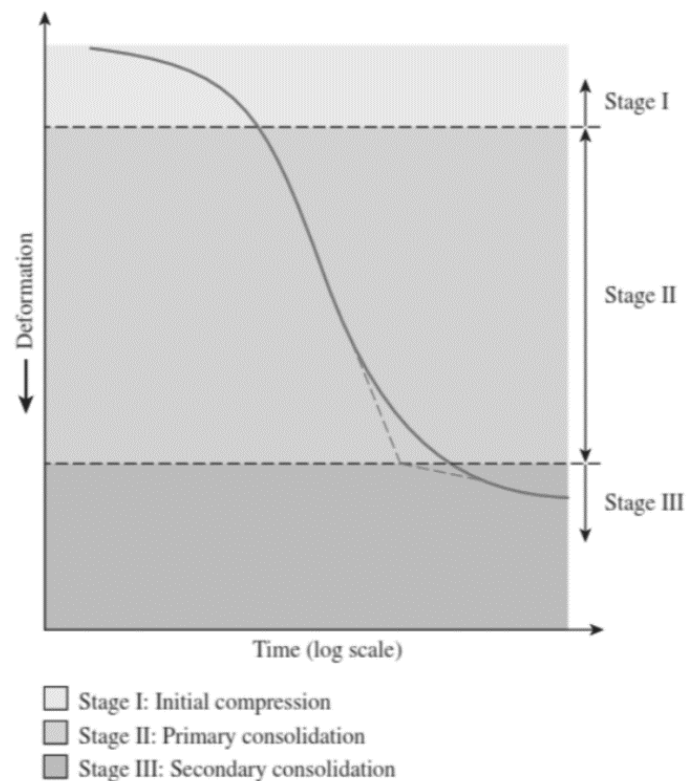
Dimana,

$E_{s(i)}$: Modulus Elastisitas dengan Kedalaman Δz

\bar{z} : H atau 5B dilihat yang paling kecil

2.7.2 Penurunan Konsolidasi

Penurunan konsolidasi terjadi pada tanah berbutir halus yang terletak di bawah muka air tanah. Berbeda dengan penurunan seketika yang terjadi setelah beban bekerja, penurunan konsolidasi membutuhkan waktu yang lamanya tergantung dengan kondisi lapisan tanah. Penurunan tanah konsolidasi mempunyai beberapa fase yang digambarkan pada Gambar 2.25.



Gambar 2.25 Fase Konsolidasi

1) Fase Awal

Penurunan terjadi segera setelah beban kerja, diakibatkan oleh keluarnya udara dari rongga pori. Proporsi penurunan awal dapat diberikan dalam perubahan angka pori dan dapat ditentukan dari kurva waktu terhadap penurunan dari uji konsolidasi.

2) Fase Konsolidasi Primer

Konsolidasi primer terjadi akibat keluarnya air dari dalam tanah rongga di bawah pengaruh tekanan air pori berlebih yang dihasilkan oleh beban yang terjadi. Fase ini dapat terjadi secara berbulan-bulan atau bertahun-tahun pada tanah lempung dan biasanya lebih cepat pada tanah pasir atau kerikil karena permeabilitasnya yang lebih besar. Secara umum penurunan konsolidasi primer didefinisikan pada persamaan (2.61).

$$S_c = \frac{\Delta e}{1+e_0} H \quad (2.61)$$

dengan,

- S_c = Besar penurunan konsolidasi
- H = Tebal lapisan tanah lempung jenuh
- e_0 = Angka pori awal
- σ'_c = Tekanan prakonsolidasi
- σ'_o = Rata-rata tekanan efektif *overburden*
- $\Delta\sigma'$ = Distribusi tegangan (kN/m^2)
- C_s = Indeks pengembangan
- C_c = Indeks pemampatan

Nilai Δe akan berbeda sesuai dengan kondisi tanah yang ditinjau yaitu terdapat kondisi *normally consolidated* dan *overconsolidated* dapat dilihat pada Tabel 2.20.

Tabel 2.20 Persamaan konsolidasi

No	Kondisi Lempung	Rumus nilai Δe
1	<i>Normally Consolidated</i>	$\Delta e = C_c \text{Log} \frac{P_0 + \Delta P}{P_0}$

No	Kondisi Lempung	Rumus nilai Δe
2	<i>Overconsolidated</i> ($P_o + \Delta P \leq P_c$)	$\Delta e = C_s \text{Log} \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$
3	<i>Overconsolidated</i> ($P_o + \Delta P > P_c$)	$\Delta e = C_s \text{Log} \frac{P_c}{P_o} + C_c \text{Log} \frac{P_o + \Delta P}{P_o}$

Pada analisis penurunan konsolidasi terdapat parameter beban (ΔP) beban yang dicari dibagi dengan kedalaman pengaruh pada lapisan tanah lempung yang mengalami penurunan. Distribusi beban dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.62).

$$\Delta P = \frac{Q}{(B+z)(L+z)} \quad (2.62)$$

Keterangan:

Q = Beban titik (kN)

$$= A \times L \times \gamma \quad (2.63)$$

A = Luas area beban yang bekerja di atas fondasi (m²)

γ = Berat isi tanah (kN/m³)

B = Lebar fondasi (m)

L = Panjang fondasi kearah belakang (m)

z = kedalaman lapisan tanah (m)

3) Fase Konsolidasi Sekunder

Fase konsolidasi sekunder merupakan kelanjutan dari fase sebelumnya konsolidasi primer. Prosesnya berjalan sangat lambat dan nilai pemampatan sekunder sangat kecil sehingga besarnya penurunan konsolidasi sekunder dapat diabaikan. Pada dasarnya fase konsolidasi sekunder terjadi setelah tekanan air pori berlebih telah hilang, yaitu setelah konsolidasi primer selesai secara substansial.

2.7.3 Derajat dan Waktu Konsolidasi

Derajat konsolidasi merupakan perbandingan tekanan air pori yang berkurang setelah sekian waktu berdiskusi dengan tekanan air pori awal selama proses konsolidasi. Waktu konsolidasi dapat dihitung dengan menggunakan persamaan (2.64).

$$t = \frac{T_v (H_{dr}^2)}{C_v} \quad (2.64)$$

Keterangan:

t : waktu konsolidasi primer

T_v : faktor waktu

H_{dr} : panjang aliran terpanjang pada tanah yang terkonsolidasi (m)

C_v : koefisien konsolidasi arah vertikal ($m^2/detik$)

Nilai faktor waktu dan hubungannya dengan derajat konsolidasi (U) dapat dianalisis dengan menggunakan persamaan (2.65).

$$\frac{U\%}{100} = \frac{\left(\frac{4 \times T_v}{\pi}\right)^{0.5}}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{2.8}\right]^{0.357}} \quad (2.65)$$

$$T_v = \frac{\left(\frac{\pi}{4}\right)\left(\frac{U\%}{100}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{U\%}{100}\right)^{5.6}\right]^{0.357}} \quad (2.66)$$

Hasil dari analisis waktu konsolidasi yaitu mengetahui lama waktu terjadinya konsolidasi alami. Pada dasarnya semakin tebal lapisan tanah lempung, lama waktu yang dibutuhkan tanah untuk konsolidasi akan semakin lama. Proses konsolidasi selesai apabila derajat konsolidasi telah mencapai 90%, karena penurunan yang terjadi setelah itu akan sangat kecil tetapi waktu yang diperlukan sangat lama.