

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Lereng

Lereng adalah tampak permukaan alam yang disebabkan adanya beda tinggi yang dibandingkan dengan jarak sehingga membentuk sudut kelerengan (Iva Dwi K, 2013). Lereng yang ada pada umumnya terbagi menjadi dua kategori tanggul tanah, yaitu lereng alam dan lereng buatan. Lereng alami terbentuk secara alami dan biasanya terdapat di daerah perbukitan. Pada saat yang sama, lereng buatan banyak digunakan untuk keperluan konstruksi, seperti tanggul sungai, tanggul tanah liat, tanggul badan jalan kereta api.

2.1.1. Jenis-jenis Lereng

2.1.1.1. Lereng Alam

Lereng alam terbentuk akibat kegiatan alam (erosi, gerakan tektonik, dan sebagainya). Material yang membentuk lereng memiliki kecenderungan tergelincir akibat beratnya sendiri dan gaya-gaya luar yang ditahan oleh kuat geser tanah dari material tersebut. Gangguan terhadap kestabilan terjadi bilamana tahanan geser tanah tidak dapat mengimbangi gayagaya yang menyebabkan gelincir pada bidang longsor.

Menurut SNI 8460 (2017), lereng alam yang telah stabil selama bertahun-tahun dapat saja mengalami longsor akibat hal-hal berikut:

1. Kenaikan tekanan air pori (akibat naiknya muka air tanah) karena hujan yang berkepanjangan, pembangunan dan pengisian waduk, gangguan pada sistem *drainase*, dan lain-lain.
2. Penurunan kuat geser tanah secara progresif akibat deformasi sepanjang bidang yang berpotensi longsor.
3. Proses pelapukan; akibat pelapukan batuan dapat mengalami mengalami degradasi.
4. Gempa; efek gempa menyebabkan inersia dalam arah getaran gempa menyebabkan lereng tidak stabil.
5. Gangguan luar akibat pemotongan atau timbunan baru.

Stabilitas lereng alam memiliki beberapa aspek penting, yaitu sebagai berikut :

1. Kondisi geologi
2. Kondisi topografi
3. Kemiringan lereng
4. Jenis lapisan tanah
5. Kuat geser

6. Aliran air bawah permukaan
7. Kecepatan pelapukan
8. Gangguan lalu lintas

Menurut SNI 8460 (2017), faktor-faktor yang menyebabkan ketidakstabilan lereng alam, yaitu:

1. Perubahan profil kemiringan lereng akibat beban tambahan di bagian atas lereng atau berkurangnya kekuatan di bagian dasar lereng.
2. Peningkatan tekanan air tanah yang mengakibatkan penurunan tahanan geser pada tanah nonkohesif atau terjadinya pengembangan pada tanah kohesif. Tekanan air tanah dapat meningkat ketika tanah mengalami penjumlahan akibat air hujan, rembesan, atau munculnya air permukaan.
3. Penurunan kuat geser tanah atau batuan yang disebabkan oleh pelapukan, pencucian, perubahan mineralogi, dan adanya rekahan.
4. Getaran yang disebabkan oleh gempa bumi, peledakan, atau pemancangan tiang.

2.1.1.2. Lereng Buatan

Berdasarkan SNI 8460 (2017), lereng buatan terdiri dari lereng galian dan lereng timbunan. Penjelasan untuk kedua lereng tersebut yaitu sebagai berikut:

1. Lereng Galian

Lereng galian terbentuk akibat kegiatan penggalian atau pengerukan pada tanah asli. Perancangan pengerukan lereng galian yang dimaksud adalah usaha untuk membuat suatu lereng dengan kemiringan tertentu yang cukup aman dan ekonomis. Stabilitas pengerukan ditentukan oleh kondisi geologi, sifat teknis tanah, tekanan air akibat rembesan, dan cara pengerukan. Aspek penting dari stabilitas lereng galian, yaitu:

- 1) Kuat geser pada bagian galian
- 2) Berat isi tanah
- 3) Tinggi lereng
- 4) Kemiringan lereng
- 5) Tekanan air pori

2. Lereng Timbunan

Lereng timbunan umumnya digunakan untuk badan jalan raya, jalan kereta api, dan bendungan tanah. Sifat teknis lereng timbunan dipengaruhi oleh jenis tanah, cara penimbunan dan derajat kepadatan tanah. Analisis secara terpisah harus dilakukan pada lereng timbunan, yaitu pada kondisi jangka pendek (saat penimbunan selesai),

kondisi jangka panjang, kondisi penurunan muka air seketika (*sudden draw-down*), dan gangguan gempa. Menurut SNI 8460 (2017), faktor-faktor yang menyebabkan ketidakstabilan lereng timbunan, yaitu:

- 1) Terjadinya *overstressing* pada fondasi timbunan tanah kohesif setelah masa konstruksi. Biasanya pada lereng timbunan, stabilitas jangka pendek pada tanah kohesif lunak lebih penting daripada stabilitas jangka panjang, karena fondasi timbunan mendapatkan kekuatan yang merupakan hasil disipasi air pori. Perlu pemeriksaan stabilitas pada beberapa kondisi tekanan air pori.
- 2) Penurunan muka air cepat dan erosi buluh. Pada timbunan bendungan, penurunan muka air cepat menyebabkan meningkatnya beban efektif timbunan tanah yang dapat menyebabkan ketidakstabilan. Penyebab lain dari ketidakstabilan lereng timbunan adalah erosi bawah permukaan atau erosi buluh.
- 3) Gaya-gaya dinamis. Getaran dapat dipicu oleh gempa bumi, peledakan, pemancangan tiang, dan lainnya.

2.1.1.3. Lereng Alam dan Buatan

Menurut Soepandji (1995), lereng alam dan buatan dibagi lagi menjadi dua jenis , yaitu :

1. Lereng dengan panjang tak hingga (*infinite slopes*)
Disebut lereng panjang tak hingga karena mempunyai panjang yang sangat lebih besar dibanding dengan kedalamannya (H), gaya-gaya yang bekerja pada setiap sisi bidangnya dapat dianggap sama.
2. Lereng terbatas (*finite slopes*)
Lereng terbatas merupakan lereng dengan permukaan atas dan alas yang ketinggiannya dibatasi. Lereng dapat runtuh karena gaya geser yang disebabkan oleh beban gempa. Lereng pada dasarnya memiliki kekuatan geser tanah dan akar tanaman yang digunakan sebagai gaya tarik, jika gaya penahan lebih kecil dari gaya pendorong maka akan terjadi keruntuhan pada lereng.

2.1.2. Kemiringan Lereng

Kemiringan lereng merupakan suatu hubungan antara kemiringan lereng dengan bidang horizontal. Kemiringan lereng juga bisa diartikan sebagai perbedaan tinggi bumi yang diukur dalam satuan persen atau derajat, karena energi endogen dan eksternal. Sedangkan panjang lereng merupakan bidang horizontal lereng. Menurut Van Zuidam (1985), klasifikasi kemiringan lereng ditunjukkan pada Tabel 2.1 dan ukuran panjang

lereng dapat ditunjukkan pada Tabel 2.2.

Tabel 2. 1 Klasifikasi lereng

Kelas lereng	Sifat-sifat dan kondisi lereng	Warna
0 - 2° (0 - 2%)	Datar hingga hampir datar tidak ada proses denudasi yang terjadi.	Hijau
2 - 4° (2 - 7%)	Agak miring. Gerakan kecepatan tanah rendah, erosi lembar dan erosi alur, rawan erosi.	Hijau muda
4 - 8° (7 - 15%)	Miring sama dengan diatas , tetapi dengan besaran yang lebih tinggi. Sangat rawan erosi.	Kuning
8 - 16° (15 - 30%)	Agak curam. Banyak terjadi gerakan tanah dan erosi, terutama longsoran yang bersifat mendatar.	Jingga
16 - 35° (30 - 70%)	Curam. Proses denudasional intensif, erosi dan gerakan tanah sering terjadi.	Merah muda
35 - 55° (70 - 140%)	Sangat curam. Batuan umumnya mulai tersingkap, proses denudasional sangat intensif, sudah mulai menghasilkan endapan.	Merah
>55° (>140%)	Curam sekali. Batuan tersingkap, proses denudasional sangat kuat, rawan jatuhnya batu, tanaman jarang tumbuh.	Ungu

(Sumber: Van Zuidam, 1985)

Tabel 2. 2 Ukuran panjang lereng

Panjang lereng (m)	Klasifikasi
<15	Lereng sangat pendek
15 – 50	Lereng pendek
50 – 250	Lereng sedang
250 – 500	Lereng panjang
>500	Lereng sangat panjang

(Sumber: Van Zuidam, 1985)

2.1.3. Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas muka tanah yang miring disebut juga analisis stabilitas lereng. Analisis ini biasa digunakan pada perancangan bangunan, seperti: jalan raya, bendungan, jalan kereta api, bandara, saluran, dan lain-lain. Analisis stabilitas lereng, umumnya digunakan untuk memeriksa keamanan dari lereng galian, lereng urugan tanah, dan lereng alam. Analisis ini tidaklah mudah, karena ada banyak faktor yang dapat mempengaruhi hasil hitungan. Faktor-faktor tersebut seperti, aliran rembesan air dalam tanah, kuat geser tanah yang anisotropis, kondisi tanah yang berlapis, dan lain-lain.

Menurut Terzaghi (1950), penyebab kelongsoran lereng terbagi menjadi 2 yaitu akibat dari beban dalam (*internal effect*) dan akibat dari beban luar (*external effect*). Pengaruh beban dalam yaitu kelongsoran yang terjadi tanpa adanya pengaruh beban luar atau gempa bumi, contohnya yaitu pengaruh bertambahnya air pori dalam lereng. Sedangkan pengaruh beban luar yaitu pengaruh yang dapat menyebabkan bertambahnya gaya geser tanpa adanya pengaruh gaya geser tanah. Contohnya adalah perbuatan manusia dengan mempertajam kemiringan lereng dan erosi sungai.

Guna menstabilkan lereng yang berpotensi terjadi kelongsoran, terdapat dua cara yang dapat dilakukan, yaitu antara lain:

1. Memperkecil gaya penggerak atau momen penyebab longsor

Gaya atau momen penyebab longsor dapat diperkecil dengan cara merubah bentuk lereng, yaitu dengan cara sebagai berikut:

- 1) Merubah lereng lebih datar atau memperkecil sudut kemiringan.
- 2) Memperkecil ketinggian lereng.
- 3) Merubah lereng menjadi lereng bertingkat (*multi slope*).

2. Memperbesar gaya lawan atau momen penahan longsor

Gaya lawan atau momen penahan longosor dapat diperbesar dengan beberapa cara yaitu sebagai berikut:

- 1) Menggunakan *counter weight* yaitu tanah timbunan pada kaki lereng. Cara ini mudah dilaksanakan asalkan terdapat tempat dikaki lereng untuk tanah timbunan tersebut.
- 2) Dengan mengurangi air pori di dalam lereng.
- 3) Dengan cara mekanis yaitu dengan memasang tiang pancang atau tembok penahan tanah.

Analisis stabilitas lereng pada tugas akhir ini, menggunakan *software GeoStudio* 2012, yang kemudian lereng diperkuat dengan dinding penahan tanah. Konsep dinding penahan tanah adalah perkuatan tanah untuk menahan beban tanah secara vertikal ataupun pada kemiringan tertentu. Kestabilan suatu lereng dinyatakan dengan faktor keamanan. Faktor keamanan adalah perbandingan gaya penahan dan gaya penggerak pada lereng (Hariyadi dan Wahyudhi, 2016). Di bawah ini dapat dilihat nilai faktor keamanan lereng untuk lereng tanah yang ditunjukkan pada Tabel 2.3 dan rekomendasi nilai faktor keamanan untuk lereng batuan yang dapat dilihat pada Tabel 2.4.

Tabel 2. 3 Nilai faktor keamanan lereng untuk lereng tanah

Biaya dan konsekuensi dari kegagalan lereng	Tingkat ketidakpastian kondisi analisis	
	Rendah ^a	Tinggi ^b
Biaya perbaikan sebanding dengan biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif.	1,25	1,5
Biaya perbaikan lebih besar dari biaya tambahan untuk merancang lereng yang lebih konservatif.	1,5	2,0 atau lebih
Keterangan: ^a Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan rendah, jika kondisi geologi dapat dipahami, kondisi tanah seragam, penyelidikan tanah konsisten, lengkap dan logis terhadap kondisi dilapangan. ^b Tingkat ketidakpastian kondisi analisis dikategorikan tinggi, jika kondisi geologi sangat kompleks, kondisi tanah bervariasi, dan penyelidikan tanah tidak konsisten dan tidak dapat diandalkan.		

(Sumber: SNI 8460, 2017)

Tabel 2. 4 Rekomendasi nilai keamanan untuk lereng batuan

Kondisi lereng batuan	Rekomendasi faktor keamanan
Kondisi permanen	1,5
Kondisi sementara	1,3

(Sumber: SNI 8460, 2017)

Ray dan De Smitd (2009) menyarankan klasifikasi kestabilan lereng yang dikaitkan dengan faktor aman, seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 2.3. Dalam tabel tersebut, lereng dikategorikan tidak stabil bila $SF < 1$, agak stabil bila SF antara 1 dan 1,25, kestabilannya sedang bila antara SF antara 1,25 dan 1,5 dan stabil bila $SF > 1,5$.

Tabel 2. 5 Klasifikasi kestabilan lereng

Faktor Keamanan Lereng	Status lereng	Keterangan
$SF > 1,5$	Lereng stabil	Hanya gangguan besar dapat membuat kestabilan.
$1,25 > SF > 1,5$	Kestabilan sedang	Gangguan ketidakstabilan sedang dapat membuat ketidakstabilan.
$1 < SF < 1,25$	Agak stabil	Gangguan ketidakstabilan minor dapat mengganggu stabilitas.
$SF < 1$	Tidak stabil	Memerlukan perbaikan stabilitas lereng.

(Sumber: Ray dan De Smedt, 2009)

2.1.4. Pembebanan Pada Lereng

Dalam menganalisis stabilitas lereng harus memperhatikan beban hidup (*live load*), beban mati (*dead load*), dan beban gempa sesuai jenis lereng galian dan timbunan.

2.1.4.1. Beban Gempa

Pada lereng galian atau timbunan pengaruh beban gempa juga harus diperhitungkan apabila berada di daerah rawan gempa dan dibangun di dekat pemukiman atau dibangun dengan kriteria kepentingan strategis yaitu dengan kondisi tidak boleh mengalami keruntuhan atau terputusnya lajur transportasi setelah terjadi gempa rencana. Gempa rencana untuk lereng galian dan timbunan ditetapkan dengan kemungkinan terlewati besarnya selama umur rencana 50 tahun adalah 2% atau setara dengan periode ulang 500 tahun dengan mengacu pada peta gempa yang terdapat pada surat edaran Menteri Pekerjaan Umum No. 12/SE/M/2010.

Faktor keamanan minimum yang disyaratkan untuk analisis menggunakan model pseudo-statik adalah lebih besar dari 1,1 ($FK > 1,1$) dengan menggunakan koefisien seismik yang didapatkan dari percepatan puncak di permukaan (PGA) dengan penentuan kelas situs yang ditunjukkan pada Tabel 2.6 dan faktor amplifikasi yang ditunjukkan pada Tabel 2.7.

Tabel 2. 6 Klasifikasi situs

Klasifikasi Situs	v (m/detik)	N_{SPT} atau N_{SPTch}	s (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) $\geq 40\%$ 3. Kuat geser niralir, $S_N < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan penyelidikan geoteknik spesifikasi dan analisis respons spesifik-situs)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti: <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 tinggi (ketebalan, $H > 7.5$ m dengan Indeks Plastisitas, $PI > 75$). • Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $S_N < 50$ kPa. 		

(Sumber: AASHTO, 2012)

Keterangan:

N_{SPT} = Nilai rata-rata tahanan penetrasi standar lapangan rata-rata

N_{SPTch} = Nilai rata-rata tahanan penetrasi standar untuk lapisan tanah non kohesif

v_s = Nilai rata-rata kecepatan gelombang geser (m/detik)

S_N = Nilai rata-rata kuat geser niralir lapisan (kPa)

Tabel 2. 7 Faktor amplifikasi untuk PGA dan periode 0,2 detik

kelas situs	$PGA \leq 0,1$	$PGA \leq 0,2$	$PGA \leq 0,3$	$PGA \leq 0,4$	$PGA \leq 0,5$
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \leq 1,25$
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

Keterangan: Untuk nilai rata-rata antara dapat dilakukan interpolasi linier

(Sumber: AASHTO, 2012)

Keterangan:

PGA adalah percepatan puncak batuan dasar (SB) mengacu pada peta gempa dengan periode ulang rencana sesuai persyaratan infrastruktur yang digunakan.

S_s adalah percepatan spektral respons horizontal di batuan dasar (SB) pada periode 0,2 detik dengan periode ulang rencana sesuai persyaratan infrastruktur yang digunakan.

SF adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons spesifik-situs.

2.1.4.2. Beban lalu lintas

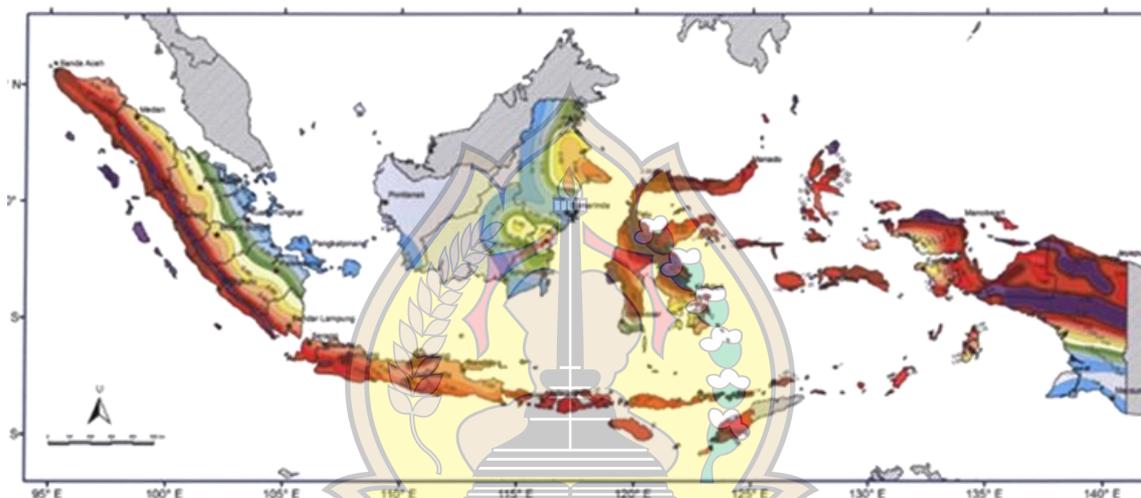
Beban lalu lintas dalam menganalisis stabilitas lereng juga perlu diperhitungkan pada seluruh lebar permukaan jalan dan besarnya ditentukan berdasarkan kelas jalan yang ditunjukkan pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Beban lalu lintas dan beban luar untuk analisis lereng

Kelas Jalan	Beban Lalu Lintas (kPa)	Beban di Luar Jalan (*) (kPa)
I	15	10
II	12	10
III	12	10

Keterangan: (*) Bangunan dari bangunan perumahan disekitar lereng.

(Sumber: SNI 8460, 2017)

**Gambar 2. 1 Persebaran gempa bumi di Indonesia**

(Sumber: DPUPP, 2017)

2.2. Dinding Penahan Tanah

2.2.1 Definisi Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah (*retaining wall*) merupakan konstruksi yang dirancang untuk menahan tanah alami dan mencegah keruntuhan tanah atau lereng yang stabilitasnya tidak dapat dijamin oleh lereng itu sendiri. Tanah yang tertahan memberikan dorongan secara aktif pada struktur dinding sehingga struktur akan cenderung terguling atau tergeser. Dinding penahan tanah, umumnya dibuat dari pasangan batu, pasangan kayu, beton, dan baja. Bangunan ini biasanya digunakan untuk menopang tanah, timbunan, lereng, dan lain-lain. Struktur dinding penahan tanah didesain untuk menahan beban gaya lateral tanah dan pengaruh beban eksternal (beban gempa) sehingga dapat menghindari resiko longsor. Dinding penahan tanah banyak digunakan pada proyek jalan raya, irigasi, pelabuhan, bangunan ruang bawah tanah (*basement*), pangkal jembatan (*abutment*), penanggulangan erosi, dan lain-lain.

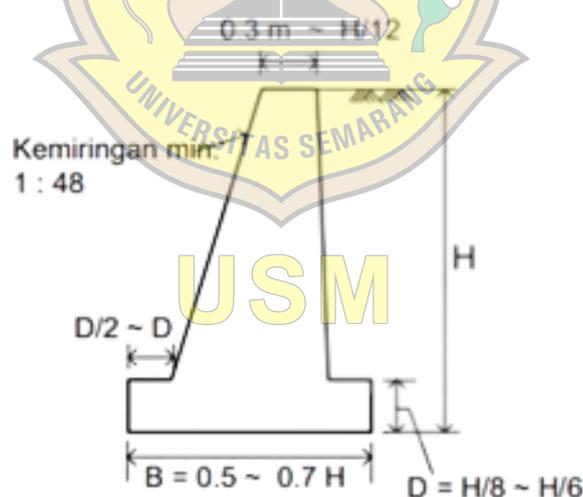
Kestabilan dinding penahan tanah harus menahan beban dari beban mati dan beban hidup. Beban mati adalah beban yang besarnya konstan dan selalu dalam posisi yang sama. Beban ini terdiri dari berat sendiri struktur dan beban lain yang melekat secara permanen pada struktur. Sedangkan beban hidup adalah beban tidak tetap yang dapat mempengaruhi berat bangunan atau bagian bangunan. Jenis beban hidup lain adalah angin, tekanan tanah, tekanan air, beban lumpur, dan beban akibat pelaksanaan konstruksi.

2.2.2 Jenis Dinding Penahan Tanah

Berdasarkan SNI 8460 (2017), dinding penahan tanah dapat dibedakan menjadi beberapa tipe yang dapat dijelaskan sebagai berikut:

1. Dinding penahan tanah tipe gravitasi dan semi-gravitasi (*gravity wall*)

Dinding penahan tanah tipe gravitasi yaitu dinding yang terbuat dari beton tak bertulang atau pasangan batu kali. Untuk menjaga stabilitasnya, dinding jenis ini mengandalkan beratnya sendiri. Dinding penahan tipe gravitasi tidak ekonomis untuk menopang tanah yang tinggi. Dinding penahan tanah dengan dimensi yang lebih kecil dan sedikit pembesianya dinamakan dinding penahan tipe semi-gravitasi (SNI 8460, 2017). Dinding tipe gravitasi dapat dilihat pada Gambar 2.2.



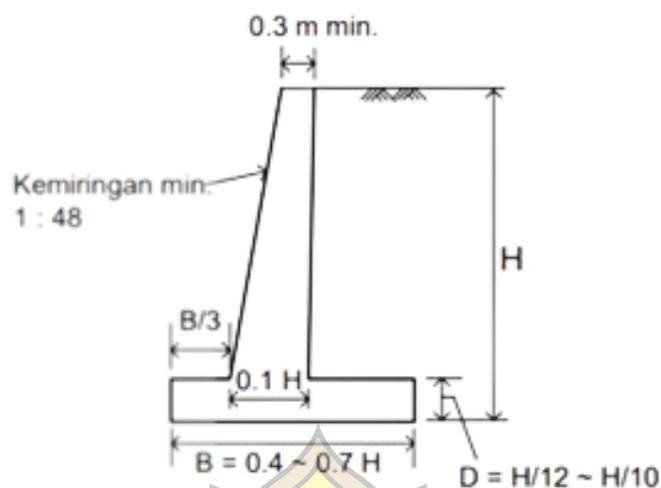
Gambar 2. 2 Dinding penahan tanah tipe gravitasi

(Sumber: SNI 8460, 2017)

2. Dinding penahan tanah tipe kantilever (*cantilever retaining wall*)

Dinding penahan tanah tipe kantilever yaitu dinding yang terbuat dari beton bertulang yang berbentuk huruf T. Karena dinding ini terbuat dari beton bertulang, maka dimensi batang (*stem*) dan pelat dasar (*base slab*) akan relatif tipis. Guna menjaga stabilitasnya, dinding ini tidak hanya mengandalkan bobotnya sendiri, melainkan juga

mengandalkan pada berat massa tanah yang berada diatas pelat dasar (SNI 8460, 2017). Dinding tipe kantilever dapat dilihat pada Gambar 2.3.

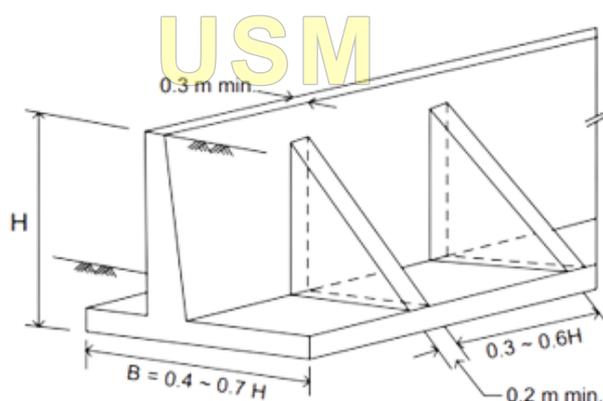


Gambar 2. 3 Dinding penahan tanah tipe kantilever

(Sumber: SNI 8460, 2017)

3. Dinding penahan tanah tipe kantilever dengan pengaku (*counterfort*)

Guna menahan tanah yang tinggi dengan tetap menjaga dinding vertikal yang tipis, maka batang (*stem*) dinding penahan perlu diperkuat dengan rib-rib beton yang dipasang pada jarak tertentu. Apabila rib tersebut berada di belakang dinding (akan tertutup tanah) maka pengaku disebut *counterfort*, sedangkan apabila rib berada di depan dinding maka disebut *butters* (SNI 8460, 2017). Dinding penahan tanah tipe *Counterfort* dapat dilihat pada Gambar 2.4.



Gambar 2. 4 Dinding penahan tanah tipe *counterfort*

(Sumber: SNI 8460, 2017)

4. Dinding penahan tanah khusus

Dinding penahan tanah khusus memiliki mekanisme kerja yang sama seperti dinding penahan tanah tipe gravitasi dan tipe semi-gravitasi. Dinding penahan jenis ini dapat diuraikan sebagai berikut:

- 1) *Crib well*, terbuat dari bagian beton pracetak dengan dimensi umum $a = 2 \text{ m}$ dan $b = 1,5 \text{ m} - 2 \text{ m}$. ruang tengah diisi dengan kerikil, batu pecah, dan material berbutir lainnya. *Crib well* biasanya digunakan untuk menahan tanah dengan tinggi $2 \text{ m} - 7 \text{ m}$.
- 2) Bronjong, terbuat dari tumpukan anyaman kawat yang berbentuk persegi panjang dan diisi dengan batu bongkah. Bronjong memiliki dimensi yang kurang lebih sama dengan dinding tipe gravitasi, dengan lebar dasar kurang lebih $0,5H - 0,7H$.

2.2.3 Faktor Kerusakan Dinding Penahan Tanah

Kerusakan dinding penahan tanah tidak selamanya mengacu pada kegagalan atau kerusakan total, akan tetapi lebih mengacu pada indikasi dan tanda yang memperlihatkan peluang terjadinya kerusakan dan ketidakstabilan dinding penahan bisa diprediksi dan dapat dilakukan penanganan dengan tepat. Jenis kerusakan dinding penahan yang tidak bisa diperbaiki yaitu dinding penahan yang telah mengalami pergeseran, runtuh atau roboh, dan terbalik. Oleh karena itu satu-satunya solusi untuk mengatasi kerusakan tersebut adalah dengan melakukan pembangunan ulang dinding penahan tanah. Akan tetapi, kerusakan total dinding penahan tanah saat mengalami kerusakan akan terdapat tanda atau beberapa indikasi yang dapat diamati, sehingga perbaikan bisa segera dilakukan. Dinding penahan tanah umumnya dapat diperbaiki setelah dilakukan evaluasi dan diketahui penyebab kerusakan dengan jelas.

Menurut Eva Khuzairah (2019), Dinding penahan tanah dapat mengalami kerusakan karena disebabkan oleh beberapa faktor yaitu sebagai berikut:

1. Kesalahan desain

Kerusakan dinding penahan tanah yang disebabkan karena kesalahan desain merupakan permasalahan yang jarang ditemui dalam membuat desain dinding penahan tanah oleh perancangan struktural yang berpengalaman. Akan tetapi, permasalahan tersebut dapat terjadi apabila perancang mendapatkan atau diberi informasi yang tidak sesuai yang dapat mengakibatkan kerugian.

2. Kesalahan perhitungan

Kesalahan seperti ini dapat dengan mudah diketahui oleh perancang struktural yang berpengalaman. Akan tetapi saat perancang sedang melakukan perhitungan, hal yang paling penting yaitu memeriksa kembali hasil perhitungan desainnya. Hal ini untuk menghindari kesalahan dalam perhitungan.

3. Kesalahan perhitungan menggunakan *software*

Seorang perencana harus menginput data secara tepat dan harus terbiasa dengan perangkat lunak yang digunakan untuk merancang desain. Selanjutnya disarankan untuk melakukan perhitungan dengan cepat dan memeriksa kembali rancangan agar tidak terjadi kesalahan.

4. Kesalahan pada detail rencana

Pada detail rencana harus sesuai dengan perhitungan rencana dan mencegah pemahaman yang meragukan. Rincian yang tidak jelas bisa menyebabkan pembacaan yang tidak valid.

5. Penempatan perkuatan atau tulangan yang tidak tepat

Pada saat dinding penahan terlihat ada tanda retakan dan tekukan ekstrim, maka tulangan dinding penahan harus diperiksa mulai dari ukuran, kedalaman, dan jarak tulangan. Ukuran dan kedalaman tulangan dapat ditentukan dengan alat pengukur medan magnet, misalnya dinamometer. Perangkat ini digunakan untuk mengkonfirmasi lokasi dan kedalaman tulangan hingga kira-kira 100 mm dengan akurasi yang wajar atau mendapatkan pengukuran yang lebih akurat. Perangkat ini juga dapat menemukan batang baja dan kerusakan pada beton untuk menentukan ukuran dan kedalaman tulangan yang tepat. Ada juga situasi di mana tulangan dipasang di sisi dinding yang salah, yang mungkin disebabkan oleh kesalahan kontraktor atau kesalahan detail. Setelah dilakukan penyetelan ukuran, kedalaman, posisi tulangan baja dan bila perlu dilakukan pengujian kuat tekan beton dengan mengambil sampel. Perhitungan desain digunakan kembali guna memperkirakan kapasitas desain di lapangan dan memberikan langkah-langkah perbaikan.

6. Material urugan yang jenuh

Material urugan pada dinding penahan tanah adaah butiran dan dikeringkan dengan baik pada tahap desain. Tekanan pada dinding meningkat tajam ketika air menembus material urugan. Hal ini dapat dihindari dengan menghaluskan permukaan timbunan, yang mengarahkan aliran air dari dinding atau ke saluran drainase terdekat. Selain itu,

misalnya tambalan yang buruk adalah bahan tambalan lempung, dimana lempung memiliki tingkat kembang dan susut yang relatif tinggi, sehingga ketika mengembang dapat meningkatkan tekanan pada dinding yang cukup besar. Batu pecah adalah material pengisi yang ideal karena memberikan sistem drainase yang baik dan mencegah banjir di dinding.

7. Lubang *drainase* yang tidak berfungsi

Batu pecah yang diletakkan disepanjang dasar dinding penahan dapat menyebabkan rumput liar berubah menjadi sumbatan karena kurangnya filter. Pada dinding penahan pasangan bata, lubang *drainase* dibuat dengan menghilangkan mortar pada sambungan samping dan jarak antara lubang *drainase* dibuat ± 80 cm. lubang *drainase* pada dinding penahan beton bertulang setidaknya berdiameter 7,5 cm dan jarak tanam tidak boleh lebih dari 1 m atau dapat ditentukan sendiri oleh *desainer*.

8. Muatan yang tidak terduga

Permasalahan seperti ini bisa terjadi adanya kesalahpahaman antara *klien* dengan *desainer* karena minimnya informasi yang diberikan *klien* ke *desainer*. Muatan yang tidak terduga kemungkinan dapat dihasilkan dari biaya tambahan yang tidak disadari oleh *desainer*, dan dapat berupa kemiringan lereng yang curam atau beban angin.

9. Permasalahan pada fondasi

Guna mendesain fondasi pada dinding penahan terdapat pedoman yang digunakan oleh *desainer* yaitu dengan laporan hasil survey lapangan, namun di beberapa kasus ada kemungkinan survey tersebut tidak dilakukan. Kurangnya survey dapat menimbulkan permasalahan pada pondasi karena *desainer* harus mengetahui nilai daya dukung tanah. Selain itu, seorang *desainer* harus mengetahui tentang tanah yang dapat dipadatkan, permukaan air, bahan timbunan kembali, dan faktor lain yang bisa menurunkan tahanan geser atau penurunan pondasi yang besar.

10. Spesifikasi teknis yang tidak memadai

Apabila ada perbedaan antara kondisi lapangan dengan gambar atau kondisi lain yang tidak terduga, maka harus dilakukan penyelarasan antara *desainer* maupun *engineer*. Apabila ada permasalahan antara spesifikasi teknis dan detail rencana, maka yang digunakan adalah data yang paling terbaru. Semua arahan yang sudah dirubah harus sesuai dan pihak yang bersangkutan harus segera diinformasikan. Hal tersebut untuk menghindari masalah yang dapat merugikan dinding penahan tanah.

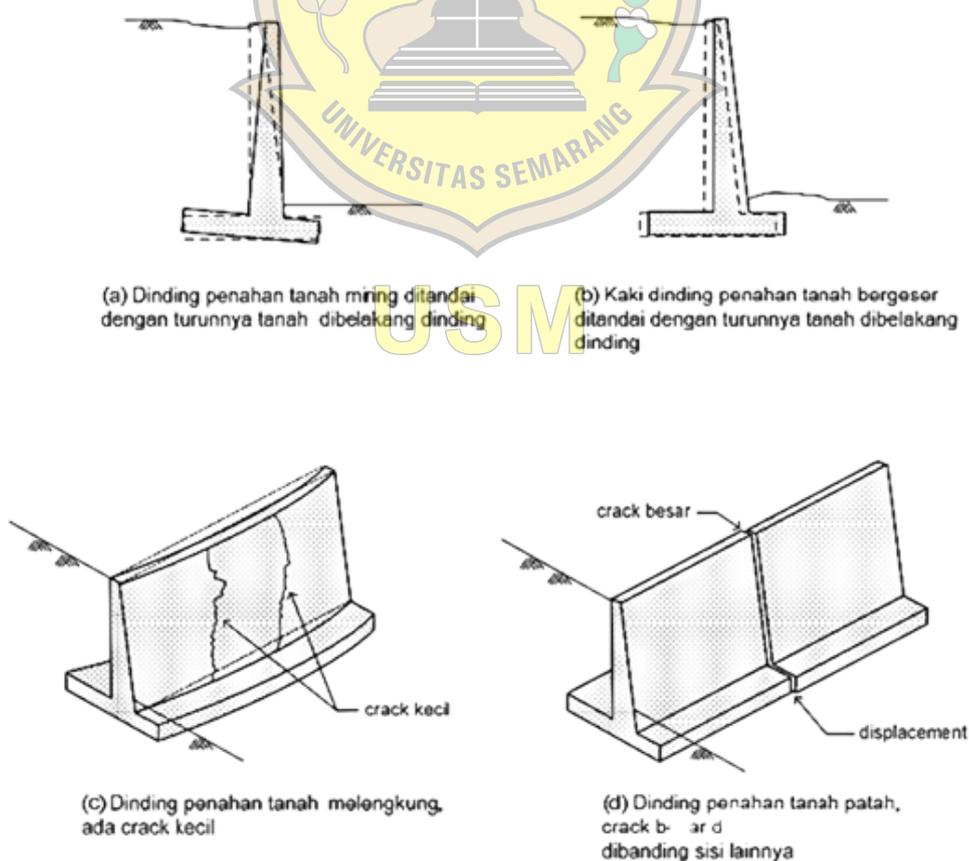
11. Konstruksi yang buruk

Konstruksi dinding penahan yang buruk bisa terjadi karena pekerjaan kontraktor yang tidak jujur dan kurangnya pengalaman yang dilakukan tidak sesuai dengan standar dan desain rencana. Contoh konstruksi yang buruk yaitu adukan semen yang tidak memadai, *grouting*, dan penempatan tulangan baja yang tidak tepat. Untuk menghindari kesalahan tersebut, maka disarankan untuk memahami ketentuan dan persyaratan konstruksi serta meninjau desain rencana dengan benar dan seksama.

12. Umur dinding penahan tanah

Apabila dinding penahan dapat berdiri sekitar 50 tahun atau lebih, maka ada kemungkinan bangunan tersebut akan bisa berdiri selama 50 tahun kedepan tanpa mengambil penanganan apapun. Akan tetapi, hal tersebut tidak dapat terjadi di daerah rawan gempa, menambahkan beban baru, dan perubahan saluran diatas dinding penahan.

Contoh kegagalan konstruksi pada dinding penahan tanah dapat ditunjukkan pada Gambar 2.6.



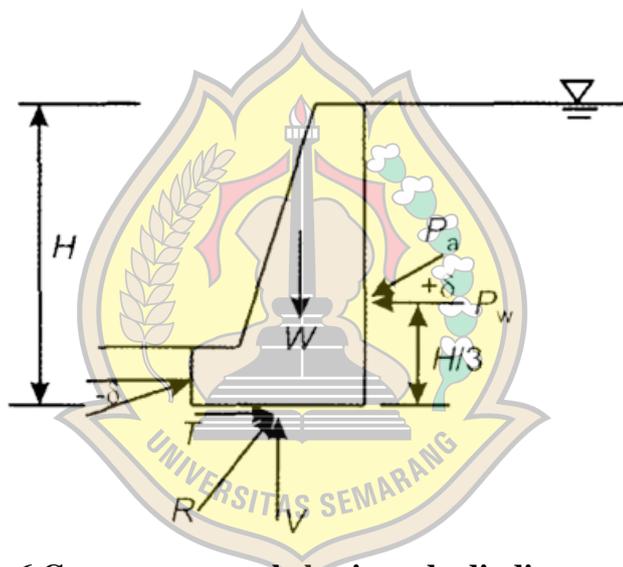
Gambar 2. 5 Beberapa contoh kegagalan dinding penahan tanah

2.2.4 Analisis Stabilitas Lereng dengan Dinding Penahan Tanah

Hardiyatmo (2011) berpendapat bahwa gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah (Gambar 2.6) sebagai berikut:

1. Beban mati dari dinding penahan tanah (W).
2. Gaya tekan tanah aktif total (P_a).
3. Gaya tekan tanah pasif total didepan dinding (P_p).
4. Tekanan air pori dalam tanah (P_w).
5. Reaksi tanah dasar (R).

Apabila dinding pada keadaan seimbang, maka jumlah vektor gaya-gaya akan sama dengan nol.



Gambar 2. 6 Gaya-gaya yang bekerja pada dinding penahan tanah

Penggunaan material pada konstruksi dinding penahan tanah memberikan perkuatan pada massa tanah, memperbesar timbunan di belakang dinding penahan tanah, dan mengurangi potensi gaya lateral yang dapat menimbulkan perpindahan kearah horizontal dari dinding penahan tanah akibat adanya beban vertikal yang dipindahkan menjadi tekanan tanah aktif (Suryolelono, 1994). Setiap dinding penahan tanah harus diperiksa stabilitasnya terhadap guling, geser lateral, dan daya dukung. Berdasarkan SNI 8460 (2017), faktor keamanan yang disyaratkan adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan terhadap guling minimum 2.
2. Faktor keamanan terhadap geser lateral minimum 1,5.
3. Faktor keamanan terhadap daya dukung minimum 3.
4. Faktor keamanan terhadap gempa minimum 1,1.

2.3. Tanah

Tanah adalah material yang terdiri dari campuran butiran dengan kandungan bahan organik atau tanpa kandungan bahan organik, butiran tanah mudah dipisahkan dengan air. Tanah berasal dari pelapukan batuan yang prosesnya dapat secara fisik atau kimia. Sifat-sifat teknis tanah juga dipengaruhi oleh unsur-unsur luar yang menjadi penyebab terjadinya pelapukan batuan tersebut, kecuali dipengaruhi oleh sifat dari induk bantuannya (Hardiyatmo, 2003).

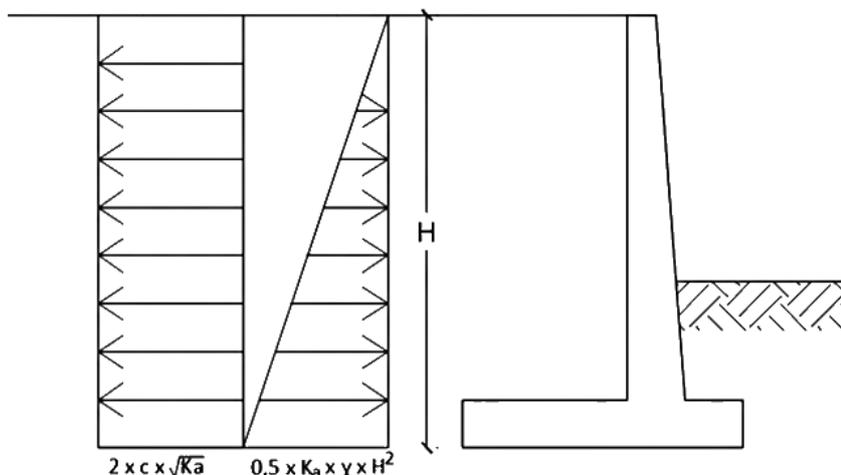
2.3.1. Tekanan tanah lateral

Besar dan distribusi tekanan tanah pada dinding penahan tanah, sangat tergantung pada gerakan tanah lateral terhadap dinding penahan tanah. Tekanan tanah lateral merupakan gaya yang ditimbulkan akibat adanya dorongan tanah dibelakang struktur penahan tanah. Besarnya tanah lateral dipengaruhi oleh perubahan letak dari dinding penahan tanah dan sifat-sifat tanah.

Analisis tekanan tanah lateral ditinjau pada kondisi keseimbangan plastis, yaitu saat massa tanah pada kondisi tepat saat akan runtuh. Kedudukan keseimbangan plastis hanya dapat dicapai apabila terjadi deformasi yang cukup pada massa tanahnya. Besar dan distribusi tekanan tanah adalah fungsi dari perubahan letak dan regangan. (Hardiyatmo, 2003).

2.3.1.1. Tekanan tanah aktif

Menurut Hardiyatmo (2003), tekanan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang terjadi pada dinding penahan yang mengalami keluluhan atau bergerak ke arah luar dari tanah urugan dibelakangnya, sehingga menyebabkan tanah urug akan bergerak ke bawah (longsor) dan menekan dinding penahan tanahnya. Sedangkan nilai banding tekanan horisontal dan tekanan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tekanan tanah aktif atau K_a . Nilai tekanan aktif lebih kecil dari nilai tekanan saat diam. Gerakan dinding tanah menjauhi tanah urugan menghilangkan pertahanan di belakang dinding. Jadi tekanan tanah aktif adalah gaya yang cenderung mengurangi keseimbangan dinding penahan tanahnya.



Gambar 2. 7 Tekanan tanah lateral aktif

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

1. Tekanan tanah aktif tak kohesif

Perhitungan tekanan tanah aktif yang bekerja pada dinding penahan dapat dibuat dengan metode Rankine. Perhitungan dinding penahan dengan urugan tanah permukaan rata dapat dilihat pada Gambar 2.7. Sedangkan perhitungan dinding penahan dengan urugan tanah permukaan miring dapat dilihat pada Gambar 2.8.

$$P_a = 0,5 K_a \gamma H^2 \dots\dots\dots (2.1)$$

Keterangan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

K_a = Koefisien aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan (m)

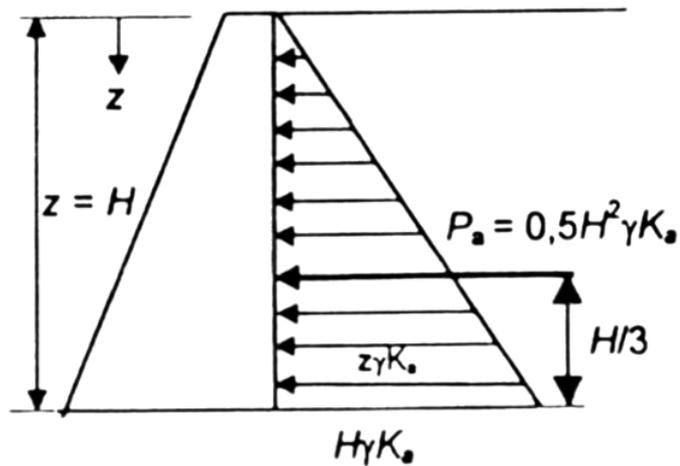
Harga K_a untuk tanah datar

$$K_a = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2 (45 - \frac{\phi}{2}) \dots\dots\dots (2.2)$$

Keterangan:

K_a = Koefisien tekanan aktif

ϕ = Sudut gesek dalam tanah (°)



Gambar 2. 8 Dinding penahan dengan urugan tanah permukaan rata
(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

Harga K_a untuk tanah miring

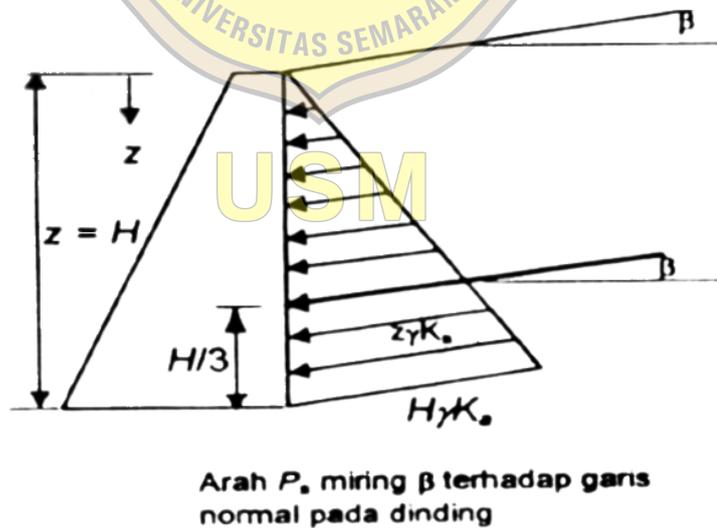
$$K_a = \cos\beta \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \dots\dots\dots (2.3)$$

Keterangan:

K_a = Koefisien tekanan pasif

φ = Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$)

β = Kemiringan permukaan tanah urug ($^\circ$)



Gambar 2. 9 Dinding penahan dengan urugan tanah permukaan miring
(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

2. Tekanan tanah aktif kohesif

$$P_a = 0,5 K_a \gamma H^2 - 2 c \sqrt{K_a} \dots\dots\dots (2.4)$$

Keterangan :

P_a = Tekanan tanah aktif (kN/m)

K_a = Koefisien aktif

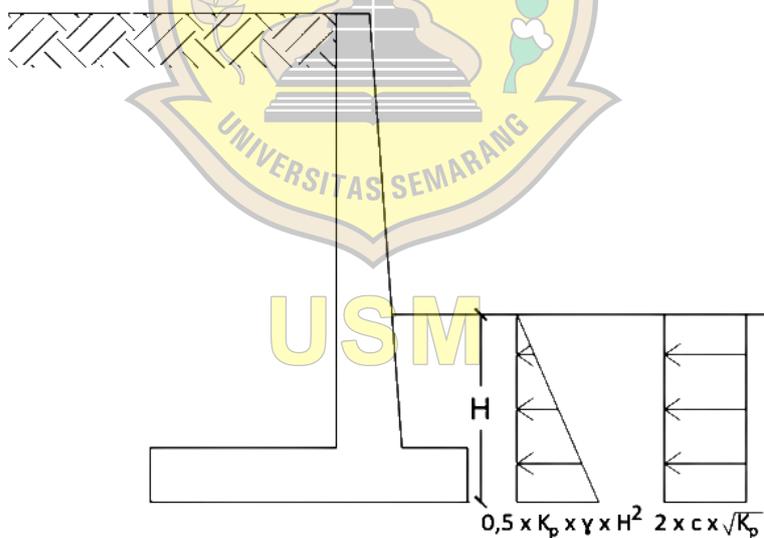
γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan (m)

c = Kohesif (kN/m²)

2.3.1.2. Tekanan tanah pasif

Menurut Hardiyatmo (2003), tekanan tanah pasif merupakan tekanan tanah yang terjadi saat gaya mendorong dinding penahan tanah ke arah tanah urugnya, seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.8. Sedangkan nilai banding tekan horizontal dan vertikal yang terjadi didefinisikan sebagai koefisien tanah pasif atau K_p . nilai tekanan pasif lebih besar dari nilai tekanan tanah saat diam dan nilai tekanan aktif. Tekanan tanah pasif menunjukkan nilai maksimum dari gaya yang dapat dikembangkan oleh tanah pada gerakan struktur penahan terhadap tanah urugannya, yaitu dimana tanah harus menahan gerakan dinding penahan tanah sebelum mengalami keruntuhan.



Gambar 2. 10 Tekanan tanah lateral pasif

(Sumber: Hardiyatmo, 2014)

1. Tekanan tanah pasif tak kohesif

$$P_p = 0,5 K_p \gamma H^2 \dots\dots\dots (2.5)$$

Keterangan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

K_p = Koefisien pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan (m)

Harga K_p untuk tanah datar

$$K_p = \frac{1-\sin\phi}{1+\sin\phi} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \dots\dots\dots (2.6)$$

Keterangan:

K_p = Koefisien tekanan pasif

ϕ = Sudut gesek dalam tanah (°)

Harga K_a untuk tanah miring

$$K_p = \cos\beta \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \dots\dots\dots (2.7)$$

Keterangan:

K_p = Koefisien tekanan aktif

ϕ = Sudut gesek dalam tanah (°)

β = Kemiringan permukaan tanah urug (°)

2. Tekanan tanah aktif kohesif

$$P_p = 0,5 K_p \gamma H^2 + 2 c \sqrt{K_p} \dots\dots\dots (2.8)$$

Keterangan :

P_p = Tekanan tanah pasif (kN/m)

K_p = Koefisien pasif

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

H = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan (m)

c = Kohesif (kN/m²)

2.3.1.3. Pengaruh beban merata

Beban merata (q) di atas tanah urug dapat dianggap sebagai beban tanah setebal h_s dengan berat volume (γ) tertentu. Dengan demikian $h_s = q/\gamma$. Tekanan tanah aktif dengan kedalaman h_s dari tinggi tanah dapat dilihat persamaan sebagai berikut:

$$P_a = h_s \gamma K_a = q K_a \dots\dots\dots (2.9)$$

Jadi, akibat beban merata terdapat tambahan gaya tekanan tanah aktif ($P_{a'}$) yaitu:

$$P_{a'} = q K_a H \dots\dots\dots (2.10)$$

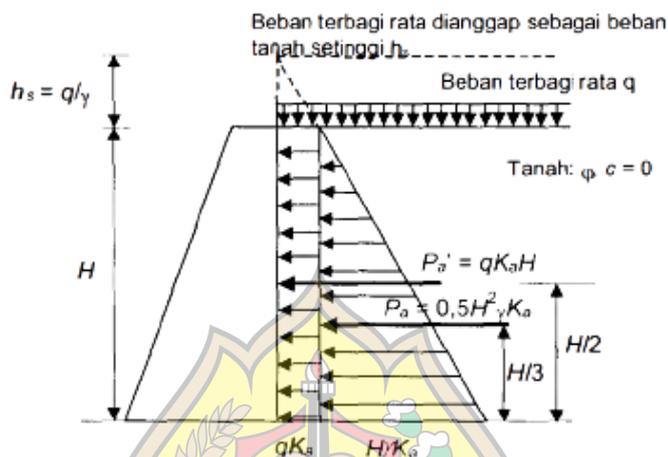
Keterangan:

q = Beban merata (kN/m^2)

K_a = Koefisien aktif

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

H = Kedalaman tanah dihitung dari puncak dinding penahan (m)



Gambar 2. 11 Diagram tekanan tanah aktif akibat beban q teori Rankine
(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

2.3.2. Stabilitas kontruksi terhadap gaya eksternal

Analisis stabilitas eksternal meliputi stabilitas terhadap bahaya guling, geser, dan kuat dukung tanah yang terjadi.

2.3.2.1. Stabilitas terhadap guling

Menurut Hardiyatmo (2002), stabilitas guling merupakan stabilitas yang ditinjau atas dasar kondisi tanah yang mengalami guling karena diakibatkan oleh tekanan tanah aktif, tekanan tanah aktif yang berada dibagian belakang dinding menghasilkan momen yang menyebabkan terjadinya guling dengan penggulingan berada dibagian belakang dinding penahan menghasilkan momen yang menyebabkan terjadinya guling dengan pusat penggulingan berada dibagian bawah pondasi.

Faktor aman terhadap guling (F_{gl}) bergantung pada jenis tanah, yaitu $F_{gl} \geq 1,5$ untuk tanah granular dan $F_{gl} \geq 2$ untuk tanah kohesif. Dengan persamaan sebagai berikut:

$$F_{gl} = \frac{\sum M_w}{\sum M_{gl}} = > 2 \dots\dots\dots(2.11)$$

Keterangan:

F_{gl} = Faktor keamanan penggulingan

$\sum M_w$ = Wb_1 = Momen yang melawan penggulingan (kNm)

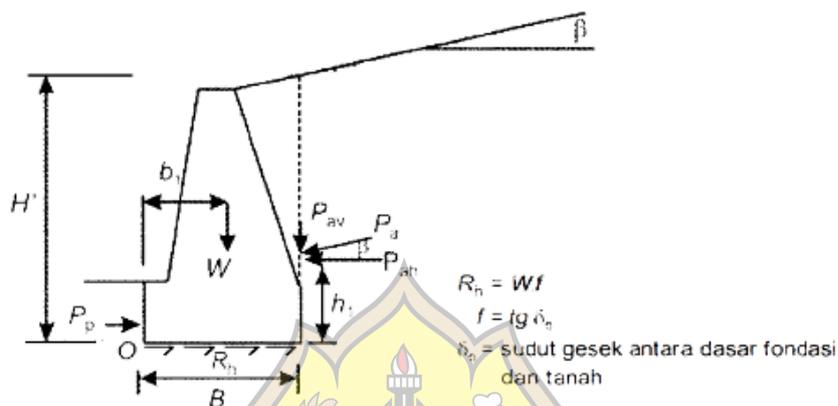
$$\sum M_{gl} = \sum P_{ah} h_1 + \sum P_{av} B = \text{Momen yang menyebabkan penggulingan (kNm)}$$

W = Berat tanah di atas pelat fondasi + berat sendiri DPT (kN)

B = Lebar kaki DPT (m)

$\sum P_{ah}$ = Jumlah gaya horizontal (kN)

$\sum P_{av}$ = Jumlah gaya vertikal (kN)



Gambar 2. 12 Stabilitas terhadap guling dan geser
(Sumber: Hardiyatmo, 2011)

2.3.2.2. Stabilitas terhadap geser

Akibat gaya-gaya lateral seperti tekanan tanah aktif yang bekerja, maka dinding penahan tanah dapat bergeser. Gaya-gaya lateral tersebut akan mendapatkan perlawanan dari tekanan tanah pasif dan gaya gesek antara dasar dinding dan tanah. Berdasarkan Hardiyatmo (2011), faktor aman terhadap geser didefinisikan sebagai berikut:

$$F_{gs} = \frac{\sum R_h}{\sum P_h} \geq 1,5 \dots\dots\dots(2.12)$$

Untuk tanah granular (c = 0):

$$\sum R_h = W f$$

$$\sum R_h = W \text{tg } \delta_b ; \text{ dengan } \delta_b < \varphi$$

Untuk tanah kohesif (φ = 0):

$$\sum R_h = c_a B$$

Untuk tanah c - φ (φ > 0 dan c > 0)

$$\sum R_h = c_a B + W \text{tg } \delta_b$$

Keterangan:

F_{gs} = Faktor keamanan penggeseran

$\sum R_h$ = Tahanan dinding penahan terhadap geser

$\sum P_h$ = Jumlah gaya horizontal (kN)

W = Berat total dinding penahan dan tanah diatas plat fondasi (kN)

- δ_b = Sudut gesek antara tanah dan dasar fondasi
 C_a = Adhesi antara tanah dan dasar dinding = $a_d \times c$ (kN/m^2)
 c = Kohesi tanah dasar (kN/m^2)
 a_d = Faktor adhesi
 B = Lebar fondasi (m)
 F = $\tan \delta_b$ = Koefisien gesek antara tanah dasar dan dasar fondasi

Bowles (1997) menyarankan bahwa faktor aman terhadap geser dasar fondasi yaitu:

$$F_{gs} \geq 1,5 \text{ (tanah dasar granular)}$$

$$F_{gs} \geq 2 \text{ (tanah dasar kohesif)}$$

2.3.3. Kapasitas daya dukung tanah

Tekanan yang disebabkan oleh gaya yang terjadi pada dinding penahan tanah harus lebih kecil dari daya dukung ijin tanah. Menurut Hardiyatmo (2002), persamaan kapasitas daya dukung tanah untuk menghitung stabilitas dinding penahan tanah yaitu menggunakan kapasitas dukung Terzaghi dan Hansen.

2.3.3.1. Kapasitas daya dukung tanah teori Terzaghi

Persamaan Terzaghi berlaku untuk pondasi dengan pembebanan vertikal dan sentris. Persamaan Terzaghi didefinisikan sebagai berikut:

$$q_u = c N_c + D_f \gamma N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \dots\dots\dots(2.13)$$

Keterangan:

- q_u = Daya dukung tanah (t/m)
 c = Kohesi (kN/m^2)
 γ = Berat isi tanah (kN/m^3)
 D_f = Kedalaman pondasi (m)
 B = Lebar kaki dinding penahan (m)
 N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas daya dukung Terzaghi

2.3.3.2. Kapasitas daya dukung tanah teori Hansen (1970) dan Vesic (1975)

Persamaan Hansen (1970) dan Vesic (1975) digunakan untuk menghitung beban yang eksentris dan miring. Persamaan tersebut didefinisikan sebagai berikut:

$$q_u = d_c i_c c N_c + d_q i_q D_f \gamma N_q + d_\gamma i_\gamma 0.5 B \gamma N_\gamma \dots\dots\dots(2.14)$$

Keterangan:

- q_u = Daya dukung tanah (t/m)
 d_c, d_q, d_γ = Faktor kemiringan beban

- e = Eksentris beban (m)
 c = Kohesi (t/m^2)
 γ = Berat isi tanah (kN/m^3)
 D_f = Kedalaman pondasi (m)
 B = Lebar kaki dinding penahan (m)
 N_c, N_q, N_γ = Faktor kapasitas daya dukung Terzaghi

Dalam perhitungan kapasitas daya dukung tanah, faktor keamanan yang harus dipenuhi sebagai berikut:

$$SF = \frac{q_u}{q} \geq 3 \dots\dots\dots(2.15)$$

Dimana:

- q = Tekanan akibat beban struktur (kN/m^2)
 q_u = Tekanan tanah ultimit (kN/m^2)

tekanan struktur pada tanah dasar fondasi dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

Lebar efektif fondasi (persamaan Mayorhof):

$$q = \frac{V}{B'} \dots\dots\dots(2.16)$$

dengan V = beban vertikal total dan $B' = B - 2e$

Apabila distribusi tekanan kontak antara tanah dasar fondasi dianggap linier (persamaan Terzaghi):

$$q = \frac{V}{B} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \text{ bila } e \leq \frac{B}{6} \dots\dots\dots(2.17)$$

$$q_{\text{maks}} = \frac{2V}{B(B-2e)} \text{ bila } e \geq \frac{B}{6} \dots\dots\dots(2.18)$$

Tabel 2. 9 Faktor kapasitas daya dukung menurut Terzaghi

ϕ'	Nc	Nq	Ny	ϕ'	Nc	Nq	Ny
0	5.70	1.00	0.00	26	27.085	14.210	0.84
1	6.00	1.10	0.01	27	2.236	15.896	11.60
2	6.30	1.22	0.04	28	31.612	17.808	13.70
3	6.62	1.35	0.06	29	34.242	19.981	16.18
4	6.97	1.49	0.10	30	37.162	22.456	1.13
5	7.34	1.64	0.14	31	40.411	25.282	22.65
6	7.73	1.81	0.20	32	44.036	28.517	26.87
7	8.15	2.00	0.27	33	48.090	32.230	31.94
8	8.60	2.21	0.35	34	52.637	36.504	38.04
9	9.09	2.44	0.44	35	57.754	41.440	45.41
10	9.60	2.69	0.56	36	63.528	47.156	54.36
11	10.16	2.98	0.60	37	70.067	53.700	65.27
12	10.76	3.29	0.85	38	77.495	61.546	78.61
13	11.41	3.63	1.04	39	85.966	70.614	95.03
14	12.11	4.02	1.26	40	95.663	81.271	115.31
15	12.86	4.45	1.52	41	106.807	93.846	140.51
16	13.68	4.20	1.82	42	119.669	108.750	171.99
17	14.56	5.45	2.18	43	134.58	126.480	211.56
18	15.52	6.04	2.59	44	151.95	147.736	261.60
19	16.56	6.70	3.07	45	172.285	173.285	325.34
20	17.69	7.44	3.64	46	196.219	204.191	407.11
21	18.92	8.26	4.31	47	224.54	241.800	512.84
22	20.27	0.10	5.09	48	258.285	287.855	650.67
23	21.75	10.23	6.00	49	298.718	344.636	831.99
24	23.36	11.40	7.08	50	347.509	415.146	1072.80
25	25.13	12.72	8.34				

ϕ (°)	Hansen (1961)			Vesic (1973)		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.14	1.00	0.00	5.14	1.00	0.00
1	4.38	1.09	0.00	4.38	1.09	0.07
2	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.15
3	5.90	1.31	0.02	5.90	1.31	0.24
4	6.19	1.43	0.05	6.19	1.43	0.34
5	6.49	1.57	0.07	6.49	1.57	0.45
6	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.57
7	7.16	1.88	0.16	7.16	1.88	0.71
8	7.53	2.06	0.22	7.53	2.06	0.86
9	7.92	2.25	0.30	7.92	2.25	1.03
10	8.34	2.47	0.39	8.34	2.47	1.22
11	8.80	2.71	0.50	8.80	2.71	1.44
12	8.28	2.97	0.63	8.28	2.97	1.69
13	9.81	3.26	0.78	9.81	3.26	1.97
14	10.37	3.59	0.97	10.37	3.59	2.29
15	10.98	3.94	1.18	10.98	3.94	2.65
16	11.63	4.34	1.43	11.63	4.34	3.06
17	12.34	4.77	1.73	12.34	4.77	3.53
18	13.10	5.26	2.08	13.10	5.26	4.07
19	13.93	5.80	2.48	13.93	5.80	4.68
20	14.83	6.40	2.95	14.83	6.40	5.39
21	15.81	7.07	3.50	15.81	7.07	6.20
22	16.88	7.82	4.13	16.88	7.82	7.13
23	18.05	8.66	4.88	18.05	8.66	8.20
24	19.32	9.60	5.75	19.32	9.60	9.44
25	20.72	10.66	6.76	20.72	10.66	10.88
26	22.25	11.85	7.94	22.25	11.85	12.54
27	23.94	13.20	9.32	23.94	13.20	14.47
28	25.80	14.72	10.94	25.80	14.72	16.72
29	27.86	16.44	12.84	27.86	16.44	19.34
30	30.14	18.40	15.07	30.14	18.40	22.40
31	32.67	20.63	17.69	32.67	20.63	25.99
32	35.49	23.18	20.79	35.49	23.18	30.21
33	38.64	26.09	24.44	38.64	26.09	35.19
34	42.16	29.44	28.77	42.16	29.44	41.06
35	46.12	33.30	33.92	46.12	33.30	48.03
36	50.59	37.75	40.05	50.59	37.75	56.31
37	55.63	42.92	47.38	55.63	42.92	66.19
38	61.34	48.93	56.17	61.34	48.93	78.02
39	67.87	55.96	66.76	67.87	55.96	92.25
40	75.31	64.20	79.54	75.31	64.20	109.41
41	83.86	73.90	95.05	83.86	73.90	130.21
42	93.71	85.37	113.96	93.71	85.37	155.54
43	105.11	99.01	137.10	105.11	99.01	186.53
44	118.37	115.31	165.58	118.37	115.31	224.63
45	133.87	134.87	200.81	133.87	134.87	271.75

Gambar 2. 13 Faktor kapasitas daya dukung menurut Hansen dan Vesic

Sumber: Hansen (1961), dan Vesic (1973)

2.3.4. Stabilitas konstruksi terhadap gaya internal

Analisis stabilitas internal meliputi stabilitas terhadap tegangan desak, tegangan tarik, dan tegangan geser.

2.3.4.1. Tegangan desak

Tegangan desak merupakan tegangan yang terjadi karena beban tekan atau desak. Persamaan tegangan desak didefinisikan sebagai berikut:

$$\sigma_{desak} = \frac{\Sigma V_{1-1}}{b_{1-1} L} + \frac{\Sigma M_{1-1}}{W} \leq \sigma_{desak \text{ bahan}} \dots \dots \dots (2.15)$$

2.3.4.2. Tegangan tarik

Tegangan desak merupakan tegangan yang terjadi karena beban tarik. Persamaan tegangan tarik didefinisikan sebagai berikut:

$$\sigma_{tarik} = \frac{\Sigma V_{1-1}}{b_{1-1} L} - \frac{\Sigma M_{1-1}}{W} \leq \sigma_{tarik \text{ bahan}} \dots \dots \dots (2.16)$$

2.3.4.3. Tegangan geser

Tegangan geser merupakan hubungan gaya yang menyinggung permukaan benda per luas penampang tempat gaya beraksi. Gaya yang terjadi memiliki arah sejajar dengan permukaan, sehingga permukaan benda akan bergeser dan timbulah tegangan geser. Persamaan tegangan geser didefinisikan sebagai berikut:

$$\tau = \frac{2}{3} + \frac{D_{1-1}}{b_{1-1} L} \leq \text{bahan} \dots \dots \dots (2.17)$$

2.3.5. Pembebanan gempa pada dinding penahan tanah

Menurut Seed dan Whitman (1970) dalam Liong (2013), menganjurkan untuk menghitung gaya gempa pada dinding penahan tanah sebagai Persamaan berikut ini.

$$PE = \frac{3}{8} x \frac{ah}{g} x \gamma x (H')^2 \dots \dots \dots (2.1)$$

Keterangan:

PE = Gaya gempa

ah = Percepatan gempa maksimum

g = Gravitasi bumi

γ = Berat volume tanah

H' = Tinggi dinding penahan tanah

Kriteria angka keamanan minimal yang harus dipenuhi menurut persyaratan SNI 8460 (2017), ditunjukkan pada Tabel 2.10.

Tabel 2. 10 Kriteria perencanaan gempa berdasarkan peruntukan infrastruktur

Peruntukan	Umur rencana (tahun)	Probabilitas terlampaui (%)	Periode ulang (tahun)	Kriteria keamanan
Bangunan gedung dan non-gedung	75	2	-	-
Jembatan konvensional	75	7	-	-
Dinding penahan tanah (DPT) Abutmen Jembatan	-	7	-	FK >1,5 (terhadap geser saat mengalami beban statik). FK >2 (terhadap guling saat mengalami beban statik). FK >1,1 (terhadap beban pseudostatik).
Timbunan oprit	-	-	-	FK >1,1
Bendungan	100	1	10.000 <i>Safety Evaluation Earthquake</i> (SEE)	<ul style="list-style-type: none"> • Tidak terjadi aliran air yang tidak terkendali. • Deformasi tidak melebihi 0,5 dari tinggi jagaan. • Deformasi pada filter tidak boleh melebihi 0,5 tebal filter. • <i>Spillway</i> tetap berfungsi setelah terjadi gempa rencana .
	100	50	145 <i>Operating Basis Earthquake</i> (OBE)	Kerusakan minor setelah terjadi gempa rencana.

Peruntukan	Umur rencana (tahun)	Probabilitas terlampaui (%)	Periode ulang (tahun)	Kriteria keamanan
Bangunan pelengkap bendungan	50	2	-	-
Terowongan	100	10	-	-

(Sumber: SNI 8460, 2017)

2.4. Parameter Tanah

Parameter-parameter tanah yang digunakan dalam penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

2.4.1. Korelasi kohesi (c)

Kohesi (c) adalah gaya tarik antar partikel tanah. Kaitanya dengan sudut geser dalam, kohesi merupakan parameter kuat geser tanah yang menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang bekerja pada tanah lateral. Nilai kohesi dapat diperoleh dari pengujian *standard penetration test (SPT)*. Perkiraan nilai kohesi dapat ditentukan tergantung pada jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 2.11.

Tabel 2. 11 Hubungan antara N-SPT dengan kohesi

Konsistensi Tanah	Taksiran harga kekuatan geser <i>undrained</i> , C_u		Taksiran harga SPT, harga N
	kPa	ton/m ²	
Sangat lunak (<i>very soft</i>)	0 – 12,5	0 – 1,25	0 – 2,5
Lunak (<i>soft</i>)	12,5 – 25	1,25 – 2,5	2,5 – 5
Kaku (<i>medium</i>)	25 – 50	2,5 – 5	5 – 10
Sangat kaku (<i>stiff</i>)	50 – 100	5 – 10	10 – 20
Keras (<i>very stiff</i>)	100 – 200	10 – 20	20 – 40
Keras (<i>hard</i>)	> 200	> 20	> 40

(Sumber: Mochtar (2006), revised (2012))

2.4.2. Kuat geser dalam tanah

Sudut geser dalam (φ) adalah sudut yang dibentuk bersamaan dengan kohesi untuk menentukan daya tahan tanah akibat tekanan lateral tanah. kuat geser tanah digunakan untuk menganalisis kapasitas daya dukung tanah, stabilitas lereng, dan gaya dorong pada

dinding penahan (Hardiyatmo, 2014). Nilai sudut geser dalam didapatkan dari pengujian *standard penetration test (SPT)*. Perkiraan nilai sudut geser dalam dapat ditentukan tergantung pada jenis tanah yang dapat dilihat pada Tabel 2.12.

Tabel 2. 12 Hubungan sudut geser dengan jenis tanah

Jenis Tanah	Sudut Geser Dalam (°)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung	25 - 30
Lanau	20 - 25

(Sumber: Das, 2010)

2.4.3. Korelasi berat jenis tanah (γ)

Keterkaitan antara nilai berat jenis tanah nilai N-SPT, ditunjukkan pada Tabel 2.13 berikut.

Tabel 2. 13 Hubungan nilai berat jenis dan N-SPT

<i>Cohesionless Soil</i>					
<i>N</i>	0 - 10	11 - 30	31 - 50	>50	
<i>Unit Weight γ, kN/m³</i>	12 - 16	14 - 18	16 - 20	18 - 23	
<i>Angle Of Friction (φ)</i>	25 - 32	28 - 36	30 - 40	>35	
<i>State</i>	<i>Loose</i>	<i>Medium</i>	<i>Dense</i>	<i>Very Dense</i>	
<i>Cohesive</i>					
<i>N</i>	<4	4 - 6	6 - 15	16 - 25	>25
<i>Unit Weight γ, kN/m³</i>	14 - 18	16 - 18	16 - 18	16 - 20	>20
<i>Angle Of Friction (φ)</i>	<25	20 - 50	30 - 60	40 - 200	>100
<i>State</i>	<i>Very Soft</i>	<i>Soft</i>	<i>Medium</i>	<i>Stiff</i>	<i>Hard</i>

(Sumber: Bowles, 1983)

2.4.4. Korelasi berat volume tanah

Keterkaitan antara nilai berat volume tanah dengan jenis tanah, ditunjukkan pada Tabel 2.14 berikut.

Tabel 2. 14 Hubungan antara jenis tanah dengan berat volume tanah

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

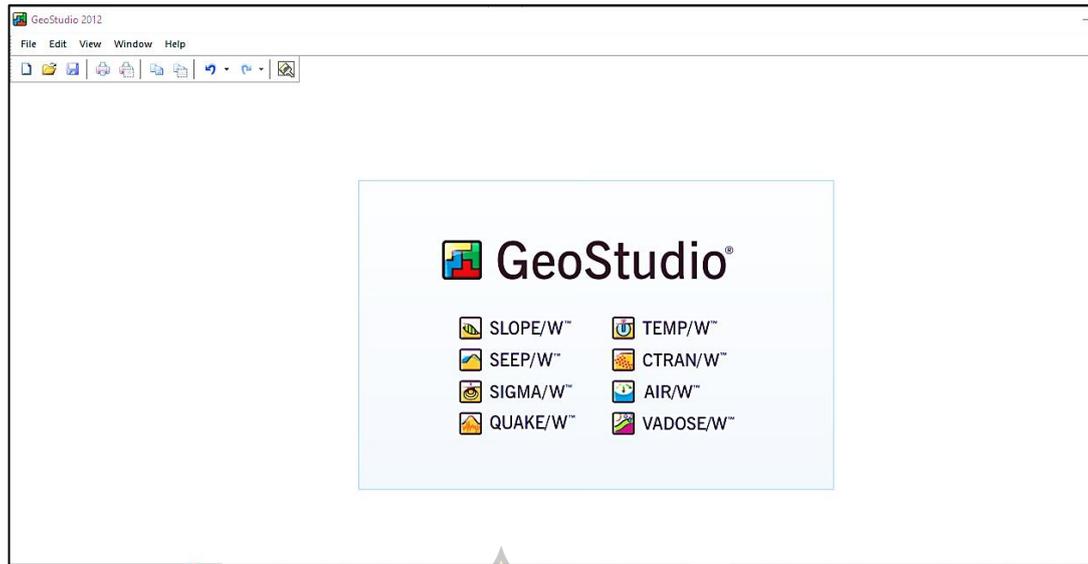
(Sumber: Wiley, John & Sons, 2000)

2.5. *GeoStudio 2012*

GeoStudio merupakan sebuah perangkat lunak untuk pemodelan dibidang geoteknik yang melingkupi *SLOPE W*, *SEEP W*, *SIGMA W*, *QUAKE W*, *TEMP W*, dan *CTRAN W* sifatnya terintegrasi sehingga memungkinkan untuk menggunakan hasil dari salah satu produk kedalam produk yang lain. *SLOPE W* merupakan produk aplikasi *GeoStudio* untuk menghitung faktor keamanan lereng dan kemiringan batuan. Dengan menggunakan *SLOPE W* dapat menganalisis masalah baik secara sederhana maupun kompleks dengan menggunakan salah satu dari delapan kesetimbangan batas untuk berbagai permukaan yang miring, kondisi tekanan pori air, dan beban terkonsentrasi.

SLOPE W merupakan program yang digunakan untuk pemodelan permasalahan lereng dalam bentuk penggambaran pada aplikasi *Computer Aided Design (CAD)*. Data yang telah dimodelkan tersebut dianalisis menggunakan *SLOPE W Solve*. Perhitungan dilakukan sesuai data yang dimasukkan dan pengaturan analisis yang telah ditentukan. *SLOPE W Contour* akan menampilkan grafis seluruh bidang longsor dan nilai faktor aman dapat menunjukkan data bentuk kontur faktor aman serta diagram dan poligon tiap pias tertentu. *SLOPE W* dapat memodelkan kondisi-kondisi sebagai berikut:

1. Lapisan tanah yang kompleks.
2. Kondisi tekanan air pori yang sangat tidak beraturan.
3. Beberapa model kuat geser tanah, Mohr-Coloumb, Anisotropic, dll.
4. Parameter kuat geser pada kondisi tidak jenuh.
5. Pendekatan bentuk bidang gelincir dengan atau tanpa tension crack.
6. Beban merata, dan beban gempa.
7. Perkuatan dengan struktur.



Gambar 2. 14 Tampilan awal *GeoStudio 2012*

Data-data yang perlu dimasukkan kedalam software *GeoStudio 2012* adalah sebagai berikut:

1. Data geometri lereng dan dinding penahan tanah.
2. Data parameter tanah yang digunakan diantaranya berat jenis (γ), kohesi (c), dan sudut geser dalam tanah (φ).
3. Data beban, yaitu data beban merata dan beban gempa.

2.6. ASDIP Retain v.4.7.6

Dalam penyusunan tugas akhir ini, program komputer yang digunakan yaitu perangkat lunak *ASDIP Retain v.4.7.6*. *ASDIP Retain* adalah perangkat lunak teknik struktural yang digunakan oleh para insinyur untuk mendesain dinding penahan tanah. Perangkat lunak ini mengikuti peraturan bangunan terbaru serta ilmu komputer. *ASDIP* kompatibel dengan berbagai versi *Windows*, dan mendukung beberapa perangkat *Unix*, yang juga mendukung perangkat yang kompatibel dengan *Unix* dalam organisasi SI standar. perangkat lunak ini dirancang untuk insinyur bekerja dengan transparansi yang lebih besar melakukan desain struktural, analisis, review dan mengoptimalkannya untuk melakukannya dengan mengurangi kesalahan manusia dan juga mengurangi durasi proyek, bekerja lebih cepat untuk menyelesaikan sehingga dapat menghemat biaya dan sumber daya yang diperlukan.

Fitur dari *ASDIP Structural Retain* sebagai berikut:

1. UI sederhana dan rapi.
2. Mendukung peraturan dan membangun standar industri industri.

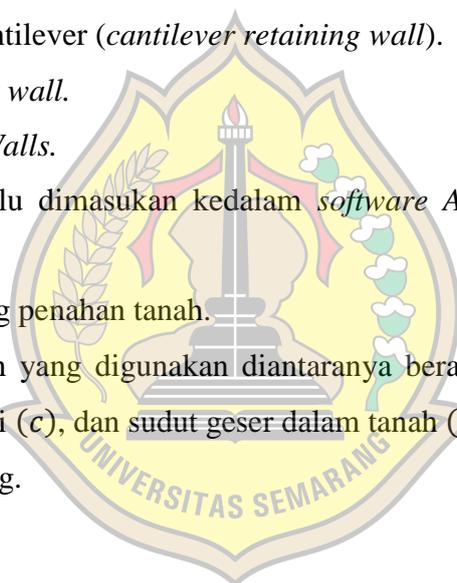
3. Kompatibilitas dengan berbagai versi Windows.
4. Mendukung peraturan konstruksi IBC-12, ACI 318-11 dan MSJC-11.
5. Kemampuan untuk mengedit dan meninjau bagian-bagian berbeda dari desain.
6. Muat analisis pada dinding dan optimalisasi penguat dan kekuatan titik lemah.
7. Dukungan untuk berbagai unit pengukuran, termasuk Unit untuk Standarisasi, SI.
8. Kemungkinan untuk mempersonalisasi bagian-bagian berbeda dari program untuk desain yang lebih tepat dan sesuai dengan kebutuhan.
9. Desain cepat dari dinding pelindung.

ASDIP Retain mencakup desain tiga jenis dinding penahan tanah, yaitu sebagai berikut:

1. Dinding Penahan Kantilever (*cantilever retaining wall*).
2. *Counterfort retaining wall*.
3. *Retained Retaining Walls*.

Data-data yang perlu dimasukkan kedalam *software ASDIP Retain* adalah sebagai berikut:

1. Data geometri dinding penahan tanah.
2. Data parameter tanah yang digunakan diantaranya berat volume tanah kering (γd), berat jenis (γ), kohesi (c), dan sudut geser dalam tanah (ϕ).
3. Sudut timbunan lereng.
4. Data gempa bumi.



USM