

BAB II

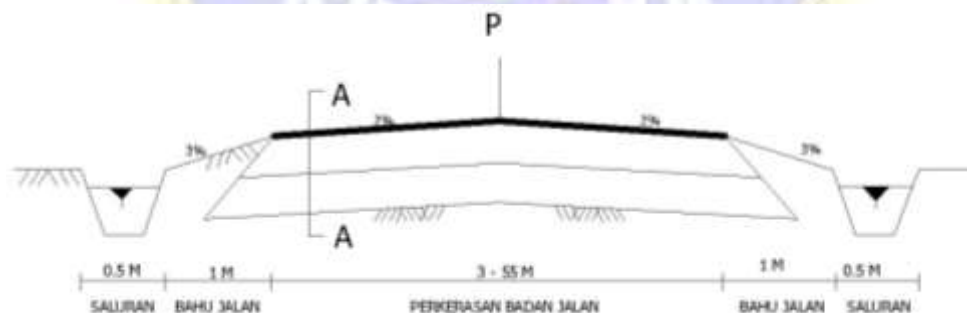
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Jalan Inspeksi

Berdasarkan ketentuan SKEP 347/XII/1999 tentang Standar Rancang Bangun dan/atau Rekayasa Fasilitas dan Peralatan Bandar Udara serta ICAO (*International Civil Aviation Organization*) ANNEX 14 Volume I mengenai penyediaan jalan akses darurat di kawasan bandar udara, perencanaan geometrik jalan inspeksi harus dirancang untuk menjamin fungsi operasional, keselamatan, dan aksesibilitas kendaraan inspeksi maupun kendaraan darurat seperti PKP-PK dalam segala kondisi cuaca.

Regulasi tersebut menekankan bahwa jalan inspeksi harus mampu mendukung beban kendaraan terberat yang beroperasi di area bandar udara, memiliki sistem drainase yang baik, serta memungkinkan waktu tanggap darurat yang cepat menuju runway, reservoir hidran, maupun fasilitas operasional lainnya.

Mengacu pada ketentuan tersebut, penampang melintang jalan inspeksi pada Gambar 2.1 dirancang dengan perkerasan badan jalan sebagai jalur utama kendaraan, bahu jalan di kedua sisi untuk mendukung stabilitas dan ruang pengaman, serta saluran drainase guna mengendalikan limpasan air permukaan. Kemiringan melintang perkerasan sebesar 2% dari titik puncak ke sisi kiri dan kanan berfungsi mengalirkan air secara efektif menuju bahu jalan, sedangkan kemiringan bahu jalan sebesar 3% mempercepat aliran menuju saluran drainase. Desain ini menunjukkan bahwa konfigurasi geometrik jalan inspeksi tidak hanya mempertimbangkan kenyamanan operasional, tetapi juga memenuhi standar keselamatan bandar udara melalui struktur jalan yang aman, stabil, dan mampu berfungsi optimal sebagai jalur inspeksi maupun akses darurat.

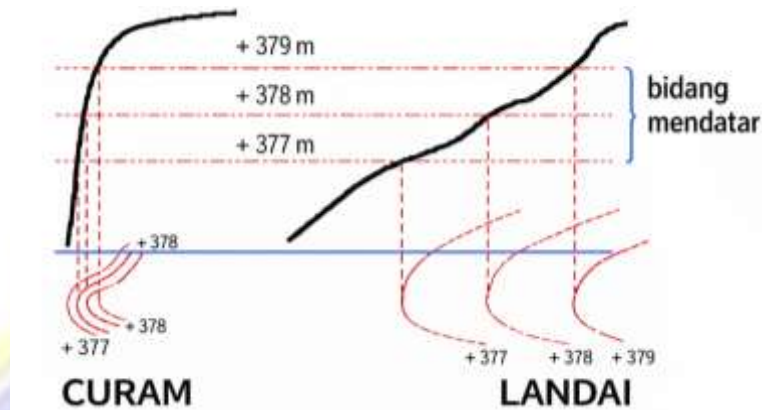


Gambar 2.1 Jalan Akses.

Sumber : SKEP 347/XII/1999.

2.2 Kontur Tanah

Garis kontur yang tertera pada Gambar 2.2 merupakan garis yang menghubungkan titik-titik dengan ketinggian yang sama. Garis kontur digambarkan di atas peta untuk menunjukkan pasang surut keadaan permukaan tanah. Semakin curam medan tanah, semakin rapat garis kontur pada peta, dan sebaliknya, semakin lebar jarak antar garis kontur menunjukkan bahwa area tersebut termasuk kategori landai (Iskandar, 2008).



Gambar 2.2 Kerapatan Garis Kontur pada Daerah Curam dan Daerah Landai.
Sumber : Teknik Survei dan Pemetaan (2008).

Garis kontur memiliki sifat sebagai berikut:

- Membentuk kurva tertutup;
- Tidak bercabang;
- Tidak berhimpitan;
- Tidak digambar jika berpotongan dengan bangunan;
- Garis kontur yang rapat menunjukkan medan yang miring;
- Garis kontur yang lebar menunjukkan medan yang landai;
- Satu garis kontur mewakili satu ketinggian tertentu;
- Dua garis kontur dengan ketinggian yang sama tidak dapat disambungkan menjadi satu garis kontur;
- Pada medan dengan kemiringan seragam, garis kontur membentuk huruf V yang mengarah ke elevasi yang lebih rendah. Pada ketinggian yang curam, garis kontur membentuk huruf V yang mengarah ke elevasi yang lebih tinggi;
- Pada punggung bukit yang membentuk sudut 90° dengan kemiringan maksimum, garis kontur akan membentuk huruf U menghadap ke bagian yang lebih tinggi.

2.3 Penyiapan Tanah Dasar

Pekerjaan penyiapan tanah dasar terdiri dari penggalian, pembuangan atau penumpukan dan pemadatan tanah. Menurut KP 14 Tahun 2021 tentang Spesifikasi Teknis Pekerjaan Fasilitas Sisi Udara Bandar Udara, dalam ketiga situasi tersebut,

lapisan tanah dasar harus disiapkan sebelum lapis pondasi bawah (*subgrade*) dipasang. Pekerjaan tanah adalah pembentukan badan jalan sesuai dengan ketinggian (elevasi) tiap bagian jalan yang direncanakan. Penyiapan tanah dasar mencakup seluruh pekerjaan galian, timbunan, dan pemadatan yang diperlukan untuk mencapai permukaan tanah dasar badan jalan sesuai rencana.

2.3.1 Pekerjaan Galian dan Timbunan

Konstruksi infrastruktur seringkali dihadapkan dengan permasalahan kondisi tanah yang tidak seragam. Permukaan tanah seringkali memiliki elevasi atau kontur yang berbeda walaupun berada pada satu area yang sama. Proses penggalian (*cut*) dan penimbunan (*fill*) tanah adalah dua metode pekerjaan yang dapat digunakan untuk memperbaiki kondisi tanah tersebut (Priyadinata & Siregar, 2022). Galian dan timbunan (*cut and fill*) merupakan tahap terpenting dalam berbagai jenis pekerjaan proyek. Pada umumnya pekerjaan *cut and fill* dilakukan setelah pengukuran situasi di lapangan dan pengukuran cross section. Volume galian dan timbunan dapat dihitung dari peta situasi dengan garis kontur atau langsung dari lapangan melalui pengukuran profil melintang sepanjang jalur proyek atau bangunan (Rosida *et al.*, 2013). Galian dan timbunan merupakan proses pengerjaan tanah dengan cara menggali sejumlah tanah yang kemudian ditimbun di tempat lain. Sebelum pengerjaan galian dan timbunan, terlebih dahulu harus mempelajari dan memperhitungkan kondisi tanah perencanaan. Tujuannya agar volume tanah yang diambil dan dibuang dapat seminimal mungkin sehingga dapat menekan anggaran seefisien mungkin. Adapun tujuan umum pekerjaan galian dan timbunan adalah sebagai berikut:

- a. Mencegah penurunan permukaan tanah.
- b. Meratakan permukaan tanah.
- c. Menyangga batuan di sekeliling agar tidak longsor.
- d. Memberikan akses ke area lain.

Setelah proses pengukuran selesai, galian baru dapat dimulai dan memiliki informasi lengkap tentang elevasi dan kemiringan area yang akan digali. Setiap area yang akan digali dibersihkan dari lapisan humusnya, atau tanah atas. Tanah humus hasil gusuran diletakkan di area pembuangan yang telah ditentukan. Tanah ini dapat digunakan kembali untuk melukis area strip dan pekerjaan taman (Direktorat Jenderal Perhubungan Udara, 2021).

Menurut KP 14 Tahun 2021, material galian dapat diklasifikasikan dalam beberapa jenis berikut penjelasannya.

- a. Galian Batu/Tanah Keras
Galian batu terdiri dari penggalian batu-batu yang sangat besar setra memiliki lapisan batuan yang kuat, atau bahan konglomerat yang keras dan padat sehingga tidak dapat digali dengan mudah. Maka harus dilakukan peledakan, *rockbreaker*, *jackhammer* atau tanpa alat bajak/alat garuk yang ditarik oleh

penggerak utama traktor, biasanya disebut *rippers*. Semua batu dengan volume lebih dari 0,4 m³ masuk dalam kategori galian batu.

b. Galian Tanah Lunak, Sampah, Gambut dan Tanah Organik

Galian terdiri dari galian dan pembuangan tanah lunak, lumpur, sampah, gambut, tanah organik atau campuran tanah tersebut. Tanah akan mengalami penurunan (konsolidasi) apabila langsung ditimbun atau tanah langsung digunakan sebagai bahan timbunan.

c. Galian Drainase

Galian drainase merupakan yang ditujukan untuk membuat saluran drainase, bangunan inlet dan outlet baik yang bersifat permanen ataupun sementara.

d. Galian di Sumber Material Urugan

Galian pada sumber material yang telah disetujui untuk dijadikan bahan urugan. Ketersediaan material di lokasi sumber harus dipastikan lebih besar dari volume yang diperlukan. Sumber material dapat diambil dari dalam bandar udara maupun di luar bandar udara. Penggalian tanah di dalam bandar udara harus dibatasi sesuai elevasi yang disyaratkan.

e. Galian *Obstacle*

Kriteria galian *obstacle* tergantung dari bahan penyusun *obstacle*. Galian *obstacle* bisa berupa galian batu atau galian tanah keras dan juga bisa berupa galian tanah yang serupa dengan galian di sumber material urugan.

2.3.2 Material

Menurut Spesifikasi Umum Tahun 2018 tanah yang akan distabilisasi harus memenuhi persyaratan teknis tertentu sebelum digunakan. Ukuran butir maksimum tidak boleh melebihi 75 mm dan kurang dari 50% butiran tanah boleh lolos saringan No.200 berdasarkan pengayakan basah. Tanah yang memiliki plastisitas rendah atau tanah laterit dengan sifat kekuatan yang baik lebih disukai dibandingkan tanah dengan plastisitas tinggi atau tanah ekspansif. Selain itu, tanah harus bebas dari bahan organik yang dapat menghambat proses hidrasi semen dan, bila diuji, harus menunjukkan nilai pH lebih besar dari 12,2 sesuai ketentuan.

Setiap sumber tanah yang akan digunakan harus diperiksa dan disetujui terlebih dahulu oleh Pengawas Pekerjaan. Persetujuan ini diberikan berdasarkan hasil pengujian contoh tanah yang diambil dan diuji di bawah pengawasan. Namun demikian, persetujuan sumber tanah tidak serta-merta menjamin hasil pekerjaan diterima, dan tanggung jawab mutu tetap berada pada Penyedia Jasa.

Campuran Stabilisasi Tanah Dasar dan Lapis Fondasi Tanah Semen terdiri atas tanah yang telah disetujui, semen, dan air. Kadar semen ditentukan berdasarkan hasil pengujian laboratorium dan Percobaan Lapangan Awal, dengan rentang antara 3% hingga 8% dari berat tanah kering oven. Untuk setiap sumber tanah baru, Penyedia Jasa wajib melakukan perancangan campuran di laboratorium guna memastikan kekuatan, karakteristik perubahan volume, serta kebutuhan kadar air dan kepadatan yang sesuai.

Rancangan campuran laboratorium dilakukan melalui beberapa tahapan, antara lain penentuan hubungan kadar air dan kepadatan untuk memperoleh

Kepadatan Kering Maksimum (MDD) dan Kadar Air Optimum (OMC), pengujian kuat tekan bebas (UCS) setelah perawatan 7 hari, serta evaluasi sifat pengembangan dan penyusutan campuran. Untuk Stabilisasi Tanah Dasar, rancangan campuran juga dapat dilakukan dengan metode CBR sesuai SNI 1744:2012, dengan prosedur perawatan khusus sebelum pengujian.

Hasil akhir campuran harus memenuhi persyaratan sifat mekanis yang ditetapkan dalam spesifikasi pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Sifat-sifat Yang Disyaratkan untuk Stabilisasi Tanah Dasar dan Lapis Fondasi Tanah Semen.

PENGUJIAN	BATAS-BATAS SIFAT (Setelah Perawatan 7 hari)			METODE PENGUJIAN
	Minimum	Target	Maksimum	
California Bearing Ratio (CBR) % untuk Campuran Stabilisasi Tanah Dasar	12	15	-	SNI 1744:2012
Kuat Tekan Bebas (Unconfined Compressive Strength, UCS) kg/cm ² untuk Lapis Fondasi Tanah Semen	20	24	35	SNI 03-6887- 2002
Uji Basah dan Kering untuk Lapis Fondasi Tanah Semen :				SNI 13-6427- 2000
a. % Kehilangan Berat	-	-	7	
b. % Perubahan Volume	-	-	2	

Sumber : Spesifikasi Umum (2018).

2.3.3 Penyiapan Tanah Dasar (*Subgrade*)

Berdasarkan Spesifikasi Umum Tahun 2018, tanah lunak didefinisikan sebagai setiap jenis tanah yang mempunyai CBR lapangan kurang dari 2,5%. Tanah Dasar dengan daya dukung sedang didefinisikan sebagai setiap jenis tanah yang mempunyai CBR hasil pemadatan sama atau di atas 2,5% tetapi kurang dari nilai rancangan atau kurang dari 6% jika tidak ada nilai yang dicantumkan. Tanah ekspansif didefinisikan sebagai tanah yang mempunyai Pengembangan Potensial lebih dari 5%.

Bilamana tanah lunak, berdaya dukung rendah terekspos pada tanah dasar hasil galian, atau bilamana tanah lunak berada di bawah timbunan maka perbaikan tambahan berikut ini diperlukan:

- a. Tanah lunak harus ditangani seperti yang ditetapkan antara lain :
 1. Didapat sampai mempunyai kapasitas daya dukung dengan CBR lapangan lebih dari 2,5% atau
 2. Distabilitas atau
 3. Dibuang seluruhnya atau
 4. Digali sampai di bawah elevasi tanah dasar dengan kedalaman yang ditunjukkan atau jika tidak maka dengan kedalaman yang diberikan dalam Tabel 2.1 sesuai dengan Bagan Desain 2 - Desain Fondasi Jalan Minimum

dari Manual Desain Perkerasan Jalan No. 02/M/BM/2017. Kedalaman galian dan perbaikan untuk perbaikan tanah dasar haruslah diperiksa atau diubah oleh Pengawas Pekerjaan, berdasarkan percobaan lapangan.

- b. Selain perbaikan tanah dasar sebagaimana yang disebutkan dalam Tabel 2.1, tanah ekspansif harus ditangani secara khusus.
- c. Tanah dasar berdaya dukung sedang harus digali sampai kedalaman tebal lapisan penopang.

Galian harus tetap dijaga agar bebas dari air pada setiap saat terutama untuk tanah lunak, organik, gambut dan ekspansif, untuk memperkecil dampak pengembangan.

Ketentuan ini bertujuan untuk memastikan bahwa struktur perkerasan, baik lentur maupun kaku, dapat berfungsi secara optimal, aman, dan memiliki umur layan sesuai standar desain. Adapun pedoman mengenai perbaikan tanah dasar dan tipikal lapisan penopang berdasarkan klasifikasi tanah dasar tersebut disajikan pada Tabel 2.2.

Tabel 2.2 Perbaikan Tanah Dasar dan Tipikal Lapisan Penopang.

CBR Tanah Dasar	Kelas Kekuatan Tanah Dasar	Deskripsi Struktur Fondasi Jalan (Tanah Asli dan Peningkatannya)	Perkerasan Lentur			Perkerasan Kaku
			Lalu Lintas Lajur Desain Umur Rencana 40 tahun (juta CESA pangkat 5)			Stabilitas Tanah Dasar
			< 2	2-4	>4	
			Tebal Minimum Perbaikan Tanah Dasar (mm)			
≥6	SG6		Tidak perlu perbaikan			150 mm
5	SG5		-	-	100	Stabilisasi Tanah Dasar
4	SG4	Perbaikan tanah dasar meliputi bahan stabilisasi semen atau timbunan pilihan (pemadatan berlapis <200 mm tebal lepas)	100	150	200	di atas 150 mm
3	SG3		150	200	300	
2,5	SG2,5		175	250	350	Timbunan Pilihan
Tanah ekspansif (pengembangan potensial > 5%)			400	500	600	Berlaku ketentuan yang sama dengan Perbaikan Tanah Dasar Perkerasan Lentur
Perkerasan lentur di atas tanah lunak	SGI alluvial	Lapisan penopang (<i>capping layer</i>)	1000	1100	1200	
		Atau Lapisan Penopang dan <i>Geogrid</i>	650	750	850	
Tanah gambut dengan HRS atau Burda untuk jalan raya minor (nilai minimum – ketentuan lain digunakan)		Lapisan penopang butiran	1000	1250	1500	

Sumber : Spesifikasi Umum (2018).

2.3.4 Toleransi Dimensi Timbunan

Berdasarkan Permen PUPR No. 28/PRT/M/2016, ketentuan toleransi dimensi timbunan dijabarkan sebagai berikut:

- a. Elevasi dan kelandaian akhir setelah pemadatan harus tidak lebih tinggi atau lebih rendah 2 cm dari yang ditentukan.
- b. Seluruh permukaan akhir timbunan yang terekspos harus cukup rata dan harus cukup kelandaianya, untuk menjamin aliran air permukaan yang bebas.
- c. Permukaan akhir lereng timbunan tidak boleh bervariasi lebih dari 10 cm dari garis profil yang ditentukan.
- d. Timbunan tidak boleh dihampar dalam lapisan dengan tebal padat lebih dari 20 cm atau dalam lapisan dengan tebal padat kurang dari 10 cm.

2.4 Pemadatan Tanah

Dalam suatu konstruksi, pemadatan tanah adalah proses penting yang melibatkan pemberian tekanan pada tanah untuk mengurangi rongga udara sehingga meningkatkan kepadatan dan daya dukung tanah. Pemadatan tanah juga berfungsi untuk menaikkan kekuatan tanah dan daya tahan terhadap erosi, mengurangi potensi penurunan, dan mengontrol penyusutan (*shrinkage*) dan pengembangan (*swelling*). Umumnya dalam pemadatan tanah menggunakan berbagai jenis alat berat seperti *smooth-wheel rollers*, *sheepsfoot roller*, *rubber-tired rollers*, dan *vibratory rollers*, (Das & Sobhan, 2018). Adapun ketentuan kepadatan untuk timbunan tanah adalah :

- a. Proses pemadatan tanah timbunan wajib dilakukan saat kadar air bahan berada dalam kisaran 3% di bawah hingga 1% di atas kadar air optimum. Kadar air optimum sendiri didefinisikan sebagai kadar air saat tanah mencapai kepadatan kering maksimum, sesuai metode pemadatan yang diatur dalam SNI 03-1742-1989.
- b. Tanah yang terletak lebih dari 30 cm di bawah permukaan tanah dasar harus dipadatkan hingga mencapai paling sedikit 95% dari kepadatan kering maksimum berdasarkan standar SNI 03-1742-1989. Jika tanah tersebut mengandung lebih dari 10% material yang tertahan di ayakan berukuran $\frac{3}{4}$ inci, maka nilai kepadatan kering maksimum harus disesuaikan untuk memperhitungkan material berukuran besar (*oversize*).
- c. Untuk tanah pada lapisan dengan kedalaman 30 cm atau kurang dari permukaan tanah dasar, pemadatan harus dilakukan hingga mencapai 100% dari kepadatan kering maksimum sesuai standar yang berlaku.

2.4.1 Tebal Penghamparan Urugan

Mengacu pada KP 14 Tahun 2021, material urugan harus dihampar dengan ketebalan padat minimal 15 cm dan maksimal 25 cm. Jika pekerjaan dilakukan dalam beberapa lapisan, maka lapisan berikutnya hanya boleh dihampar setelah lapisan sebelumnya memenuhi persyaratan mutu material serta tingkat kepadatan

yang ditentukan. Pengendalian mutu pemadatan dilakukan melalui uji kepadatan lapangan dan CBR lapangan, dengan frekuensi minimal satu titik pengujian per 1.000 m² untuk setiap lapisan. Namun, untuk area di luar lapisan *subgrade*, hanya dilakukan uji kepadatan saja.

2.4.2 Finishing dan Perlindungan Subgrade

Proses *grading* atau pembentukan akhir permukaan *subgrade* serta pemadatannya harus dirancang agar permukaan dapat mengalirkan air dan cepat mengering saat hujan. Seluruh bekas lintasan roda, tambalan pada cekungan atau lubang, serta area timbunan tambahan wajib dipadatkan ulang dan dilakukan pengujian kembali (Direktorat Jenderal Perhubungan Udara, 2021).

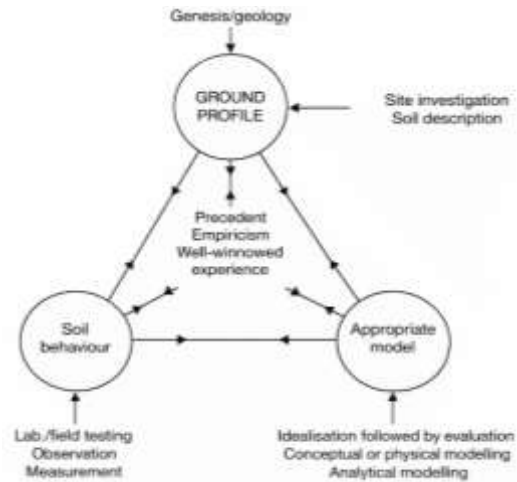
2.5 Geotechnical Triangle

Geotechnical Triangle merupakan suatu kerangka konseptual dalam rekayasa geoteknik yang diperkenalkan oleh *John B. Burland* pada tahun 1987. Konsep ini awalnya dikenal sebagai *Soil Mechanics Triangle*, yang dikembangkan sebagai alat bantu pengajaran. Namun, seiring dengan penerapannya yang luas dalam praktik rekayasa, konsep ini kemudian dimodifikasi dan diberi nama *Geotechnical Triangle* untuk mencerminkan cakupan aplikasinya yang lebih luas dalam bidang geoteknik.

Geotechnical Triangle menggambarkan bahwa setiap permasalahan geoteknik selalu melibatkan interaksi tiga komponen utama, yaitu:

1. *Ground* (tanah dan kondisi geologi)
2. *Structure* (struktur atau sistem rekayasa)
3. *Loading* (beban yang bekerja)

Ketiga komponen tersebut direpresentasikan dalam bentuk segitiga yang tertera pada Gambar 2.3. Dalam gambar tersebut menekankan bahwa tidak ada satu pun aspek yang dapat dianalisis secara terpisah, melainkan harus dipertimbangkan secara terpadu. Di tengah segitiga ditunjukkan peran pengalaman empiris (*precedent, empiricism, well-winnowed experience*) sebagai penghubung antara data lapangan, perilaku tanah, dan pemodelan analitis.



Gambar 2.3 *Geotechnical Triangle*.
Sumber : John B. Burland (1987).

2.5.1 *Ground Profile* (Profil Tanah)

Komponen *ground* mencakup kondisi geologi, stratigrafi tanah, sejarah pembentukan tanah, serta sifat fisik dan mekanik tanah. Menurut *Lambe* dan *Whitman* (1969), perilaku tanah sangat dipengaruhi oleh proses geologi dan lingkungan pembentukannya, sehingga pemahaman terhadap kondisi geologi menjadi langkah awal yang krusial dalam setiap analisis geoteknik.

Investigasi tanah dilakukan melalui penyelidikan lapangan, pengujian laboratorium, serta interpretasi data geologi dan geoteknik. Das (2016) menekankan bahwa ketidakpastian dalam parameter tanah merupakan salah satu tantangan utama dalam rekayasa geoteknik, sehingga interpretasi data tanah harus dilakukan secara hati-hati dan konservatif.

2.5.2 *Soil Behaviour* (Perilaku Tanah)

Soil Behaviour merepresentasikan respon tanah terhadap pembebanan dan perubahan kondisi lingkungan. Pemahaman terhadap perilaku tanah diperoleh melalui kombinasi pengujian laboratorium dan pengujian lapangan, serta didukung oleh observasi langsung dan pengukuran terhadap deformasi maupun pola kegagalan tanah yang terjadi. Menurut *Terzaghi*, *Peck*, dan *Mesri* (1996), perilaku tanah merupakan hasil interaksi kompleks antara sifat fisik tanah, kondisi tegangan, dan tekanan air pori, sehingga interpretasi data pengujian harus dilakukan secara hati-hati. Dalam konteks analisis stabilitas lereng, perilaku tanah mencakup karakteristik kuat geser, sifat deformasi, serta perubahan tekanan air pori yang secara langsung memengaruhi nilai faktor keamanan lereng. *Duncan* dan *Wright* (2005) menegaskan bahwa ketepatan dalam merepresentasikan perilaku tanah sangat menentukan keandalan hasil analisis stabilitas lereng, karena kesalahan

dalam penentuan parameter tanah dapat menghasilkan evaluasi faktor keamanan yang tidak mencerminkan kondisi lapangan.

2.5.3 *Appropriate Model (Model yang Sesuai)*

Appropriate Model yaitu model yang digunakan untuk menganalisis permasalahan geoteknik. Pemodelan dilakukan melalui proses idealisasi dengan menyederhanakan kondisi nyata di lapangan menjadi bentuk yang dapat dianalisis, kemudian dilanjutkan dengan evaluasi model konseptual atau fisik, serta pemodelan secara analitis maupun numerik. Pada gambar ditampilkan contoh hasil pemodelan numerik stabilitas lereng yang menunjukkan distribusi tegangan dan potensi bidang gelincir. Menurut *Duncan* dan *Wright* (2005), pemilihan model analisis harus mempertimbangkan kesetimbangan antara tingkat ketelitian dan kesederhanaan model, serta disesuaikan dengan kualitas data tanah yang tersedia. Sementara itu, *Griffiths* dan *Lane* (1999) menyatakan bahwa pemodelan numerik berbasis metode elemen hingga (*finite element method*) mampu merepresentasikan perilaku tanah dan mekanisme kelongsoran lereng secara lebih realistis, namun menuntut kualitas data dan pemahaman perilaku tanah yang memadai. Oleh karena itu, pemilihan model harus disesuaikan dengan kompleksitas permasalahan, ketersediaan data, dan tujuan analisis agar hasil perhitungan dapat merepresentasikan kondisi lapangan secara andal.

2.5.4 *Peran Pengalaman Empiris dalam Geotechnical Triangle*

Geotechnical Triangle memiliki konsep *precedent*, *empiricism*, *well-winnowed experience*, yang menegaskan bahwa analisis geoteknik tidak hanya bergantung pada teori dan perhitungan numerik semata. *Burland* (1987) menekankan bahwa data tanah yang digunakan dalam analisis geoteknik pada dasarnya selalu mengandung ketidakpastian, baik yang berasal dari keterbatasan jumlah data, variasi alami tanah, maupun keterbatasan metode pengujian. *Lambe* dan *Whitman* (1969) juga menyatakan bahwa sifat tanah sangat dipengaruhi oleh proses geologi dan kondisi lingkungan, sehingga hasil pengujian laboratorium dan lapangan harus diinterpretasikan dengan mempertimbangkan konteks geologi dan pengalaman lapangan.

Lebih lanjut, *Burland* (1987) menjelaskan bahwa model analisis yang digunakan dalam rekayasa geoteknik merupakan representasi ideal dari kondisi nyata di lapangan dan selalu melibatkan penyederhanaan terhadap geometri, kondisi batas, serta perilaku material tanah. *Peck* (1969) menegaskan bahwa pendekatan rekayasa geoteknik yang baik tidak hanya bertumpu pada teori, tetapi juga pada *observational method*, di mana hasil perhitungan dan asumsi desain harus terus dievaluasi berdasarkan pengamatan lapangan selama pelaksanaan konstruksi. Oleh karena itu, pengalaman rekayasa menjadi faktor kunci dalam menilai kewajaran hasil analisis dan mengurangi risiko kesalahan desain.

Dengan demikian, pengalaman empiris berfungsi sebagai penghubung antara pemahaman terhadap profil tanah, interpretasi perilaku tanah, serta pemilihan dan penerapan model analisis yang digunakan. Pendekatan ini memungkinkan integrasi yang seimbang antara teori, data lapangan, dan pengalaman praktis, sehingga keputusan dalam analisis dan desain geoteknik dapat dipertanggungjawabkan secara ilmiah dan teknis.

2.5.5 Penerapan *Geotechnical Triangle* pada Stabilitas Lereng

Berdasarkan Gambar 2.3, analisis stabilitas lereng diawali dengan penentuan *ground profile* yang menggambarkan kondisi geologi dan stratigrafi tanah di lokasi penelitian. Penentuan profil tanah dilakukan berdasarkan data geologi regional, hasil investigasi lapangan, serta interpretasi hasil penyelidikan tanah. Menurut *Terzaghi, Peck, dan Mesri* (1996), pemahaman terhadap kondisi tanah dan geologi merupakan dasar utama dalam analisis geoteknik karena variasi stratigrafi dan sifat tanah sangat memengaruhi mekanisme kegagalan lereng.

Tahapan berikutnya adalah evaluasi *soil behaviour*, yang bertujuan untuk memahami respon tanah terhadap pembebanan dan kondisi lingkungan. Evaluasi ini dilakukan melalui penentuan parameter kuat geser tanah, sifat deformasi, serta kondisi hidrogeologi yang mencakup tekanan air pori dan muka air tanah. *Duncan dan Wright* (2005) menegaskan bahwa representasi perilaku tanah yang tepat sangat penting dalam analisis stabilitas lereng, karena parameter kuat geser dan kondisi air pori merupakan faktor dominan yang memengaruhi nilai faktor keamanan.

Selanjutnya, dilakukan pemilihan *appropriate model* untuk menganalisis stabilitas lereng. Model analisis dapat berupa metode kesetimbangan batas maupun pemodelan numerik, yang dipilih berdasarkan tingkat kompleksitas permasalahan, kualitas data tanah, serta tujuan analisis. *Duncan dan Wright* (2005) menyatakan bahwa pemilihan metode analisis harus mempertimbangkan kesesuaian antara model yang digunakan dan kondisi lapangan agar mekanisme kelongsoran dapat direpresentasikan secara realistis.

Ketiga aspek tersebut harus dievaluasi secara terpadu karena masing-masing komponen saling memengaruhi satu sama lain. *Terzaghi et al.* (1996) menekankan bahwa kesalahan dalam interpretasi kondisi tanah, perilaku tanah, maupun pemodelan dapat menyebabkan hasil analisis yang menyimpang dari kondisi lapangan, sehingga interpretasi stabilitas lereng menjadi tidak akurat dan berpotensi menimbulkan kesalahan dalam pengambilan keputusan rekayasa.

2.6 Definisi Analisis Stabilitas Lereng

Analisis stabilitas lereng adalah komponen penting dalam rekayasa geoteknik, karena membantu menilai potensi kegagalan lereng dan keamanan struktur yang dibangun di atas atau dekat lereng. Analisis ini melibatkan evaluasi gaya-gaya yang bekerja pada lereng, seperti gravitasi, tekanan air, dan gaya seismik, serta penentuan apakah lereng dapat menahan gaya-gaya ini tanpa gagal.

Dengan memahami faktor-faktor yang mempengaruhi stabilitas lereng, dapat merancang langkah-langkah efektif untuk mencegah kegagalan lereng dan memastikan keselamatan infrastruktur serta masyarakat. Beberapa metode umum yang digunakan dalam analisis stabilitas lereng meliputi analisis kesetimbangan batas, analisis elemen hingga, dan pemodelan numerik. Teknik-teknik ini dapat membantu untuk memprediksi potensi kegagalan, seperti geser, terguling, atau kegagalan daya dukung, dan menentukan langkah-langkah perbaikan yang tepat untuk meningkatkan stabilitas lereng. Secara keseluruhan, melakukan analisis stabilitas yang menyeluruh sangat penting untuk memastikan keselamatan dan keandalan jangka panjang proyek teknik sipil di daerah yang rentan terhadap ketidakstabilan lereng. Dengan menganalisis stabilitas lereng secara akurat, engineer dapat merancang langkah-langkah efektif untuk mencegah peristiwa bencana seperti tanah longsor atau runtuhnya lereng. Dengan memahami potensi kegagalan dan menerapkan solusi yang tepat, risiko kerusakan infrastruktur dan bahaya bagi masyarakat sekitar dapat dikurangi secara signifikan.

Lereng dikatakan stabil apabila lereng tersebut tidak mengalami kelongsoran. Penyebab dari kelongsoran tersebut, dirangkum dalam beberapa faktor yang berkaitan, berikut faktor penyebabnya:

1. Faktor-faktor yang menyebabkan naiknya tegangan yaitu naiknya berat unit tanah karena pembasahan, adanya tambahan beban eksternal, bertambahnya kecuraman lereng karena erosi alami atau penggalan dan bekerjanya beban guncangan.
2. Faktor-faktor yang menyebabkan turunnya kekuatan, meliputi penyerapan air, kenaikan tekanan air pori, beban guncangan atau beban berulang, pengaruh pembekuan dan pencairan, hilangnya sementasi material, proses pelapukan dan regangan berlebihan pada lempung sensitif.

Cara membuat Analisa kestabilan lereng didasarkan pada konsep cara analisa kesetimbangan batas yaitu dengan menghitung besarnya kekuatan geser yang diperlukan untuk mempertahankan kestabilan lereng dan dibandingkan dengan kekuatan geser yang menyebabkan kelongsoran. Dari perbandingan yang ada diatas akan mendapatkan faktor keamanan (FK) yang merupakan nilai kestabilan lereng. Dibawah ini akan ditunjukkan nilai-nilai kestabilan suatu lereng:

$FK > 1$ Massa tanah pada lereng dianggap stabil

$FK < 1$ Massa tanah pada lereng dianggap tidak stabil

$FK = 1$ Massa tanah pada lereng diambang kelongsoran

2.7 Definisi Faktor Keamanan

Faktor keamanan untuk analisis stabilitas lereng biasanya didefinisikan sebagai rasio kekuatan geser akhir dibagi dengan tegangan geser yang dimobilisasi pada saat kegagalan akan terjadi (*Y.M. Cheng and C.K. Lau, 2014*). Ada beberapa cara untuk merumuskan faktor keamanan F . Rumusan yang paling umum untuk F

mengasumsikan faktor keamanan konstan di sepanjang permukaan geser, dan didefinisikan sehubungan dengan kesetimbangan gaya atau kesetimbangan momen, yang masing-masing adalah sebagai berikut:

1. Kesetimbangan Momen

Umumnya digunakan untuk analisis longsor rotasi. Mempertimbangkan permukaan geser, faktor keamanan F_m yang didefinisikan sehubungan dengan momen diberikan oleh:

$$F_m = \frac{M_r}{M_d} \quad (2.1)$$

Dimana,

M_r : Jumlah momen perlawanan

M_d : Jumlah momen penggerak

Untuk permukaan kegagalan melingkar, pusat lingkaran biasanya diambil sebagai titik momen untuk kemudahan. Untuk permukaan kegagalan yang tidak melingkar, titik sembarang untuk pertimbangan momen dapat diambil dalam analisis. Perlu dicatat bahwa untuk metode yang tidak memenuhi kesetimbangan gaya horizontal (misalnya metode *Bishop*), faktor keamanan akan bergantung pada pilihan titik momen karena kesetimbangan momen sejati memerlukan kesetimbangan gaya. Sebenarnya, penggunaan persamaan kesetimbangan momen tanpa menegakkan kesetimbangan gaya tidak dapat menjamin kesetimbangan momen yang benar.

2. Kesetimbangan Gaya

Umumnya diterapkan pada kegagalan translasi atau rotasi yang terdiri dari permukaan geser datar atau poligonal. Faktor keamanan F_f yang didefinisikan sehubungan dengan gaya diberikan oleh:

$$F_f = \frac{F_r}{F_d} \quad (2.2)$$

Dimana,

F_r : Jumlah gaya tahanan

F_d : Jumlah dari gaya penggerak

Untuk metode yang disederhanakan yang tidak dapat memenuhi kesetimbangan gaya dan momen secara bersamaan, kedua definisi ini akan sedikit berbeda nilainya dan maknanya, meskipun sebagian besar kode desain tidak memiliki persyaratan yang jelas untuk kedua faktor keamanan ini, dan satu faktor keamanan sebenarnya ditentukan dalam banyak kode desain. Lereng sebenarnya dapat memiliki beberapa faktor keamanan menurut metode analisis yang berbeda,

yang dibahas dalam bagian selanjutnya, tetapi metode ekstrem yang memberikan faktor keamanan unik yang memenuhi kesetimbangan gaya dan momen serta persyaratan batas bawah telah dikembangkan oleh Cheng *et al.* (2010). Berdasarkan prinsip ekstremum, hanya ada satu faktor keamanan yang dapat memenuhi kesetimbangan gaya dan momen (secara lokal dan global) dan kekuatan maksimum sistem sepenuhnya termobilisasi. Berdasarkan prinsip ini, sistem apa pun hanya memiliki satu faktor keamanan, dan definisi ini dapat menghindari dilema sulitnya memiliki banyak faktor keamanan menggunakan metode analisis yang berbeda. Lereng dianggap tidak stabil jika $F \leq 1,0$. Namun, umum terjadi bahwa banyak lereng alami yang stabil memiliki faktor keamanan kurang dari 1,0 menurut praktik desain yang umum digunakan, dan fenomena ini dapat dikaitkan dengan alasan-alasan berikut:

1. Penerapan faktor keamanan tambahan pada parameter tanah cukup umum.
2. Terdapat curah hujan lebat dengan periode berulang yang panjang dalam analisis.
3. Efek tiga dimensi tidak dipertimbangkan dalam analisis.
4. Stabilisasi tambahan akibat adanya vegetasi atau hisapan tanah tidak diperhitungkan.

Faktor keamanan yang dapat diterima harus didasarkan pada pertimbangan periode curah hujan lebat yang berulang, konsekuensi kegagalan lereng, pengetahuan tentang perilaku jangka panjang bahan geologi, dan akurasi model desain. Tabel 2.3 dan Tabel 2.4 berikut yang menunjukkan persyaratan faktor keamanan yang disarankan.

Tabel 2.3 Faktor Keamanan yang Direkomendasikan.

		Risiko Terjadi Kerugian yang Berdampak pada Manusia		
		Kecil	Rata-rata	Besar
Risiko Terjadinya Kerugian Ekonomi	Kecil	1.1	1.2	1.4
	Rata-rata	1.2	1.3	1.4
	Besar	1.4	1.4	1.5

Sumber : Y.M. Cheng and C.K. Lau (2014).

Tabel 2.4 Faktor Keamanan yang Direkomendasikan untuk Rehabilitasi Lereng yang Gagal.

Risiko Terjadi Kerugian yang Berdampak pada Manusia		
Kecil	Rata-rata	Tinggi
$F > 1.1$	$F > 1.2$	$F > 1.3$

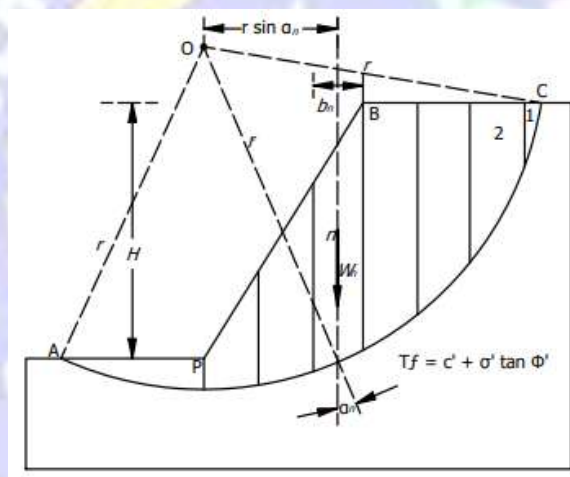
Sumber : Y.M. Cheng and C.K. Lau (2014).

Dalam hal ini, faktor keamanan yang dapat diterima akan memenuhi persyaratan dasar dari prinsip mekanika tanah serta kinerja jangka panjang lereng.

Pakar geoteknik harus mempertimbangkan kondisi lereng saat ini serta perubahan di masa depan, seperti kemungkinan pemotongan di kaki lereng, deforestasi, beban tambahan, dan infiltrasi berlebihan. Untuk lereng yang sangat penting, mungkin perlu memantau tekanan pori dan hisapan dengan tensiometer dan piezometer, dan perpindahan dapat dipantau dengan inklinometer, Sistem Pemosisian Global (GPS) atau refleksi gelombang mikro. Penggunaan pengukur regangan atau serat optik pada paku tanah untuk memantau regangan dan beban paku juga dapat dipertimbangkan apabila diperlukan. Untuk proyek skala besar, penggunaan metode pemantauan klasik itu sangat mahal dan memakan waktu cukup lama.

2.8 Limit Equilibrium Method (LEM)

Stabilitas lereng adalah masalah yang tidak dapat ditentukan secara statis, dan ada berbagai metode analisis yang dapat diterapkan. Analisis stabilitas lereng dapat dilakukan dengan *Limit Equilibrium Method* (LEM) atau metode kesetimbangan batas. *Limit Equilibrium Method* (LEM) ini menggunakan prinsip kesetimbangan gaya. Metode analisis ini terdapat dua asumsi bidang kelongsoran yaitu bidang kelongsoran berbentuk circular dan bidang kelongsoran yang berbentuk *non-circular* (bisa juga planar).



Gambar 2.4 Analisis Stabilitas dengan Metode Irisan.

Sumber : Braja M. Das (2010).

Analisis stabilitas dengan menggunakan metode irisan yang tertera pada Gambar 2.4 menjelaskan bahwa AC adalah busur lingkaran yang mewakili permukaan kegagalan percobaan. Tanah di atas permukaan kegagalan percobaan dibagi menjadi beberapa irisan vertikal. Lebar setiap irisan tidak harus sama. Mempertimbangkan panjang satuan tegak lurus terhadap penampang yang ditunjukkan, gaya-gaya yang bekerja pada irisan (iris ke-n). W_n adalah berat irisan sedangkan gaya N_r dan T_r masing-masing adalah komponen normal dan tangensial dari reaksi R. Untuk P_n dan $P_n - 1$ adalah gaya normal yang bekerja pada sisi irisan. Demikian pula, gaya geser yang bekerja pada sisi irisan adalah T_n

dan $T_n - 1$. Untuk kesederhanaan, tekanan air pori diasumsikan nol. Gaya-gaya P_n , $P_n - 1$, T_n , dan $T_n - 1$ sulit ditentukan. Namun, kita dapat membuat asumsi perkiraan bahwa resultan dari P_n dan T_n sama besar dengan resultan dari $P_n - 1$ dan $T_n - 1$ bahwa garis kerjanya berimpit.

Perhitungan stabilitas lereng dilakukan dengan membagi massa tanah pada bidang longsor menjadi irisan-irisan, sehingga metode ini dikenal sebagai *method of slices*. Gambar 2.4 memperlihatkan representasi massa tanah beserta gaya-gaya yang bekerja pada setiap irisan. Selama bertahun-tahun, berbagai variasi solusi untuk metode irisan telah dikembangkan, mulai dari *Fellenius*, *Bishop*, *Janbu*, *Morgenstern-Price*, *Spencer*, *Sarma* dan lainnya. Perbedaan antar metode tersebut terutama terletak pada persamaan Kesetimbangan batas yang digunakan serta asumsi mengenai gaya antar irisan (*interslice forces*) yang diperhitungkan. Tabel 2.5 menyajikan perbedaan mendasar terkait *Limit Equilibrium Method* (LEM).

Tabel 2.5 Perbedaan Masing-Masing Metode *Limit Equilibrium*.

Metode	Kesetimbangan Momen	Kesetimbangan Gaya	Gaya Normal Antar Irisan (E)	Gaya Geser Antar Irisan (X)	Kemiringan Resultan X/E	Hubungan Antar X-E
Fellenius (<i>Ordinary Method of Slices</i>)	Ya	Tidak	Tidak dihitung (diabaikan)	Tidak dihitung (diabaikan)	Tidak diperhitungkan	$X = 0, E = 0$
Bishop (<i>Simplified</i>)	Ya	Tidak (hanya vertikal)	Diperhitungkan (vertikal)	Tidak dihitung ($X = 0$)	Tidak diperhitungkan	$X = 0$
Janbu (<i>Simplified</i>)	Tidak	Ya	Diperhitungkan	Diperhitungkan	Tidak diperhitungkan	Hubungan empiris/linear
Morgenstern-Price	Ya	Ya	Diperhitungkan	Diperhitungkan	Diperhitungkan (fungsi q)	Hubungan fungsi (misal linear, eksponensial dsb)
Spencer	Ya	Ya	Diperhitungkan	Diperhitungkan	Konstan (tetap sama untuk semua irisan)	Hubungan konstan
Sarma	Ya	Ya	Diperhitungkan	Diperhitungkan	Bebas (tidak harus konstan)	Hubungan bebas/umum

Sumber : Y.M. Cheng and C.K. Lau (2014).

Metode LEM juga dapat dihitung secara sederhana yaitu dengan perhitungan secara manual, seperti analisis lereng tak terbatas (*Haefeli*, 1948) dan analisis tak terkuras $\phi_u = 0$ (*Fellenius*, 1918). Dengan munculnya komputer, metode yang lebih canggih telah dikembangkan. Sebagian besar LEM didasarkan pada teknik irisan, yang dapat berupa irisan vertikal, horizontal, atau miring. Teknik irisan pertama (*Fellenius*, 1927) lebih didasarkan pada intuisi teknik daripada prinsip mekanika yang ketat. Terjadi perkembangan pesat metode irisan pada tahun

1950-an dan 1960-an oleh *Bishop* (1955), *Janbu* (1957), *Lowe* dan *Karafiath* (1960), *Morgenstern Price* (1965), *Spencer* (1967), dan *Janbu* (1973). Berbagai metode irisan 2D dari LEM telah disurvei dan diringkas dengan baik (*Fredlund dan Krahn*, 1984; *Nash*, 1987; *Morgenstern*, 1992; *Duncan*, 1996). Fitur umum dari metode irisan telah diringkas oleh *Zhu dkk.* (2003) sebagai berikut:

- a. Badan yang meluncur di atas permukaan kegagalan dibagi menjadi sejumlah irisan yang terbatas. Irisan biasanya dipotong secara vertikal, tetapi irisan horizontal dan miring juga telah digunakan oleh berbagai peneliti. Secara umum, perbedaan antara metode pemotongan yang berbeda tidak signifikan, dan potongan vertikal saat ini lebih disukai oleh sebagian besar orang yang memangku ilmu rekayasa geoteknik.
- b. Kekuatan permukaan geser dimobilisasi pada tingkat yang sama untuk membawa badan yang meluncur ke keadaan batas. Ini berarti hanya ada satu faktor keamanan yang diterapkan di seluruh massa kegagalan.
- c. Asumsi mengenai gaya antar-irisan digunakan untuk membuat masalah menjadi deterministik.
- d. Faktor keamanan dihitung dari persamaan kesetimbangan gaya dan/atau momen.

Analisis ini mempertimbangkan keadaan batas akhir sistem dan tidak memberikan informasi tentang perkembangan regangan yang sebenarnya terjadi. Untuk lereng alami, ada kemungkinan sebagian massa longsoran sangat tertekan sehingga kekuatan sisa akan termobilisasi di beberapa lokasi, sementara kekuatan geser akhir dapat diterapkan pada bagian lain dari massa longsoran. Jenis kegagalan progresif ini dapat terjadi pada lempung yang terkonsolidasi berlebihan atau retak, atau bahan yang memiliki perilaku rapuh. Penggunaan FEM atau prinsip ekstremum oleh *Cheng dkk* (2011). dapat memberikan estimasi kegagalan progresif. Penggunaan elemen yang berbeda dapat diperkirakan kegagalan progresif dan kondisi pasca-kegagalan dengan mudah, yang tidak mungkin dilakukan oleh metode berbasis kontinum klasik.

Whitman dan Bailey (1967) menyajikan tinjauan yang sangat menarik dan klasik tentang metode analisis kesetimbangan batas, yang dapat dikelompokkan sebagai berikut:

- a) Metode irisan: Massa tanah yang tidak stabil dibagi menjadi serangkaian irisan vertikal dan permukaan geser dapat berbentuk lingkaran atau poligon. Metode analisis yang menggunakan permukaan geser melingkar meliputi metode *Fellenius* (1936), *Taylor* (1948), dan *Bishop* (1955). Metode analisis yang menggunakan permukaan geser non-sirkular meliputi metode *Janbu* (1957, 1973), *Morgenstern Price* (1965), *Spencer* (1967), *Sarma* (1973), dan kesetimbangan batas umum (GLE).
- b) Metode *Wedge*: Massa tanah dibagi menjadi *wedge* dengan antarmuka miring. Metode ini umum digunakan untuk beberapa desain bendungan tanah (tanggul)

tetapi kurang umum digunakan untuk lereng. Pendekatan yang menggunakan metode *wedge* termasuk pendekatan Sultan dan *Seed* (1967) dan *Sarma* (1979).

Kekuatan geser yang termobilisasi di sepanjang permukaan slip bergantung pada tegangan normal efektif σ' yang bekerja pada permukaan kegagalan. *Fröhlich* (1953) menganalisis pengaruh distribusi σ' terhadap permukaan geser pada perhitungan F.

Fröhlich (1953) menyarankan batas atas dan batas bawah untuk nilai F yang terjadi berdasarkan teorema batas bawah plastisitas, berikut adalah kriteria yang berlaku: persamaan kesetimbangan, kriteria kegagalan, dan kondisi batas dalam bentuk tegangan. Di sisi lain, jika seseorang menerapkan teorema batas atas plastisitas, kriteria alternatif berikut berlaku: persamaan kompatibilitas dan kondisi batas perpindahan, di mana kerja eksternal sama dengan disipasi energi internal.

Hoek dan *Bray* (1981) menyarankan bahwa asumsi batas bawah memberikan nilai faktor keamanan yang akurat. *Taylor* (1948), menggunakan metode gesekan, juga menyimpulkan bahwa solusi menggunakan asumsi batas bawah menghasilkan nilai F yang akurat untuk lereng homogen dengan kegagalan melingkar. Penggunaan metode batas bawah sulit dalam sebagian besar kasus, sehingga asumsi yang berbeda untuk mengevaluasi faktor keamanan telah digunakan secara klasik dalam LEM. *Cheng dkk.* (2010) telah mengembangkan prosedur numerik, yang pada dasarnya adalah metode batas bawah tetapi dapat diterapkan pada jenis masalah umum.

Dalam LEM konvensional, kekuatan geser τ_m , yang dapat dimobilisasi di sepanjang permukaan kegagalan, diformulasikan dalam rumus berikut:

$$\tau_m = \frac{\tau_f}{F} \quad (2.3)$$

Dimana F adalah faktor keamanan (berdasarkan kesetimbangan gaya atau momen dalam bentuk akhir) terhadap kekuatan geser akhir τ_f , yang diberikan oleh hubungan *Mohr–Coulomb* sebagai berikut.

$$\tau_f = c' + \sigma'_n \tan \phi' \text{ or } C_u \quad (2.4)$$

Keterangan :

- c' : kohesi
- σ'_n : tegangan normal efektif
- ϕ' : sudut gesekan internal
- C_u : kuat geser tak terkuras

Dalam analisis stabilitas klasik, F biasanya diasumsikan konstan di sepanjang seluruh permukaan kegagalan. Oleh karena itu, nilai rata-rata F diperoleh

di sepanjang permukaan geser, bukan faktor keamanan sebenarnya, yang bervariasi di sepanjang permukaan runtuh jika kegagalan progresif diperhitungkan. Ada beberapa formulasi di mana faktor keamanan dapat bervariasi di sepanjang permukaan kegagalan. *Chugh* (1986) menyajikan prosedur untuk menentukan faktor keamanan variabel di sepanjang permukaan runtuh dalam kerangka kerja LEM. *Chugh* (1986) mendefinisikan bentuk karakteristik untuk variasi faktor keamanan di sepanjang permukaan kegagalan, dan gagasan ini sebenarnya mengikuti gagasan fungsi gaya geser antar-irisan variabel dalam metode *Morgenstern-Price* (1965). Namun, kesesuaian distribusi faktor keamanan variabel ini dipertanyakan, karena faktor keamanan lokal seharusnya dikendalikan terutama oleh sifat tanah setempat. Mengingat keterbatasan ini, sebagian besar engineer lebih memilih konsep faktor keamanan tunggal untuk lereng, yang mudah untuk desain langkah-langkah stabilisasi lereng. *Law dan Lumb* (1978) serta *Sarma dan Tan* (2006) juga mengusulkan metode yang berbeda dengan faktor keamanan yang bervariasi di sepanjang permukaan kegagalan. Namun, metode-metode ini juga memiliki kelemahan karena penggunaan asumsi tanpa dasar teori yang kuat. *Cheng dkk.* (2011) telah mengembangkan metode stabilitas lain berdasarkan prinsip ekstremum yang memungkinkan faktor keamanan yang berbeda di lokasi yang berbeda tanpa memerlukan asumsi sebelumnya.

Dalam LEM ini faktor keamanan (SF), ada prinsipnya dihitung dari perbandingan antara kuat geser tanah, τ_f , dengan gaya dorong τ , atau perbandingan antara momen tahan, RM, terhadap momen dorong, DM, sebagaimana ditunjukkan dalam persamaan 2.5 di bawah ini:

$$SF = \frac{\tau_f}{\tau} = \frac{RM}{DM} \quad (2.5)$$

Dimana,

SF : Faktor Keamanan

τ_f : Kekuatan Geser Tanah Rata-rata

τ : Tegangan geser rata-rata yang terjadi sepanjang permukaan keruntuhan Potensial

2.9 Perbedaan Metode Stabilitas Lereng

Rumusan terpadu saat ini oleh *Cheng dan Zhu* (2005) dapat disederhanakan menjadi sebagian besar metode analisis yang umum digunakan seperti yang ditunjukkan pada Tabel 2.6. Dalam Tabel 2.6, sudut kemiringan gaya antar-irisan ditentukan untuk metode 2–9.

Metode klasik *Swedish* untuk analisis tanpa drainase (analisis *Fellenius*) hanya mempertimbangkan kesetimbangan momen global dan mengabaikan semua gaya internal antar irisan. Untuk metode *Swedish* di bawah analisis drainase, gaya antar-irisan kiri dan kanan diasumsikan sama dan berlawanan sehingga gaya normal

dasar menjadi diketahui. Faktor keamanan dapat diperoleh dengan mudah tanpa perlu analisis berulang. Metode *Swedish* dikenal konservatif dan terkadang hasilnya bisa 20%–30% kurang akurat dibandingkan dengan metode yang lebih ketat. Oleh karena itu, metode *Swedish* jarang diterapkan dalam praktik. Namun, metode ini cukup sederhana untuk dioperasikan secara manual atau melalui perhitungan spreadsheet dan masalah nonkonvergensi tidak ada karena proses penghitungan berulang tidak diperlukan.

Metode *Bishop* adalah salah satu metode analisis stabilitas lereng yang paling populer dan digunakan di seluruh dunia. Metode ini hanya memenuhi kesetimbangan momen yang diberikan, tetapi tidak memenuhi kesetimbangan gaya horizontal yang diberikan dan hanya berlaku untuk permukaan runtuh melingkar.

Tabel 2.6 Asumsi yang Digunakan dalam Berbagai Metode Analisis.

Metode	Asumsi	Keseimbangan Gaya		Keseimbangan Momen
		X	Y	
Fellenius	$E = X = 0$	x	x	✓
Bishop	$X = 0$ atau $\phi = 0$	x	✓	✓
Janbu	$X = 0$ atau $\phi = 0$	✓	✓	x
Morgenstern-Price	$\phi = \lambda f(x)$	✓	✓	✓
Spencer	$\phi = \text{konstan}$	✓	✓	✓
Sarma	$\phi = \text{konstan}$	✓	✓	✓

Sumber : Y.M. Cheng and C.K. Lau (2014).

Pusat lingkaran diambil sebagai titik momen dalam persamaan kesetimbangan momen yang diberikan. Metode *Bishop* telah digunakan untuk beberapa permukaan kegagalan non-sirkular, tetapi *Fredlund* dkk. (1992) telah menunjukkan bahwa faktor keamanan akan bergantung pada pilihan titik momen karena ada gaya horizontal bersih yang tidak seimbang dalam sistem. Penggunaan metode *Bishop* pada permukaan kegagalan non-sirkular umumnya tidak disarankan (meskipun diizinkan oleh beberapa program komersial) karena masalah gaya horizontal yang tidak seimbang, dan ini bisa menjadi penting untuk masalah dengan beban dari gempa bumi atau perkuatan tanah. Metode ini sederhana untuk perhitungan manual dan konvergensi cepat. Ini juga hampir bebas dari masalah konvergensi, dan hasilnya sangat mendekati yang diperoleh dengan metode yang ketat. Jika permukaan kegagalan melingkar sudah cukup untuk desain dan analisis, metode ini bisa menjadi solusi yang sangat baik bagi para engineer. Ketika diterapkan pada masalah tanpa drainase dengan $\phi = 0$, metode *Bishop* dan metode *Swedish* menunjukkan hasil yang identik.

Untuk metode sederhana *Janbu* (1957), kesetimbangan gaya sepenuhnya terpenuhi sedangkan kesetimbangan momen tidak terpenuhi. Metode ini juga populer di seluruh dunia karena cepat dalam perhitungan dengan hanya sedikit

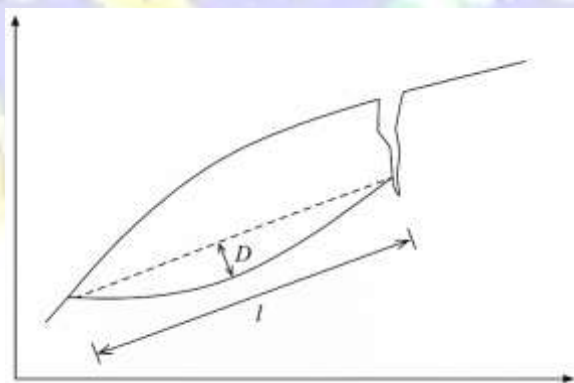
masalah konvergensi. Metode ini dapat digunakan untuk permukaan kegagalan non-sirkular, yang umum diamati pada tanah jenis berpasir. *Janbu* (1973) kemudian mengusulkan formulasi yang lebih ketat, yang lebih rumit dalam perhitungan. Berdasarkan rasio faktor keamanan dari analisis yang ketat dan disederhanakan, *Janbu* (1973) mengusulkan faktor koreksi f_0 yang diberikan oleh Persamaan 2.6 untuk metode sederhana *Janbu* (1957). Ketika faktor keamanan dari metode sederhana dikalikan dengan faktor koreksi ini, hasilnya akan mendekati hasil dari analisis yang ketat.

$$c, \phi > 0 \text{ maka } f_0 = 1 + 0,5 \left[\frac{D}{l} - 1,4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right] \quad (2.6)$$

$$c = 0 \text{ maka } f_0 = 1 + 1,3 \left[\frac{D}{l} - 1,4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right] \quad (2.7)$$

$$\phi = 0 \text{ maka } f_0 = 1 + 0,6 \left[\frac{D}{l} - 1,4 \left(\frac{D}{l} \right)^2 \right] \quad (2.8)$$

Untuk faktor koreksi yang ditunjukkan dalam persamaan ini dan Gambar 2.5, l adalah panjang yang menghubungkan titik keluar kiri dan kanan, sedangkan D adalah ketebalan maksimum zona kegagalan dengan mengacu pada garis ini. Karena faktor koreksi oleh *Janbu* (1973) didasarkan pada studi kasus yang terbatas, penggunaan faktor-faktor ini pada lereng non-homogen yang rumit dipertanyakan oleh beberapa *engineer*. Karena gaya geser antar-lapis kadang-kadang dapat menghasilkan faktor keamanan yang tinggi untuk beberapa kasus yang rumit, yang mungkin terjadi pada proyek bendungan dan pembangkit listrik tenaga air, penggunaan metode *Janbu* (1957) lebih disukai daripada metode lain dalam proyek jenis ini di Tiongkok.



Gambar 2.5 Definisi D dan l untuk Faktor Koreksi dalam Metode Sederhana Janbu.

Sumber : Y.M. Cheng and C.K. Lau (2014).

Metode *Morgenstern–Price* biasanya didasarkan pada jenis fungsi gaya antar-irisan 1 hingga 4, meskipun penggunaan fungsi arbitrer dimungkinkan dan kadang-kadang digunakan. Jika fungsi gaya antar-irisan tipe 1 digunakan, metode

ini akan menyederhanakan menjadi metode *Spencer*. Metode *Morgenstern-Price* memenuhi kesetimbangan gaya dan momen global. Karena persamaan kesetimbangan momen lokal tidak digunakan dalam formulasi, gaya internal irisan individu mungkin tidak dapat diterima. Misalnya, garis dorong (*sentroid* gaya normal antar-irisan) mungkin berada di luar massa tanah dari analisis *Morgenstern-Price*. Metode GLE pada dasarnya mirip dengan metode *Morgenstern-Price*, kecuali bahwa garis dorong ditentukan dan ditutup pada irisan terakhir. Penerimaan garis dorong untuk irisan perantara mana pun mungkin masih tidak dapat diterima dari analisis GLE. Secara umum, hasil dari kedua metode analisis ini sangat mirip.

Metode *Janbu* (1973) tampaknya menarik karena kesetimbangan momen lokal digunakan dalam perhitungan perantara. Oleh karena itu, gaya internal akan dapat diterima jika analisis dapat konvergen. Seperti yang disarankan oleh *Janbu* (1973), garis rasio dorong biasanya diambil sepertiga dari tinggi antar-irisan, yang pada dasarnya kompatibel dengan distribusi tekanan tanah lateral klasik. Perlu dicatat bahwa kesetimbangan irisan terakhir sebenarnya tidak diperiksa dalam metode *Janbu* (1973), sehingga kesetimbangan momen lokal dari metode *Janbu* (1973) tidak sepenuhnya sederhana. Keterbatasan praktis dari metode ini adalah konvergensi yang relatif buruk dalam analisis, terutama ketika permukaan kegagalan sangat tidak beraturan atau ada beban eksternal. Hal ini disebabkan oleh fakta bahwa rasio garis dorong sudah ditentukan sebelumnya, tanpa fleksibilitas dalam analisis. Batasan dalam metode *Janbu* (1973) lebih banyak daripada metode lain, sehingga konvergensi biasanya lebih buruk. Jika metode ini sedikit dimodifikasi dengan mengasumsikan $\frac{h_t}{h} = \lambda f(x)$, di mana h_t = tinggi garis dorong di atas dasar irisan dan h = panjang antar-irisan vertikal, konvergensi metode ini akan meningkat. Namun, ada kesulitan dalam mendefinisikan $f(x)$ untuk garis dorong, dan oleh karena itu pendekatan ini jarang dipertimbangkan. *Cheng* telah mengembangkan versi lain dari metode *Janbu*, yang diimplementasikan dalam program SLOPE 2000.

2.10 Metode *Morgenstern-Price*

Menurut *N. R. Morgenstern* dan *V. E. Price* tahun 1965, Keharusan mempertimbangkan gaya berat, tekanan air pori, serta berbagai jenis tanah dalam analisis kestabilan lereng menyebabkan metode yang berbasis mekanika kontinum dan persamaan konstitutif menjadi kurang praktis. Oleh karena itu, metode kesetimbangan batas lebih sering digunakan.

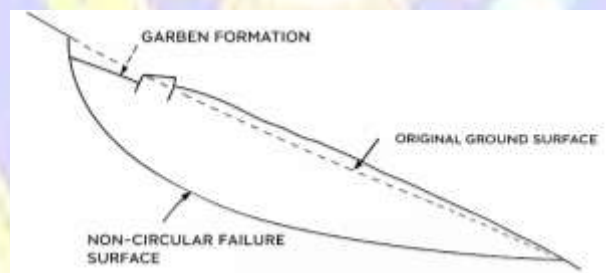
Metode ini tidak mempertimbangkan perilaku deformasi tanah, sehingga bentuk bidang gelincir harus diasumsikan. Pemilihan bentuk bidang ini sebagian besar bersifat arbitrer. Namun, dalam praktik analisis kestabilan lereng, bidang gelincir sering diasumsikan berbentuk lingkaran, terutama karena alasan kemudahan perhitungan.

Observasi lapangan menunjukkan bahwa bidang gelincir yang mendekati lingkaran memang ada, tetapi bidang gelincir tidak berbentuk lingkaran jauh lebih banyak ditemukan. Contoh klasik bidang gelincir melingkar adalah longsor *Lodalen* (Sevaldson, 1956). Contoh bidang tidak melingkar antara lain longsor *Folkestone-Warren*, *Surte*, dan *Furre*. Dalam bendungan tanah, kegagalan *Chingford Reservoir* dan kegagalan konstruksi di Bendungan *Tittesworth* juga menunjukkan bidang gelincir tidak melingkar.

Perbedaan antara pergerakan melingkar dan tidak melingkar dapat diamati dari gangguan permukaan tanah. Jika massa tanah bergerak sebagai rotasi benda kaku, gangguan permukaan relatif kecil. Sebaliknya, kegagalan non-melingkar menimbulkan tegangan geser internal besar, sering membentuk graben seperti pada Gambar 2.6.

Ketidakteraturan tanah menyebabkan massa tanah dapat meluncur sepanjang bidang tidak melingkar, dan faktor keamanan minimum dapat terjadi pada bidang tersebut. Dalam praktik desain bendungan, parameter kuat geser dan tekanan air pori sering sangat bervariasi, sehingga analisis berdasarkan bidang melingkar saja dapat melebihi estimasi faktor keamanan (Bishop, 1957). Kondisi ini dapat timbul ketika:

- Terdapat lapisan lunak di fondasi menentukan jalur permukaan geser dengan faktor keamanan terendah,
- Digunakan berbagai jenis timbunan tanah atau batuan dan kelengkungan permukaan potensi kegagalan bervariasi dengan kekuatan atau tekanan pori yang berbeda di dalam zona,
- Digunakan selimut drainase untuk memfasilitasi pelepasan tekanan pori.



Gambar 2.6 Pembentukan Garben Akibat Slip Non-Rotasi.
Sumber : N. R. Morgenstern dan V. E. Price (1965).

Pengaruh kondisi di atas diilustrasikan secara diagramatis pada Gambar 2.6 Analisis stabilitas lereng batuan juga memerlukan pertimbangan permukaan geser non-sirkular. Di sini konfigurasi zona yang berpotensi tidak stabil biasanya ditentukan oleh pola kekar dan retakan dalam massa batuan, serta diperlukan metode analisis yang memungkinkan seseorang untuk menentukan faktor keamanan lereng dengan bidang lemah yang diamati.

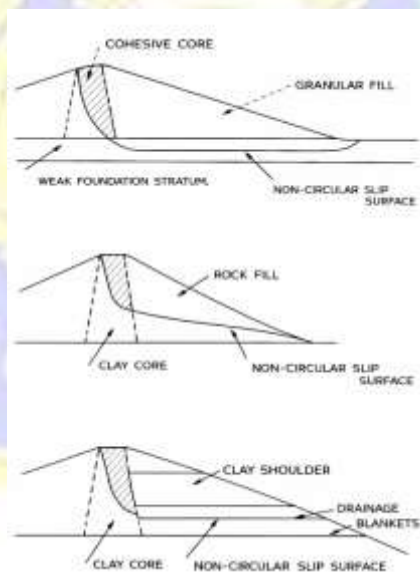
Metode apa pun yang dikembangkan untuk menghitung faktor keamanan permukaan geser non-sirkular harus memenuhi beberapa persyaratan jika ingin

memiliki kegunaan selain hanya terbatas. Metode tersebut harus dapat mempertimbangkan berbagai macam permukaan dan konfigurasi apa pun yang terdiri dari tanah dengan sifat kekuatan geser yang berbeda. Serta harus mampu memperhitungkan distribusi tekanan pori yang kompleks dan oleh karena itu memperlakukan masalah stabilitas dalam hal tegangan efektif.

Berdasarkan persyaratan inilah metode analisis yang disarankan oleh *Nonveiller* (1957) dari pembahasan. Metode ini ditujukan untuk analisis permukaan lurut yang cekung ke bawah pada bendungan yang terdiri dari dua bahan dan memerlukan asumsi mengenai gaya geser vertikal pada antarmuka antara kedua bahan tersebut.

Faktor keamanan, sebagaimana didefinisikan oleh *Nonveiller*, sangat bergantung pada asumsi ini. Metode ini tidak digunakan secara luas.

Kondisi kesetimbangan batas bersama dengan metode irisan memberikan dasar yang memuaskan untuk mengembangkan metode dengan generalitas yang cukup. Hal ini telah diakui oleh *Janbu* (1954, 1957), *Kenney* (1956), *Bjerrum*, dan *Kjaernsli* (1956), serta *Sherard* (1960), yang telah mengembangkan analisis yang mempertimbangkan kesetimbangan batas dari badan geser potensial yang terdiri dari serangkaian irisan. Namun, tidak ada metode yang memenuhi persamaan kesetimbangan dan perhitungan yang didasarkan padanya salah dalam jumlah yang tidak diketahui.



Gambar 2.7 Kondisi ini yang menggambarkan terjadinya permukaan slip non-sirkular.

Sumber : N. R. Morgenstern dan V. E. Price (1965).

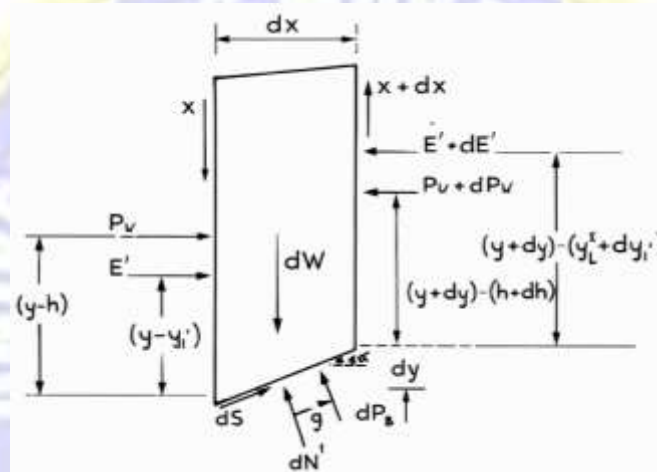
Analisis dilakukan terhadap massa tanah yang berpotensi mengalami longsor sebagaimana ditunjukkan pada gambar 2.7. Pada gambar tersebut:

- Persamaan bidang gelincir diasumsikan sebagai $y = y(x)$
- Persamaan permukaan lereng diketahui sebagai $y = z(x)$

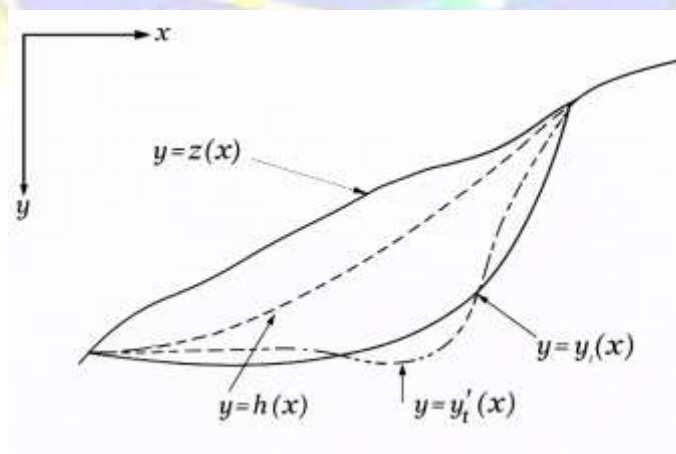
- c. Posisi garis kerja gaya horizontal efektif (garis dorong) adalah $y = y_t(x)$ dan merupakan fungsi yang belum diketahui
- d. Garis kerja tekanan air pori adalah $y = h(x)$

Gaya-gaya yang bekerja pada sebuah irisan tanah sangat kecil selebar dx ditunjukkan pada gambar 2.8:

E'	: gaya horizontal efektif
X	: gaya geser vertical
dw	: berat irisan
P_w	: tekanan air pada sisi irisan
dP_B	: tekanan air pada dasar
dN'	: gaya normal efektif
dS	: gaya geser pada dasar
α	: kemiringan dasar irisan



Gambar 2.8 Gaya yang bekerja pada irisan tak terhingga.
Sumber : N. R. Morgenstern dan V. E. Price (1965).



Gambar 2.9 Massa Geser Potensial.
Sumber : N. R. Morgenstern dan V. E. Price (1965).

Gambar 2.9 menunjukkan massa geser potensial, yaitu bagian tanah yang berpotensi mengalami longsoran, yang dibatasi oleh permukaan tanah asli di bagian atas dan bidang gelincir non-lingkar di bagian bawah, sebagaimana sering terjadi pada lereng dengan lapisan tanah beragam, batuan berlapis, zona lemah, atau geometri kompleks. Sistem koordinat digunakan dengan sumbu x sebagai arah horizontal dan y sebagai arah vertikal untuk menggambarkan geometri lereng, di mana fungsi $y = z(x)$ merepresentasikan permukaan lereng, $y = h(x)$ menunjukkan bidang gelincir utama, serta $y = y_l(x)$ dan $y = y_t'(x)$ merupakan garis bantu yang mencerminkan pembagian irisan dan distribusi gaya antar irisan. Area di antara kurva-kurva tersebut adalah massa tanah yang dianalisis dalam metode *Morgenstern-Price*, suatu metode kesetimbangan batas yang memenuhi kesetimbangan gaya dan momen secara simultan, memungkinkan analisis bidang runtuh non-lingkar dengan tingkat ketelitian yang lebih tinggi dibanding metode *Bishop* atau *Fellenius*.

Agar tidak terjadi rotasi pada irisan, jumlah momen terhadap titik tengah dasar irisan harus sama dengan nol. Dengan menyusun kesetimbangan momen dan menyederhanakan persamaan, diperoleh hubungan diferensial yang mengaitkan gaya-gaya tersebut.

Kesetimbangan gaya dalam arah normal dan sejajar bidang gelincir menghasilkan persamaan yang mengarah pada bentuk umum:

$$dS = \frac{1}{F} (c' dx \sec \alpha + dN' \tan \varphi') \quad (2.9)$$

yang menyatakan kriteria kegagalan *Mohr-Coulomb* dalam bentuk tegangan efektif, dengan:

- c' : kohesi efektif
- φ' : sudut geser dalam
- F : faktor keamanan

Faktor keamanan didefinisikan sebagai rasio pengurangan kekuatan geser yang diperlukan agar massa tanah berada dalam kondisi kesetimbangan batas. Dengan mengeliminasi gaya-gaya tertentu dari persamaan kesetimbangan, diperoleh dua persamaan diferensial pengendali utama yang menjadi dasar metode *Morgenstern-Price*.

Jika bentuk bidang gelincir $y(x)$ telah ditentukan, maka masalah ini menjadi tak tentu secara statis karena terdapat lebih banyak variabel tak diketahui daripada persamaan. Ketidaktentuan ini muncul akibat ketidakmampuan kita mengetahui distribusi tegangan internal dalam massa tanah.

Menurut *Morgenstern* masalah ini dapat terselesaikan apabila ada asumsi tambahan yaitu:

1. Asumsi distribusi tekanan normal pada bidang gelincir
Contohnya adalah metode lingkaran geser (*friction circle method*). Dalam penelitian ini, tekanan normal dieliminasi dari persamaan kesetimbangan sehingga ketidak-tentuan dipusatkan pada gaya internal.
2. Asumsi posisi garis gaya dorong
Misalnya diasumsikan :

$$y - y_t = a(y - z) \quad (2.10)$$

maka persamaan kesetimbangan momen (dengan mengabaikan tekanan pori) menjadi:

$$X = E \frac{dy}{dx} - a \frac{d}{dx} [E(y - z)] \quad (2.11)$$

Dengan persamaan tersebut dan persamaan kesetimbangan lainnya, diperoleh sistem yang statis tertentu. Namun solusi numerik dari pendekatan ini menimbulkan ketidakstabilan perhitungan, sehingga tidak diperoleh prosedur numerik yang memuaskan.

Jika nilai a ditentukan sejak awal (seperti pada metode *Kenney*), maka seluruh kondisi kesetimbangan dan batas tidak dapat terpenuhi.

3. Asumsi hubungan antara gaya internal X dan E' .

Jika diambil suatu elemen pada batas dua irisan, maka:

$$E' = \int \sigma'_x(y) dy \quad (2.12)$$

$$X = \int \tau_{xy}(y) dy \quad (2.13)$$

Sehingga dapat diasumsikan:

$$X = \lambda f(x) E' \quad (2.14)$$

Dalam hal ini *Morgenstern* memilih ketiga pendekatan tersebut, yaitu dengan mengasumsikan hubungan:

$$X = \lambda f(x) E \quad (2.15)$$

dengan:

$$E = E' + P_w \quad (2.16)$$

Dan titik kerja gaya total Y_t didefinisikan sebagai:

$$EY_t = E'_{yt} + P_w h \quad (2.17)$$

Jika fungsi $f(x)$ telah ditentukan, maka sistem menjadi statis tertentu, dan nilai λ serta faktor keamanan F dapat diperoleh dari penyelesaian persamaan diferensial dengan memenuhi kondisi batas.

Untuk dapat menganalisis stabilitas massa tanah dengan bentuk dan sifat apa pun, diasumsikan bahwa massa tanah yang berpotensi longsor dapat dibagi menjadi sejumlah irisan vertikal pada koordinat $X_0, X_1, \dots, X_n$.

Pembagian ini dilakukan sedemikian rupa sehingga, di dalam setiap irisan:

- bagian bidang gelincir berbentuk garis lurus,
- batas antar jenis tanah dan zona tekanan air pori juga linier,
- fungsi distribusi gaya internal $f(x)$ berubah secara linier terhadap X .

Dengan demikian, untuk setiap irisan berlaku:

$$y = Ax + B \quad (2.18)$$

$$\frac{dW}{dx} = px + q \quad (2.19)$$

$$f = kx + m \quad (2.20)$$

Persamaan-persamaan ini memungkinkan pendekatan numerik untuk bentuk lereng dan kondisi tanah apa pun.

Dengan substitusi hubungan-hubungan tersebut ke dalam persamaan kesetimbangan, diperoleh persamaan diferensial utama:

$$X = \frac{d}{dx}(EY_t) - y \frac{dE}{dx} \quad (2.21)$$

$$\frac{dE}{dx}(Kx + L) + KE = Nx + P \quad (2.22)$$

yang dapat diintegrasikan pada setiap irisan secara berurutan hingga seluruh bidang gelincir terpenuhi.

Nilai faktor keamanan F dan parameter λ diperoleh melalui proses iterasi hingga memenuhi kondisi batas, khususnya:

$E = 0$ pada awal dan akhir bidang gelincir

serta:

$$\int (X - E \frac{dy}{dx}) dx = 0 \quad (2.23)$$

yang memastikan bahwa kesetimbangan momen total tercapai.

Aplikasi yang digunakan untuk analisis bidang gelincir yang umum digunakan yaitu:

1. Bidang gelincir berbentuk lingkaran

Telah ditunjukkan bahwa untuk keperluan praktis, metode lingkaran geser dan analisis lingkaran gelincir yang dikembangkan oleh *Bishop* (1955) memberikan faktor keamanan yang hampir sama bila dianalisis dalam kerangka tegangan efektif (*Bishop* dan *Morgenstern*, 1960). Namun, metode *Bishop* yang lazim digunakan merupakan tahap awal dari proses iteratif yang lebih lengkap dan belum sepenuhnya memenuhi kesetimbangan statik, khususnya karena pengaruh gaya geser antar irisan X diabaikan.

Meskipun demikian, kesamaan hasil antara kedua metode tersebut, meskipun distribusi gaya internal yang tersirat berbeda, menunjukkan bahwa untuk bidang gelincir berbentuk lingkaran, faktor keamanan relatif tidak sensitif terhadap distribusi gaya internal (*Bishop*, 1955).

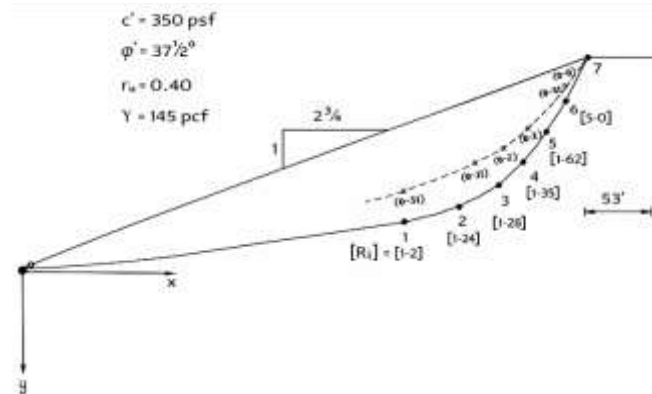
Dengan mengasumsikan berbagai hubungan antara gaya X dan E, dan menghitung faktor keamanan untuk suatu bidang lingkaran, dapat dibuktikan kembali sifat ketidakpekaan ini. Perhitungan dilakukan menggunakan metode umum bidang gelincir, tanpa memanfaatkan sifat melingkar secara khusus.

2. Bidang gelincir tidak melingkar pada tanah homogen

Contoh bidang gelincir tidak melingkar pada tanah homogen ditunjukkan pada Gambar 2.10. Penampang ini sebelumnya dianalisis oleh *Kenney* (1956) yang memperoleh faktor keamanan sekitar 1,7. Perhitungan menggunakan metode Janbu menghasilkan nilai 1,73.

Dua asumsi hubungan gaya internal digunakan dalam analisis komputer. Keduanya menghasilkan faktor keamanan yang hampir sama, yaitu sekitar 1,60. Dengan demikian, metode *Kenney* dan *Janbu* cenderung memberikan nilai faktor keamanan yang terlalu besar (sekitar 8% lebih aman dari kondisi sebenarnya).

Distribusi gaya internal yang dihitung juga menunjukkan bahwa kondisi tegangan internal masih berada dalam batas yang diperbolehkan, dan tidak menunjukkan adanya kondisi tarik di dalam massa tanah.



Gambar 2.10 Permukaan slip tidak melingkar pada bagian yang homogen
Sumber : N. R. Morgenstern dan V. E. Price (1965)

3. Bagian bendungan bumi yang khas

Untuk suatu contoh penampang bendungan dengan fondasi lemah dan tekanan pori tinggi akibat penurunan muka air cepat (*rapid drawdown*), metode Janbu memberikan faktor keamanan sebesar 1,28.

Dengan menggunakan tiga asumsi distribusi gaya internal yang berbeda dalam metode umum ini, diperoleh nilai faktor keamanan berturut-turut:

- 1,346
- 1,282
- 1,279

Perbedaan nilai ini kecil untuk asumsi yang masuk akal, menunjukkan bahwa faktor keamanan relatif tidak sensitif terhadap asumsi distribusi gaya internal, selama asumsi tersebut realistis.

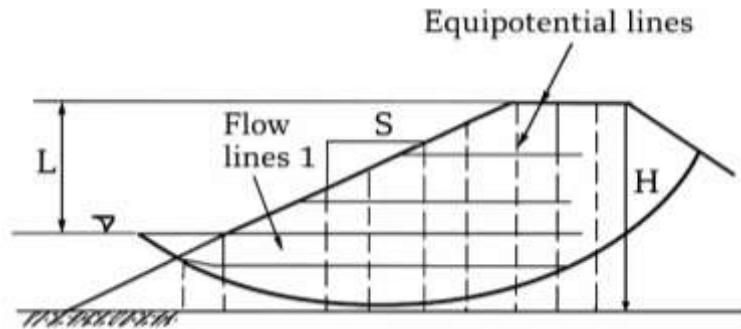
Dalam metode ini analisa faktor keamanan dilakukan dengan dua prinsip yaitu kesetimbangan momen (F_m) dan kesetimbangan gaya (F_f). Faktor keamanan dari prinsip kesetimbangan momen adalah untuk bidang kelongsoran circular:

$$F_m = \frac{\sum (c'l + (p-ul) \tan \phi')}{\sum W \sin \alpha} \quad (2.24)$$

Serta untuk nilai faktor keamanan dengan prinsip kesetimbangan gaya :

$$F_f = \frac{\sum [c'l + (P-ul) \tan \phi'] \cos \alpha}{\sum P \sin \alpha} \quad (2.25)$$

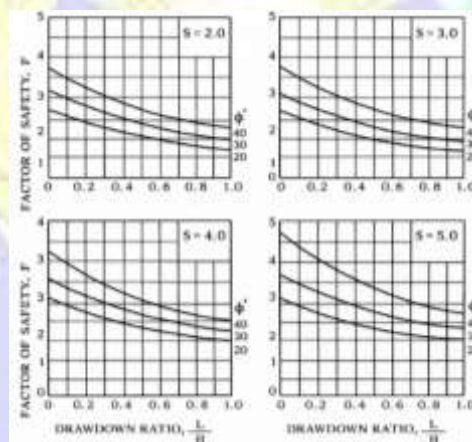
Diagram *Morgenstern* (1963) hanya dapat digunakan untuk menentukan faktor keamanan bendungan setelah penarikan cepat. Gambar 2.11 menunjukkan kasus yang dipertimbangkan. Dengan mengasumsikan garis aliran horizontal dan garis ekuipotensial vertikal, permukaan freatik dan permukaan piezometrik identik.



Gambar 2.11 Lereng yang Mengalami Penurunan Cepat.

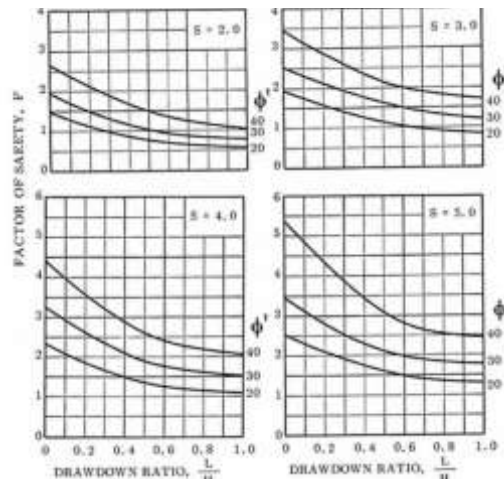
Sumber : Yang H. Huang (2014).

Diasumsikan bahwa bendungan tanah ditempatkan di atas dasar yang kedap air. Tinggi air asli berada pada elevasi yang sama dengan puncak bendungan. Kemudian permukaan air tiba-tiba diturunkan sejauh L di bawah puncak bendungan untuk mensimulasikan penarikan cepat. Faktor keamanan ditentukan oleh metode Bishop yang disederhanakan dengan mengasumsikan bahwa lingkaran kritis bersinggungan dengan dasar yang kedap air, bahwa garis aliran horizontal dan garis ekuipotensial vertikal setelah penarikan cepat, dan bahwa berat tanah dua kali lipat berat air. Asumsi garis ekuipotensial vertikal menunjukkan bahwa permukaan freatik setelah penarikan cepat terletak di sepanjang permukaan lereng.

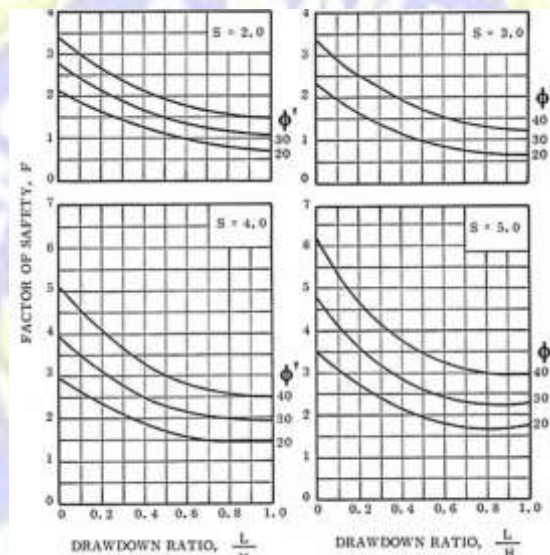


Gambar 2.12 Diagram stabilitas penurunan untuk $c' / \gamma H = 0,0125$.

Sumber : Morgenstern (1963) dan Yang H. Huang (2014).



Gambar 2.13 Diagram stabilitas penurunan untuk $c'/\gamma H = 0,025$.
Sumber : Morgenstern (1963) dan Yang H. Huang (2014).



Gambar 2.14 Diagram stabilitas penurunan untuk $c'/\gamma H = 0,05$.
Sumber : Morgenstern (1963) dan Yang H. Huang (2014).

Berdasarkan Gambar 2.12, Gambar 2.13 dan Gambar 2.14, masing-masing faktor keamanan diplot terhadap rasio penarikan $\frac{L}{H}$, untuk berbagai S dan ϕ . Ketika rasio penarikan sama dengan 1, lingkaran yang menyinggung dasar yang tidak tembus air adalah yang paling kritis. Rasio penurunan kurang dari 1, beberapa lingkaran harus dicoba dengan mengasumsikan dasar yang kedap air pada ketinggian yang berbeda sehingga dapat ditentukan lingkaran dengan faktor keamanan terendah.

Diagram *Morgenstern* berlaku tidak peduli apakah lereng berada di atas, dekat, atau jauh di bawah kaki lereng. Faktor keamanan untuk rasio kedalaman yang berbeda, D , dapat ditentukan dari bagan. Dengan bantuan garis rasio tekanan pori yang sama, rasio kedalaman paling kritis dengan faktor keamanan terendah

dapat diidentifikasi dengan mudah tanpa perlu menghitung faktor keamanan untuk setiap rasio kedalaman dan menentukan mana yang paling kritis. Grafik dapat diterapkan pada kasus penarikan cepat penuh dengan mengasumsikan $r_u = 0,5$. Karena keterbatasan $\frac{c}{\gamma}H$ hingga 0,05, bagan tidak dapat digunakan untuk analisis tegangan total dengan kohesi yang relatif tinggi. Jika $\frac{c}{\gamma}H$ tidak sama persis dengan 0,025 atau 0,05, diperlukan semacam interpolasi.

Bagan *Morgenstern* hanya dapat digunakan untuk menganalisis penarikan penuh atau sebagian. Meskipun grafik mengasumsikan bahwa bendungan ditempatkan langsung di atas tepi dengan $D = 0$, itu bisa memberikan faktor perkiraan tetapi sedikit lebih tinggi dari keamanan bahkan ketika ambang berada pada kedalaman yang besar di bawah ujung kaki. Untuk menentukan faktor keamanan terendah untuk penarikan sebagian, setidaknya tiga lingkaran, masing-masing dengan ambang pada ketinggian yang berbeda, harus dicoba. Grafik-grafik itu bisa hanya digunakan jika $\frac{c}{\gamma}H$ tidak lebih besar dari 0,05, dan memerlukan interpolasi jika $\frac{c}{\gamma}H$ tidak sama persis dengan 0,0125, 0,025, atau 0,05.

2.11 Metode Elemen Hingga (FEM)

Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method*) merupakan salah satu pendekatan analitis yang paling banyak digunakan dalam rekayasa geoteknik modern untuk memodelkan perilaku tanah dan interaksi tanah–struktur secara lebih realistis. Menurut *David M. Potts* dan *Lidija Zdravkovic* (1999), FEM memungkinkan massa tanah yang bersifat kontinu didiskretisasi menjadi elemen-elemen kecil sehingga distribusi tegangan, deformasi, dan potensi kegagalan dapat dianalisis secara numerik dengan tingkat ketelitian yang tinggi. Keandalan hasil analisis FEM sangat ditentukan oleh pemilihan model konstitutif tanah, parameter mekanik yang representatif, serta penetapan kondisi batas dan pembebanan yang sesuai dengan kondisi lapangan.

Dalam analisis geoteknik, FEM memiliki keunggulan dibandingkan metode kesetimbangan batas konvensional, terutama dalam menangkap perilaku deformasi dan kegagalan progresif. Metode kesetimbangan batas umumnya hanya mengevaluasi kondisi batas akhir dan memerlukan asumsi bidang longsor tertentu, sehingga kurang mampu menggambarkan proses keruntuhan secara bertahap. Sebaliknya, FEM tidak mengasumsikan bentuk bidang runtuh sejak awal, melainkan memungkinkan mekanisme kegagalan berkembang secara alami sesuai dengan respons material dan kondisi pembebanan.

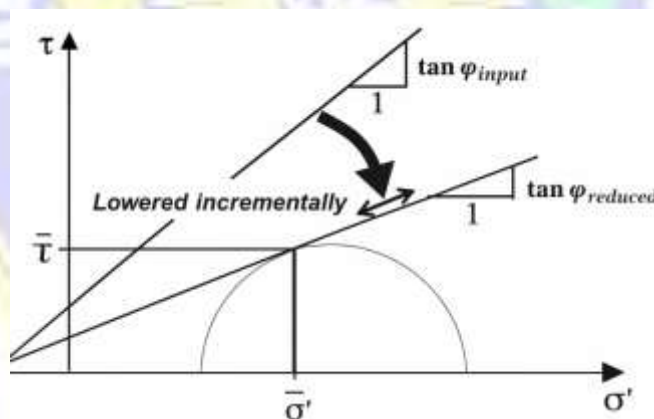
Aplikasi FEM dalam analisis stabilitas lereng secara umum dapat dibedakan menjadi dua pendekatan utama. Pendekatan pertama adalah analisis tegangan elastis atau elastoplastis, di mana gaya berat tanah diterapkan pada sistem lereng untuk memperoleh distribusi tegangan. Berdasarkan distribusi ini, faktor keamanan lokal dapat dihitung menggunakan kriteria kegagalan *Mohr–Coulomb*, sedangkan

faktor keamanan global diperoleh dari perbandingan antara gaya geser ultimit dan gaya pendorong aktual sepanjang bidang runtuh. Pendekatan ini mampu memberikan hasil yang sebanding dengan metode kesetimbangan batas, namun masih memiliki keterbatasan dalam merepresentasikan kondisi batas akhir, khususnya ketika deformasi yang terjadi sangat besar dan memicu efek nonlinier geometrik yang signifikan.

Pendekatan kedua yang lebih banyak digunakan saat ini adalah *Strength Reduction Method* (SRM). Dalam metode ini, beban gravitasi ditentukan berdasarkan berat satuan material, sementara parameter kuat geser tanah, yaitu kohesi efektif c' dan sudut geser dalam ϕ' , dikurangi secara bertahap hingga sistem mencapai kondisi runtuh. Faktor keamanan ditentukan pada saat analisis tidak lagi konvergen, terjadi peningkatan perpindahan yang signifikan, atau telah terbentuk mekanisme kegagalan yang jelas. Permukaan runtuh kritis umumnya diidentifikasi dari kontur regangan geser maksimum, sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.13.

Dalam perangkat lunak berbasis FEM seperti *Plaxis 2D*, metode ini dikenal sebagai *phi-c reduction*. Faktor keamanan dirumuskan sebagai perbandingan antara kekuatan tanah yang tersedia dan kekuatan tanah pada saat runtuh, yang secara matematis dapat dinyatakan sebagai Persamaan 2.28.

$$SF = \frac{\text{available strength}}{\text{strength at failure}} = \sum MSF = \frac{c_{input}}{c_{reduced}} = \frac{\tan \phi_{input}}{\tan \phi_{reduced}} \quad (2.28)$$



Gambar 2.15 Proses Perhitungan Faktor Keamanan dalam FEM (*phi-c reduction*)
Sumber : (Smith & Griffiths, 1988)

Ilustrasi proses pengurangan parameter kuat geser ini ditunjukkan pada Gambar 2.15, yang memperlihatkan hubungan antara kriteria kegagalan *Mohr-Coulomb* dan kondisi keruntuhan lereng.

Keunggulan utama SRM adalah kemampuannya dalam mendeteksi bidang kegagalan kritis secara otomatis tanpa memerlukan asumsi awal mengenai bentuk bidang longsor. Selain itu, metode ini dapat diterapkan pada geometri lereng yang kompleks serta mampu memberikan informasi tambahan berupa distribusi

tegangan, deformasi, dan tekanan air pori, yang tidak dapat diperoleh melalui metode kesetimbangan batas. Namun demikian, keakuratan hasil SRM sangat bergantung pada pemilihan model konstitutif dan parameter tanah yang tepat, serta keterbatasannya dalam menangkap pembentukan pita geser lokal akibat zona plastis yang meluas.

Analisis stabilitas lereng dengan metode FEM di *Plaxis* 2D dapat menggunakan tiga opsi perilaku material untuk kondisi undrained pada tanah berbutir halus:

1. Undrained A: Menggunakan parameter kuat geser dan kekakuan efektif dalam analisis tegangan efektif.
2. Undrained B: Menggunakan parameter kuat geser total dan kekakuan efektif, juga dalam analisis tegangan efektif.
3. Undrained C: Menggunakan parameter kuat geser total dan kekakuan total, dengan perhitungan dalam tegangan total.

Ketiga pendekatan ini dapat digunakan sesuai kebutuhan analisis, sedangkan untuk kondisi *drained*, seluruh parameter input dan tipe material diatur sesuai parameter efektif. model tanah yang digunakan umumnya adalah model *Mohr-Coulomb*.

2.11.1 Teori Deformasi

Berdasarkan teori dari *David M. Potts* dan *Lidija Zdravkovic* (1999), teori deformasi merupakan landasan fundamental dalam mekanika kontinu yang menjelaskan perubahan bentuk dan ukuran suatu material akibat pengaruh gaya luar. Dalam rekayasa geoteknik, deformasi tanah terjadi sebagai respons terhadap pembebanan seperti berat sendiri tanah, beban struktur, penggalian, serta perubahan kondisi tegangan dan tekanan air pori. Deformasi tanah dapat bersifat elastis, yaitu perubahan bentuk yang bersifat sementara dan dapat kembali ke kondisi semula setelah beban dilepaskan, maupun plastis, yaitu perubahan bentuk permanen yang tetap terjadi meskipun beban telah dihilangkan. Oleh karena itu, analisis deformasi sangat penting dalam memprediksi perilaku tanah, kestabilan struktur, serta potensi keruntuhan geoteknik.

2.11.1.1 Konsep Perpindahan dan Regangan

Secara mekanika, deformasi dinyatakan melalui perpindahan (*displacement*) partikel tanah. Dalam sistem koordinat Kartesian tiga dimensi, perpindahan dinyatakan sebagai:

$$u = u(x, y, z), \quad v = v(x, y, z), \quad w = w(x, y, z)$$

dengan u , v , dan w masing-masing merupakan perpindahan dalam arah sumbu x , y , dan z .

Berdasarkan medan perpindahan tersebut, regangan (*strain*) didefinisikan sebagai turunan spasial dari perpindahan. Untuk asumsi regangan kecil (*small strain theory*), hubungan regangan dapat dituliskan sebagai:

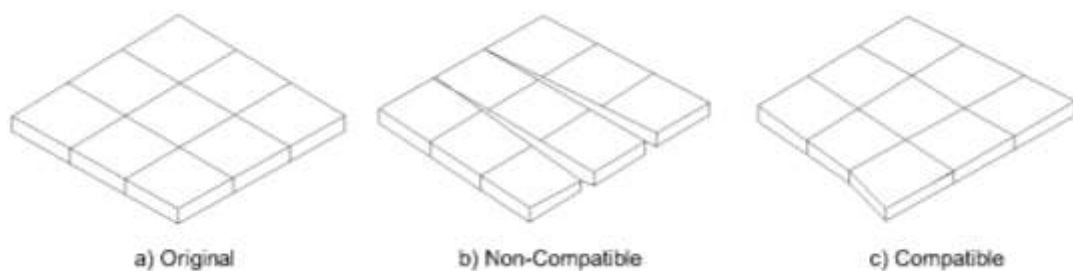
$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}, \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}, \quad \epsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

$$\gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}, \quad \gamma_{yz} = \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y}, \quad \gamma_{xz} = \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}$$

Regangan-regangan ini menggambarkan tingkat deformasi yang terjadi pada elemen tanah akibat pembebanan.

2.11.1.2 Syarat Kompatibilitas Deformasi

Gambar 2.16 menunjukkan ilustrasi konsep kompatibilitas deformasi pada elemen atau lapisan struktur yang mengalami perpindahan akibat beban. Gambar (a) memperlihatkan kondisi awal (*original*) sebelum terjadi deformasi, di mana susunan elemen masih berada pada posisi geometris yang seragam. Gambar (b) menunjukkan kondisi *non-compatible*, yaitu ketika antar elemen mengalami perpindahan atau deformasi yang tidak seragam sehingga menimbulkan celah, tumpang tindih, atau diskontinuitas antar bidang. Kondisi ini menandakan bahwa hubungan deformasi antar elemen tidak memenuhi syarat kompatibilitas, yang dalam analisis struktur maupun geoteknik dapat menyebabkan ketidakstabilan, retak, atau kegagalan lokal. Sementara itu, gambar (c) menunjukkan kondisi *compatible*, yaitu deformasi yang tetap menjaga kesinambungan antar elemen tanpa terjadinya pemisahan maupun penetrasi, sehingga struktur masih bekerja sebagai satu kesatuan.



Gambar 2.16 Mode Deformasi.

Sumber : David M. Potts and Lidija Zdravkovic (1999).

Dalam konteks mekanika tanah, perkerasan, maupun metode elemen hingga, prinsip kompatibilitas sangat penting karena memastikan bahwa deformasi yang terjadi masih realistis secara fisik, distribusi tegangan dapat dianalisis dengan benar, dan perilaku struktur atau massa tanah dapat dimodelkan secara akurat.

Dalam analisis numerik, pelanggaran terhadap syarat kompatibilitas akan menghasilkan deformasi yang tidak dapat diterima secara fisik dan menyebabkan hasil analisis menjadi tidak akurat.

2.11.1.3 Hubungan Tegangan–Regangan (Hukum Konstitutif)

Teori deformasi tidak dapat dipisahkan dari hubungan antara regangan dan tegangan. Untuk material elastis linier, hubungan ini dinyatakan melalui Hukum Hooke dalam bentuk matriks:

$$\{\sigma\} = [D] \times \{\varepsilon\} \quad (2.24)$$

Dimana,

- $\{\sigma\}$: vector tegangan
- $[D]$: matriks konstitutif material.
- $\{\varepsilon\}$: vektor regangan

Untuk kondisi elastis isotropik linier, matriks konstitutif bergantung pada *Modulus Young* (E) dan *rasio Poisson* (ν). Namun, tanah umumnya bersifat nonlinier dan elasto-plastik, sehingga hubungan tegangan–regangan lebih realistis dinyatakan dalam bentuk inkremental:

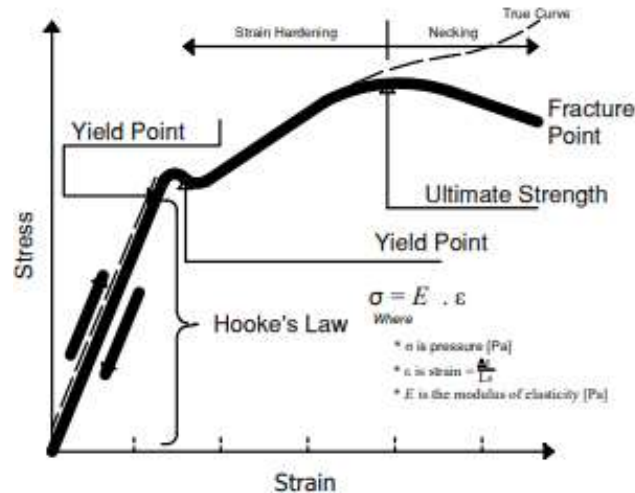
$$\Delta\{\sigma\} = [D_t] \times \Delta\{\varepsilon\} \quad (2.25)$$

dengan $[D_t]$ merupakan matriks kekakuan tangen yang berubah sesuai dengan tingkat pembebanan dan sejarah tegangan.

2.11.1.4 Peran Teori Deformasi dalam Metode Elemen Hingga

Dalam Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method* / FEM), teori deformasi berperan penting sebagai penghubung antara perpindahan nodal, regangan elemen, dan tegangan material dalam suatu sistem analisis numerik. Medan perpindahan pada setiap elemen didekati menggunakan fungsi interpolasi (*shape functions*), yang selanjutnya digunakan untuk menentukan distribusi regangan dan tegangan secara kontinu di seluruh domain tanah. Melalui pendekatan ini, FEM mampu memenuhi prinsip kompatibilitas deformasi, yaitu kondisi di mana deformasi antar elemen tetap saling berkesinambungan tanpa terjadinya diskontinuitas. Hubungan antara tegangan dan regangan dalam proses tersebut dijelaskan melalui kurva tegangan–regangan (*stress–strain curve*) sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 2.17, yang menggambarkan respons material mulai dari fase elastis linier sesuai Hukum Hooke, titik leleh (*yield point*), fase plastis, *strain hardening*, hingga kondisi keruntuhan (*fracture point*). Kurva ini menjadi dasar dalam penentuan model konstitutif material, sehingga FEM dapat

merepresentasikan perilaku mekanik tanah secara lebih realistis, termasuk deformasi permanen dan potensi kegagalan.



Gambar 2.17 Grafik tegangan-regangan (*stress-strain curve*).
Sumber : Hibbeler, R. C. (2020).

Potts dan Zdravković menegaskan bahwa pemodelan deformasi yang konsisten dengan prinsip kompatibilitas dan dikombinasikan dengan hukum konstitutif yang tepat merupakan syarat utama untuk memperoleh hasil analisis elemen hingga yang akurat dan dapat merepresentasikan perilaku tanah secara realistis dalam permasalahan geoteknik.

2.11.2 Hardening Soil Model

Hardening Soil Model (HSM) merupakan model konstitutif elastoplastik nonlinier yang dikembangkan untuk merepresentasikan perilaku tanah secara lebih realistis dibandingkan model konstitutif sederhana seperti *Mohr–Coulomb*. Model ini dirancang untuk menangkap karakteristik utama perilaku tanah, yaitu ketergantungan kekakuan terhadap tingkat tegangan, pengaruh lintasan tegangan (*stress path dependency*), serta perbedaan respons tanah antara pembebanan awal dan pembebanan ulang. Konsep dasar HSM sejalan dengan teori model konstitutif lanjut yang dibahas dalam Bab 8 *Advanced Constitutive Models* pada buku *Finite element analysis in geotechnical engineering* yang disusun oleh David M. Potts and Lidija Zdravkovic tahun 1999, khususnya konsep hardening ganda dan perubahan kekakuan akibat riwayat tegangan.

2.11.2.1 Konsep Dasar Hardening Soil Model

Hardening Soil Model didasarkan pada konsep *hardening* ganda (*double hardening*), yaitu:

1. *Hardening geser (shear hardening)*

Hardening yang terjadi akibat akumulasi regangan plastis geser selama pembebanan *triaxial*.

2. *Hardening* kompresi (*compression hardening*)

Hardening yang terjadi akibat regangan plastis volumetrik selama pembebanan satu dimensi (*oedometer*).

Berbeda dengan model *Mohr–Coulomb* yang menggunakan kekakuan konstan, HSM menggunakan kekakuan yang bergantung pada tingkat tegangan efektif, sehingga mampu memodelkan perubahan kekakuan tanah secara bertahap selama proses pembebanan.

2.11.2.2 Hubungan Tegangan–Regangan Geser

Pada kondisi pembebanan *triaxial drained*, hubungan antara deviasi tegangan dan regangan aksial dalam *Hardening Soil Model* mengikuti kurva hiperbolik yang dinyatakan sebagai:

$$\varepsilon_1 = \frac{q}{E_{50} + \frac{q}{q_f}} \quad (2.26)$$

dengan:

ε_1 : regangan aksial

$q = \sigma'_1 - \sigma'_3$: deviasi tegangan

E_{50} : modulus secant pada 50% tegangan deviasi maksimum

q_f : deviasi tegangan pada kondisi runtuh

Tegangan deviasi pada kondisi runtuh dihitung menggunakan kriteria *Mohr–Coulomb*:

$$q_f = \frac{2c' \cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} + \frac{2\sigma'_3 \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad (2.27)$$

Persamaan ini menunjukkan bahwa kekuatan geser tanah dipengaruhi oleh kohesi efektif, sudut geser dalam efektif, serta tegangan efektif minor.

2.11.2.3 Kekakuan Tanah yang Bergantung Tegangan

Salah satu ciri utama *Hardening Soil Model* adalah penggunaan kekakuan tanah yang bergantung pada tingkat tegangan efektif rata-rata. Hubungan tersebut dinyatakan sebagai:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.28)$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.29)$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{p'}{p_{ref}} \right)^m \quad (2.30)$$

dengan:

E_{50}	: modulus geser pembebanan primer
E_{oed}	: modulus oedometer
E_{ur}	: modulus pembongkaran–pembebanan ulang
$E_{50}^{ref}, E_{oed}^{ref}, E_{ur}^{ref}$	: modulus referensi
p'	: tegangan efektif rata-rata
P_{ref}	: tegangan referensi (umumnya 100 kPa)
m	: eksponen ketergantungan tegangan

Formulasi ini memungkinkan kekakuan tanah meningkat seiring bertambahnya tingkat tegangan efektif.

2.11.2.4 Perilaku *Unloading–Reloading*

Pada kondisi pembongkaran dan pembebanan ulang, *Hardening Soil Model* menggunakan modulus E_{ur} yang nilainya lebih besar dibandingkan E_{50} . Hal ini mencerminkan perilaku tanah yang menjadi lebih kaku setelah mengalami pembebanan sebelumnya, sesuai dengan hasil pengamatan laboratorium dan konsep *bounding surface plasticity*.

2.11.2.5 Parameter *Hardening Soil Model*

Hardening Soil Model menggunakan sejumlah parameter yang menggambarkan perilaku elastoplastik tanah dengan kekakuan yang bergantung pada tingkat tegangan. Parameter-parameter tersebut ditentukan melalui pengujian *triaxial*, *oedometer*, serta proses kalibrasi. Ringkasan parameter *Hardening Soil Model* yang digunakan dalam analisis, disajikan pada Tabel 2.7.

Tabel 2.7 Parameter *Hardening Soil Model*.

No.	Parameter	Keterangan	Sumber Penentuan
1	c'	Kohesi efektif	Uji triaxial
2	ϕ'	Sudut geser dalam efektif	Uji triaxial
3	ψ	Sudut dilatasi	Uji triaxial
4	E_{50}^{ref}	Modulus geser referensi	Uji triaxial
5	E_{oed}^{ref}	Modulus oedometer referensi	Uji oedometer
6	E_{ur}^{ref}	Modulus <i>unloading–reloading</i>	Uji triaxial
7	m	Eksponen ketergantungan tegangan	Kalibrasi
8	ν_{ur}	Rasio Poisson <i>unloading–reloading</i>	Asumsi/ujian

Sumber : Schanz, T., Vermeer, P. A., & Bonnier, P. G. (1999).

2.11.3 *Mohr–Coulomb Model*

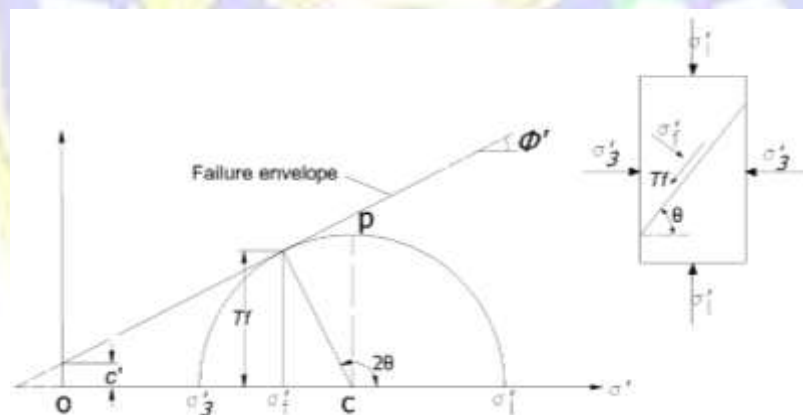
Model *Mohr–Coulomb* diperkenalkan dalam buku *Finite element analysis in geotechnical engineering* yang disusun oleh David M. Potts and Lidija Zdravkovic tahun 1999 sebagai salah satu model elastoplastik paling sederhana dan

paling luas digunakan dalam analisis geoteknik. Model ini dirancang untuk merepresentasikan perilaku kuat geser tanah dan batuan dengan pendekatan yang relatif sederhana namun memiliki makna fisik yang jelas. Dalam model ini, tanah diasumsikan berperilaku elastis linier isotropik sebelum mencapai kondisi leleh, dan plastik sempurna (*perfectly plastic*) setelah leleh, sehingga tidak terdapat mekanisme strain hardening maupun *strain softening*. Oleh karena itu, model *Mohr–Coulomb* sangat sesuai untuk analisis awal atau studi stabilitas, tetapi memiliki keterbatasan untuk memodelkan perilaku tanah pada regangan besar.

Kriteria keruntuhan *Mohr–Coulomb* dalam buku ini dinyatakan berdasarkan hubungan linier antara tegangan geser dan tegangan normal efektif. Hubungan ini dinyatakan dengan persamaan:

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2.31)$$

di mana c' adalah kohesi efektif dan ϕ' adalah sudut geser dalam efektif. Secara grafis, hubungan ini digambarkan sebagai garis selubung kegagalan pada diagram lingkaran *Mohr*, dan kondisi leleh tercapai ketika lingkaran *Mohr* tepat menyinggung garis selubung tersebut. Interpretasi ini memberikan pemahaman fisik yang kuat tentang mekanisme keruntuhan tanah akibat kombinasi tegangan normal dan geser seperti yang tertera pada Gambar 2.18.



Gambar 2.18 Kondisi Tegangan pada Keadaan Runtuh.

Sumber : Braja M. Das (2010).

Dalam formulasi analisis elemen hingga, kriteria *Mohr–Coulomb* dinyatakan sebagai fungsi leleh (*yield function*) dalam ruang tegangan utama. Untuk kondisi tegangan utama maksimum dan minimum, fungsi leleh dapat dituliskan sebagai berikut.

$$f(\sigma'_1, \sigma'_3) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \phi' - 2c' \cos \phi' = 0 \quad (2.32)$$

Apabila nilai fungsi leleh lebih kecil dari nol, material masih berada dalam kondisi elastis; jika sama dengan nol, material berada pada kondisi leleh; dan jika lebih besar dari nol, keadaan tersebut tidak diizinkan secara fisik. Persamaan ini menjadi dasar dalam algoritma numerik untuk mendeteksi awal plastisitas pada perhitungan elemen hingga.

Permukaan leleh model *Mohr–Coulomb* dalam ruang tegangan tiga dimensi berbentuk heksagonal dengan sudut-sudut tajam, yang menunjukkan bahwa respons plastis model ini dipengaruhi oleh tegangan utama menengah. Bentuk permukaan leleh yang tidak mulus ini memiliki implikasi numerik yang penting, karena dapat menyebabkan kesulitan konvergensi dalam analisis elemen hingga. Pada kondisi plane strain, peran tegangan utama menengah menjadi sangat signifikan, sehingga respons model dapat berbeda secara nyata dibandingkan dengan kondisi tegangan tiga dimensi umum.

Untuk mendefinisikan arah regangan plastis, model *Mohr–Coulomb* menggunakan *plastic potential function*. Model ini dapat diterapkan dengan *associated flow rule*, di mana fungsi leleh dan fungsi potensial plastis identik, atau dengan *non-associated flow rule*, yang lebih umum digunakan dalam geoteknik. Dalam pendekatan *non-associated*, sudut dilatasi ψ digunakan sebagai pengganti sudut geser dalam ϕ' , sehingga fungsi potensial plastis dapat dituliskan dalam bentuk yang serupa tetapi dengan $\psi < \phi'$. Pendekatan ini lebih realistis karena tanah nyata umumnya menunjukkan dilatasi yang lebih kecil dibandingkan prediksi model *associated*.

Secara perilaku tegangan–regangan, model *Mohr–Coulomb* menunjukkan respons elastis hingga tercapainya kondisi leleh, kemudian diikuti oleh deformasi plastis yang terus berkembang tanpa peningkatan tegangan. Karena tidak adanya mekanisme *hardening* atau *softening*, model ini tidak mampu menangkap degradasi atau peningkatan kekuatan tanah akibat deformasi berkelanjutan. Walaupun demikian, kesederhanaannya menjadikan model ini sangat populer dalam praktik rekayasa geoteknik.

Kelebihan utama model *Mohr–Coulomb* adalah kemudahan penentuan parameter dari uji laboratorium seperti uji geser langsung dan uji *triaxial*, serta interpretasi fisik yang jelas. Namun, keterbatasannya meliputi ketidakmampuannya memodelkan perilaku tanah pada regangan besar, sensitivitas terhadap lintasan tegangan, serta kesulitan numerik akibat bentuk permukaan leleh yang bersudut.

2.12 Parameter Tanah

Parameter desain seperti nilai kuat geser *undrained* (c_u), sudut geser dalam (ϕ), modulus elastis (E_u dan E') dan lainnya sangat dibutuhkan untuk keperluan analisis, baik analisis kestabilan lereng maupun analisis pondasi. Parameter desain ini didapat dari hasil pengujian laboratorium pada sampel UDS dan/atau DS yang diperoleh saat pengeboran teknik. Namun, tidak semua kedalaman diambil sampel UDS atau DS-nya, sehingga digunakan korelasi terhadap data lapangan (seperti

N_{value}) untuk mendapatkan parameter desain yang dibutuhkan. Selain korelasi terhadap data lapangan, digunakan pula nilai rentang umum parameter tanah sebagai acuan apakah nilai parameter yang diambil masih ada dalam batas kewajaran atau tidak. Berikut adalah korelasi dan nilai rentang yang digunakan pada analisis yang akan dibahas pada subbab-subbab di bawah ini.

2.12.1 Berat Isi Tanah

Besarnya nilai berat isi tanah didapat dari pengujian indeks properti di laboratorium, namun seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, pengujian ini tidak dilakukan pada tiap kedalaman tanah. Sehingga untuk tanah yang tidak dilakukan pengujian, digunakan korelasi terhadap nilai N_{value} . Korelasi yang digunakan untuk menentukan besarnya nilai berat isi tanah berasal dari *Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W., 1990, Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design* yang dapat dilihat pada Tabel 2.8.

Tabel 2. 8 Nilai Empiris untuk Y_{sat} dan kuat tekan bebas (q_u) dan konsistensi dari tanah kohesif berdasarkan nilai N Koreksi.

Konsistensi	Sangat Lunak	Lunak	Sedang	Kenyal	Sangat Kenyal	Keras
q_u (kPa)	0-24	24-28	48-96	96-192	192-384	>384
Nilai N' -SPT terkoreksi	0-2	2-4	10-30	30-50	>50	>32
Berat volume tanah jenuh (Y_{sat}) (kN/m^3)	15,8-18,8	15,8-18,8	17,3-20,4	18,8-22	18,8-22	18,8-22

Sumber : Bowles (1977).

2.12.2 Kuat Geser Kohesi (C_u dan c')

Kuat geser kohesi *undrained* didapat dari pengujian Triaksial UU (*Unconsolidated-Undrained*), namun seperti yang telah dijelaskan sebelumnya, pengujian ini tidak dilakukan pada tiap kedalaman tanah. Sehingga korelasi yang digunakan yaitu korelasi dari Terzaghi and Peck (1967) yang menghubungkan variasi nilai N -SPT dengan nilai kohesi tak terdrainase (C_u) pada Tabel 2.9.

Tabel 2. 9 Variasi Korelasi N -SPT dengan C_u tanah Lempung.

Konsistensi	N	C_u (kN/m^2)
Sangat Lunak	0-2	< 12
Lunak	2-4	12-25
Sedang	4-8	25-50
Kaku	8-15	50-100
Sangat Kaku	15-30	100-200
Keras	> 30	> 200

Sumber: Terzaghi and Peck (1967).

2.12.3 Modulus Elastisitas Tanah (E_u dan E')

Modulus elastis tanah umumnya dibedakan menjadi dua parameter utama, yaitu modulus elastis kondisi tak terdrainase (*undrained elastic modulus, E_u*) dan modulus elastis kondisi efektif (*effective elastic modulus, E'*). Modulus elastis tak terdrainase (E_u) umumnya digunakan untuk tanah berbutir halus, seperti lempung dan lanau, dimana respons tanah dianalisis pada kondisi tanpa perubahan kadar air pori. Sementara itu, modulus elastis efektif (E') digunakan pada tanah berbutir kasar, seperti pasir, dimana perilaku mekanis tanah lebih dipengaruhi oleh tegangan efektif akibat *drainase* yang relatif cepat. Pembagian penggunaan parameter ini penting untuk memperoleh representasi perilaku deformasi tanah yang lebih akurat dalam analisis geoteknik.

a. Modulus Elastisitas *Undrained* (E_u)

Beberapa hubungan empiris untuk modulus elastisitas telah dikemukakan di masa lalu dan dirangkum oleh Mitchell dan Gardner (1975). Namun, korelasi tersebut menunjukkan penyebaran (variasi) yang cukup besar karena nilai N bergantung pada beberapa faktor yang tidak dijelaskan secara jelas dalam penelitian aslinya. Persamaan berikut dikemukakan oleh Webb (1969) yang mana persamaan hanya bisa digunakan untuk jenis tanah pasir dan lempung berpasir.

$$E \approx 479 (N + 15) \quad (2.33)$$

Tabel 2.10 menyajikan nilai representatif dari modulus elastisitas tanah dalam kondisi tak terdrainase (*Undrained Modulus of Elasticity, E_u*) untuk beberapa jenis tanah. Nilai-nilai tersebut memberikan gambaran umum mengenai kisaran kekakuan tanah berdasarkan klasifikasi jenis tanah, yang dinyatakan dalam satuan kN/m^2 dan lb/in^2 .

Tabel 2. 10 Nilai Representatif Dari Modulus Elastisitas Tanah.

Soil Type	E	
	kN/m^2	lb/in.^2
Soft Clay	1.800-3.500	250-500
Hard Clay	6.000-14.000	850-2000
Loose Sand	10.000-28.000	1.500-4.000
Dense Sand	35.000-70.000	5.000-10.000

Sumber : Braja M. Das (2010).

Beberapa hubungan empiris untuk modulus elastisitas telah dikemukakan di masa lalu dan dirangkum oleh Mitchell dan Gardner (1975). Namun, korelasi tersebut menunjukkan penyebaran (variasi) yang cukup besar karena nilai N bergantung pada beberapa faktor yang tidak dijelaskan secara jelas dalam penelitian aslinya.

b. Modulus Elastisitas Drained (E')

Besarnya nilai modulus elastis efektif ditentukan berdasarkan persamaan berikut ini:

$$E' = 766 \times N_{SPT} \text{ kN/m}^2 \quad (2.34)$$

Modulus elastisitas tanah (E) menunjukkan kekakuan tanah terhadap pembebanan dan menjadi parameter penting dalam analisis geoteknik. Nilainya bergantung pada jenis, kepadatan, dan konsistensi tanah. Rentang nilai modulus elastisitas disajikan pada Tabel 2.11.

Tabel 2. 11 Rentan Nilai Modulus Elastisitas *Drained*.

Type	Strength of soil	Elastic Modulus, E (MPa)	
		Short term	Long term
Gravel	Loose	25-50	
	Medium	50-100	
	Dense	100-200	
Medium to coarse sand	Very loose	<5	
	Loose	3-10	
	Medium dense	8-30	
	Dense	25-50	
	Very dense	40-100	
Fine sand	Loose	5-10	
	Medium	10-25	
	Dense	25-50	
Silt	Soft	<10	<8
	Stiff	10-20	8-15
	Hard	>20	>15
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

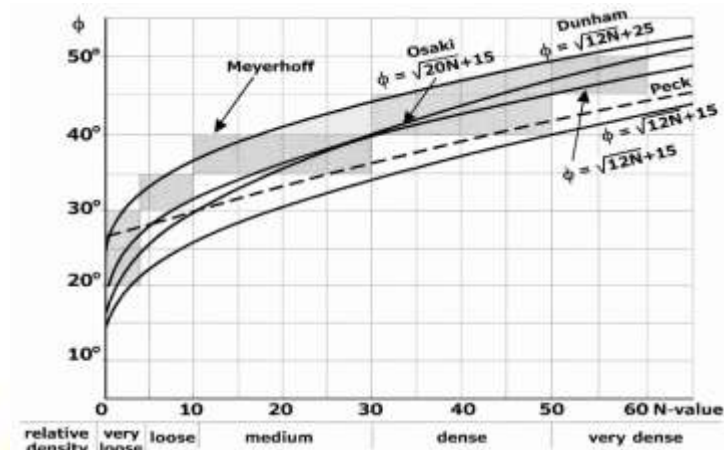
Sumber : Burt G. Look (2007).

2.12.4 Kuat Sudut Geser Dalam (ϕ)

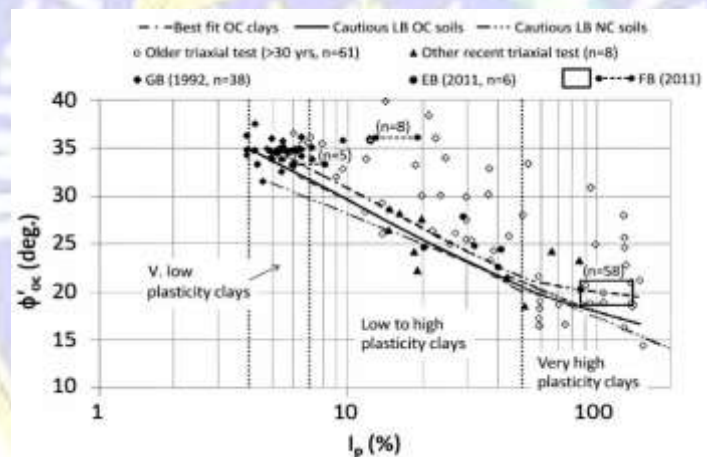
Sudut geser dalam (ϕ) pada tanah pasiran umumnya ditentukan melalui pengujian *direct shear*. Namun, pada kondisi dimana pengujian laboratorium tidak tersedia, nilai ϕ dapat diperkirakan menggunakan pendekatan korelasi terhadap nilai N-SPT. Dalam penelitian ini digunakan dua persamaan empiris, yaitu korelasi Terzaghi dan Peck (1976) yang menghubungkan nilai N-SPT dengan parameter tanah lempung, serta korelasi Sorensen dan Okkels (2013) yang mengestimasi parameter tanah lempung berdasarkan nilai *plasticity index* (PI).

Gambar 2.19 menunjukkan hubungan antara nilai N-SPT dan sudut geser dalam, di mana peningkatan nilai N-SPT umumnya diikuti oleh peningkatan nilai ϕ . Sementara itu, Gambar 2.20 menunjukkan bahwa semakin tinggi nilai PI, sudut

geser dalam efektif cenderung menurun. Kedua persamaan korelasi tersebut digunakan sebagai dasar dalam penentuan nilai sudut geser dalam agar parameter kuat geser tanah yang digunakan dalam analisis dapat lebih representatif terhadap kondisi lapangan.



Gambar 2. 19 Grafik Hubungan Nilai Sudut Geser Dalam terhadap N-SPT.
Sumber : Terzaghi and Peck (1967).



Gambar 2. 20 Grafik Hubungan Nilai Sudut Geser Dalam terhadap Nilai PI (%).
Sumber : Sorensen dan Okkels (2013).

2.12.5 *Poisson Ratio* Tanah

Rasio Poisson merupakan parameter elastisitas tanah yang berperan penting dalam analisis perilaku deformasi dan respons tegangan–regangan tanah. Besarnya nilai rasio Poisson dipengaruhi oleh jenis tanah, tingkat kepadatan, serta kondisi tegangan yang bekerja pada tanah tersebut. Dalam praktik rekayasa geoteknik, penentuan nilai *rasio Poisson* umumnya dilakukan berdasarkan pendekatan empiris yang dikorelasikan dengan klasifikasi jenis tanah hasil investigasi lapangan dan pengujian laboratorium. Tabel 2.12 menyajikan rentang nilai *Poisson's ratio* untuk beberapa jenis tanah berdasarkan hasil penelitian yang telah ada.

Tabel 2.12 Nilai Tipikal *Poisson's ratio*.

Material	<i>Poisson's Ratio</i>
Lempung jenuh (<i>undrained</i>)	0,5
Lempung jenuh (<i>drained</i>)	0,2 – 0,4
Pasir rapat	0,3 – 0,4
Pasir lepas	0,1 – 0,3
<i>Loess</i>	0,1 – 0,3
Es	0,36
Alumunium	0,35
Baja	0,29
Beton	0,15

Sumber : Bowles (1986), Kulhawy dan Mayne (1990), and Lambe dan Whitman (1979).

2.13 Perangkat Lunak (*Software*) yang Digunakan dalam Penelitian

2.13.1 *Plaxis 2D*

Dasar pemodelan material tanah dalam *Plaxis 2D* yang digunakan pada analisis berbasis Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method*). Pemodelan material didefinisikan sebagai hubungan matematis antara perubahan tegangan efektif dan perubahan regangan. Seluruh model tanah dalam *Plaxis 2D* dirumuskan berdasarkan tegangan efektif karena kekuatan geser dan deformasi tanah dikontrol oleh interaksi antar butiran tanah, bukan oleh tegangan total.

Tegangan dalam tanah dinyatakan sebagai tensor tiga dimensi dan mengikuti prinsip *Terzaghi*, yaitu bahwa tegangan total merupakan penjumlahan antara tegangan efektif dan tekanan air pori, yang dirumuskan sebagai:

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.35)$$

Dimana σ adalah tegangan total, σ' adalah tegangan efektif, dan u adalah tekanan air pori. Air pori diasumsikan tidak mampu menahan tegangan geser, sehingga komponen tegangan geser efektif sama dengan tegangan geser total. Untuk memudahkan analisis numerik, tegangan dinyatakan dalam bentuk tegangan utama dan invarian tegangan, yaitu tegangan efektif rata-rata dan tegangan geser ekuivalen.

Tegangan efektif rata-rata dan tegangan geser ekuivalen dirumuskan sebagai:

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3}{3} \quad (2.36)$$

$$q = |\sigma'_1 - \sigma'_3| \quad (2.37)$$

Besaran p' dan q banyak digunakan dalam formulasi model tanah elastoplastik dan menjadi dasar evaluasi kondisi tegangan pada analisis stabilitas lereng, khususnya dalam mengidentifikasi kondisi mendekati keruntuhan.

Selain tegangan, regangan juga didefinisikan sebagai tensor yang terdiri dari regangan normal dan regangan geser. Salah satu parameter penting adalah regangan volumetrik, yang didefinisikan sebagai jumlah dari seluruh regangan normal:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy} + \varepsilon_{zz} \quad (2.38)$$

Regangan volumetrik bernilai negatif pada kondisi pemampatan dan positif pada kondisi dilatasi. Dalam pemodelan elastoplastik, regangan total dipisahkan menjadi komponen elastis dan plastis:

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (2.39)$$

Pembagian ini sangat penting dalam analisis kegagalan lereng, karena keruntuhan ditandai oleh perkembangan regangan plastis yang signifikan.

Hubungan antara perubahan tegangan efektif dan perubahan regangan elastis dalam *Plaxis* 2D didasarkan pada hukum *Hooke* untuk material elastis linier isotropis, yang dinyatakan dalam bentuk:

$$\dot{\sigma}' = D \cdot \dot{\varepsilon} \quad (2.40)$$

Dengan D sebagai matriks kekakuan elastis. Parameter utama yang digunakan adalah modulus *Young* (E) dan angka *Poisson* (ν). Dari kedua parameter ini dapat diturunkan parameter elastis lain, seperti modulus geser dan modulus bulk:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (2.41)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\nu)} \quad (2.42)$$

Hubungan ini menjadi dasar pemilihan parameter elastis pada pemodelan tanah dalam analisis FEM.

Analisis tanah dalam kondisi tak terdrainase, yang sangat relevan untuk tanah lempung lunak. Dalam *Plaxis* 2D, analisis tak terdrainase dilakukan dengan menggunakan parameter efektif, sementara tekanan air pori eksese dihitung secara numerik. Perubahan tekanan air pori eksese berbanding lurus dengan perubahan regangan volumetrik:

$$\dot{u} = K_w \cdot \dot{\varepsilon}_v \quad (2.43)$$

Untuk mendekati kondisi tanah jenuh yang hampir tidak termampatkan, digunakan angka *Poisson* tak terdrainase mendekati 0,5, yaitu $\nu_u \approx 0,495$. Pendekatan ini memungkinkan simulasi perilaku tanah lempung lunak yang lebih realistis dibandingkan analisis tegangan total.

Selanjutnya, konsep tegangan prakonsolidasi dan kondisi tegangan awal tanah. Derajat konsolidasi tanah dinyatakan dengan *Over Consolidation Ratio* (OCR), yang dirumuskan sebagai:

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma'_{v0}} \quad (2.44)$$

Dimana σ_p adalah tegangan prakonsolidasi dan σ'_{v0} adalah tegangan vertikal efektif awal. Nilai OCR mempengaruhi kekakuan tanah dan distribusi tegangan awal. Dalam *Plaxis* 2D, kondisi tegangan awal dibentuk menggunakan prosedur K_0 , yang memperhitungkan kondisi tanah terkonsolidasi normal maupun *overconsolidated* secara otomatis.

Program *Plaxis* 2D dan model-model tanah didalamnya telah dikembangkan untuk melakukan perhitungan dari masalah geoteknik yang realistis. Karena hal ini maka *Plaxis* 2D dapat disebut sebagai alat bantu untuk memodelkan permasalahan geoteknik. Model tanah dapat dianggap sebagai representasi perilaku tanah secara kualitatif sedangkan parameter dari model digunakan untuk menyatakan perilaku tanah secara kuantitatif. Walaupun program *Plaxis* 2D beserta model-model tanah telah dikembangkan secara mendalam, simulasi dari permasalahan sesungguhnya tetap merupakan suatu pendekatan, yang secara implisit telah melibatkan beberapa kesalahan numerik dan kesalahan pemodelan yang tidak dapat dihindari. Terlebih lagi, akurasi dari pemodelan permasalahan sangat bergantung pada keahlian dari pengguna dalam memodelkan permasalahan, pemahaman dari model tanah dan keterbatasannya, pemilihan model parameter dan kemampuan untuk mengevaluasi hasil perhitungan. Baik model tanah dan program *Plaxis* 2D selalu dikembangkan secara terus-menerus sehingga versi yang baru merupakan pembaharuan dari versi sebelumnya. Beberapa keterbatasan yang masih ada saat ini adalah sebagai berikut :

1. Model HS (*Hardening Soil*)

Model ini merupakan model hardening yang tidak mengikutsertakan pelunakan tanah akibat dilatasi dan efek lepasnya ikatan antar butir. Pada faktanya, model ini merupakan model hardening isotropis sehingga tidak memodelkan efek histeresis, pembebanan siklik maupun mobilitas siklik (*cyclic mobility*). Sebagai catatan, penggunaan model *Hardening Soil* umumnya menghasilkan waktu perhitungan yang lebih lama, karena pembentukan dan dekomposisi matriks kekakuan dari material dilakukan dalam tiap langkah perhitungan.

2. Model SSC (*Soft Soil Creep*)

Seluruh keterbatasan di atas juga berlaku untuk model *Soft Soil Creep*. Selain itu model ini cenderung untuk memprediksi tentang perilaku elastis tanah secara berlebihan. Hal ini khususnya terjadi pada masalah galian, termasuk juga terowongan.

3. Model SS (*Soft Soil*)

Keterbatasan yang sama juga berlaku dengan model SS. Sesungguhnya model SS telah dilampaui oleh model HS, tetapi model SS tetap dipertahankan untuk pengguna yang telah terbiasa dengan model ini. Penggunaan model SS harus dibatasi untuk situasi yang dinominasi terutama oleh kompresi. Model ini tidak direkomendasikan untuk digunakan pada masalah galian.

4. Antarmuka

Elemen antarmuka umumnya dimodelkan dengan menggunakan model bilinear *Mohr-Coulomb*. Saat digunakan model tingkat lanjut untuk set data material klaster tertentu, maka elemen antarmuka hanya akan menggunakan data yang relevan (c, φ, ψ, E, ν) untuk model *Mohr-Coulomb*. Dalam kasus seperti ini, kekakuan antarmuka diambil sebagai kekakuan elastis dari tanah. Karena itu $E = E_{ur}$ dimana E_{ur} tergantung dari tingkat tegangan, diikuti dengan hukum eksponensial dengan nilai E_{ur} proporsional terhadap σ_m . Untuk model *Soft Soil Creep*, nilai eksponen m adalah 1 dan E_{ur} ditentukan dari konstanta pengembangan K .

Plastisitas dihubungkan dengan terbentuknya regangan yang tidak dapat kembali seperti semula. Untuk mengevaluasi apakah telah terjadi plastisitas terjadi dalam perhitungan, sebuah fungsi leleh (*yield function*), f dinyatakan sebagai fungsi dari tegangan dan regangan. Sebuah fungsi leleh umumnya dapat dinyatakan sebagai suatu bidang dalam ruang tegangan utama. Sebuah model plastis-sempurna merupakan suatu model konstitutif dengan bidang leleh tertentu, yaitu bidang leleh yang sepenuhnya didefinisikan oleh parameter model dan tidak dipengaruhi oleh peregangan (plastis). Untuk kondisi tegangan yang dinyatakan oleh titik-titik yang berada di bawah bidang leleh, perilaku dari titik-titik tersebut akan sepenuhnya elastis dan seluruh regangan dapat kembali seperti semula.

2.13.2 StablPro

Aplikasi StablPro merupakan salah satu perangkat lunak yang digunakan secara luas dalam bidang teknik geoteknik untuk melakukan analisis stabilitas lereng secara dua dimensi. Perangkat lunak ini didasarkan pada metode kesetimbangan batas atau *Limit Equilibrium Method* (LEM), yang telah menjadi standar dalam analisis stabilitas lereng karena kemampuannya dalam memberikan estimasi faktor keamanan (*factor of safety*) terhadap potensi longsor pada lereng. StablPro sendiri merupakan hasil pengembangan lanjutan dari program STABL yang pertama kali dikembangkan oleh Ronald A. Siegel di *Purdue University* pada tahun 1975. Program STABL mulai digunakan secara rutin oleh *Indiana*

Department of Highways sejak tahun 1976 dan kemudian diadopsi secara luas oleh berbagai lembaga dan institusi teknik setelah publikasinya dalam literatur ilmiah, menunjukkan keandalannya dalam praktik rekayasa geoteknik (cesdb.com, 2024).

Metode kesetimbangan batas yang diimplementasikan dalam StablPro bekerja dengan cara membagi massa tanah pada lereng ke dalam sejumlah irisan vertikal dan kemudian melakukan perhitungan kesetimbangan gaya serta momen pada masing-masing irisan. Melalui pendekatan ini, StablPro mampu menghitung faktor keamanan lereng terhadap kegagalan yang diakibatkan oleh gaya gravitasi, tekanan air pori, serta beban eksternal lainnya. Salah satu keunggulan dari StablPro adalah kemampuannya dalam menghasilkan permukaan bidang gelincir secara acak, baik yang berbentuk melingkar maupun tidak teratur, sehingga memungkinkan identifikasi permukaan kritis dengan faktor keamanan terendah. Proses ini sangat penting mengingat variasi sifat tanah dan kondisi geoteknik di lapangan yang kompleks dan tidak selalu dapat diwakili dengan model sederhana (Ensoft, Inc., 2024).

Selain kemampuan dasar tersebut, StablPro juga telah dilengkapi dengan berbagai fitur analisis modern, seperti dukungan untuk analisis dengan penggunaan tieback (penahan tarik), lapisan tanah yang diperkuat (*reinforced-earth layers*), serta penerapan metode analisis Spencer yang dikenal mampu memberikan hasil yang lebih akurat dan andal dibandingkan metode klasik lain seperti Bishop atau Janbu. StablPro juga mendukung visualisasi grafis yang memudahkan pengguna dalam memodelkan geometri lereng, mendefinisikan parameter tanah, serta menampilkan hasil analisis secara interaktif. Hal ini sangat mendukung proses evaluasi dan pengambilan keputusan di lapangan, baik untuk kebutuhan desain maupun remediasi lereng (Ensoft, Inc., 2024).

Pengembangan StablPro sejak awal hingga saat ini merupakan respons terhadap kebutuhan akademik dan praktis di bidang geoteknik akan sebuah perangkat lunak yang tidak hanya akurat dari sisi perhitungan, namun juga efisien, mudah digunakan, dan mampu mengakomodasi kebutuhan analisis yang semakin kompleks. Penambahan fitur-fitur baru dalam setiap versi StablPro mencerminkan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi di bidang geoteknik, serta meningkatnya tuntutan akan keamanan dan keandalan struktur lereng pada berbagai proyek konstruksi dan infrastruktur. Dengan demikian, StablPro telah menjadi salah satu referensi utama dalam analisis stabilitas lereng, baik di lingkungan akademik maupun profesional, sebagaimana diungkapkan oleh *Siegel* (1975) dan diperkuat oleh dokumentasi *Ensoft, Inc.* hingga saat ini (cesdb.com, 2024).

2.14 Kajian Penelitian Terdahulu

Ada beberapa penelitian terdahulu yang menjadi referensi kami dalam melakukan penelitian ini, dan menjadi rujukan yang dapat mendukung dalam penyelesaian penelitian yang disajikan pada Tabel 2.13 dan Tabel 2.14.

Tabel 2.13 Kajian Penelitian Terdahulu.

No.	Peneliti dan Tahun	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
1.	Iftikhar dan Artati, 2024	Analisis Stabilitas Lereng dengan memakai Perkuatan <i>Soil Nailing</i> Menggunakan Program <i>Plaxis</i> 2D V20	Kondisi terbaik lereng yang mempunyai nilai angka keamanan terbesar adalah lereng modifikasi sudut kemiringan dengan sudut lereng menjadi 19° dan penggunaan <i>soil nailing</i> dengan panjang nail 50 m dengan sudut pemasangan 20°. Kondisi tersebut menghasilkan nilai keamanan tanpa gempa dengan program <i>Plaxis</i> 2D V20 senilai 2,55 dan dengan beban gempa senilai 1,102.
2.	Revi Sekar Asih, 2023	Analisis Stabilitas Lereng Menggunakan Program <i>Plaxis</i> 2D Dan <i>Geoslope-W</i> (Studi Kasus Ruas Jalan Cisomang – Padalarang STA 30+500)	Dari hasil Analisa stabilitas lereng menggunakan perhitungan aplikasi <i>Plaxis</i> 2D, metode <i>Finite Elemen Method</i> didapatkan nilai faktor keamanan dengan kondisi beban perkerasan kelas I =12,5 Kn/m sebesar 1,299. Sedangkan untuk beban perkerasan kelas II =10 Kn/m nilai faktor keamanan yang didapat sebesar 1,300. Dari Analisa yang dilakukan dengan menggunakan program <i>Plaxis</i> 2D, diketahui bahwa stabilitas lereng tidak memenuhi persyaratan keselamatan, karena koefisien keamanan yang diperoleh kurang dari 1,5.

Sumber : Iftikhar dan Artati (2024).

Tabel 2. 14 Kajian Penelitian Terdahulu (Lanjutan).

No.	Peneliti dan Tahun	Judul Penelitian	Hasil Penelitian
3.	Adden Trianto, Rakhan Dhawy Pradhana, dan Muhammad Hamzah Fansuri, 2025	Studi Komparatif Stabilitas Timbunan Tanah dengan Perkuatan Sabut Kelapa Menggunakan <i>Software GeoStudio</i> <i>Slope/W</i> terhadap Hasil <i>Plaxis</i> 2D	Hasil perbandingan menunjukkan bahwa <i>Geostudio Slope/W</i> 2012 menghasilkan nilai faktor keamanan (<i>FoS</i>) yang konsisten dengan penelitian Fahriani (2016) menggunakan <i>Plaxis</i> 2D, meskipun terdapat selisih kecil. Selisih <i>FoS</i> berkisar antara 0.154% pada 0% sabut kelapa hingga 1.397% pada 5% sabut kelapa, dengan 0%–3% memiliki selisih <1%, menunjukkan tingkat akurasi yang tinggi meskipun naik pada 4% (0.908%) dan 5% (1.397%) Tren peningkatan <i>FoS</i> terlihat konsisten pada hasil analisis <i>GeoStudio Slope/W</i> maupun hasil yang dibandingkan dari studi terdahulu.

Sumber : Revi Sekar Asih (2023) dan Adden Trianto, Rakhan Dhawy Pradhana, dan Muhammad Hamzah Fansuri (2025).