



SISTEM KLASIFIKASI MASSA BATUAN

UNTUK TAMBANG TERBUKA

SINGGIH SAPTONO

SISTEM KLASIFIKASI MASSA BATUAN UNTUK TAMBANG TERBUKA

SINGGIH SAPTONO



SISTEM KLASIFIKASI MASSA BATUAN UNTUK TAMBANG TERBUKA

Penulis

Singgih Saptono

Tata Letak

Ulfa

Desain Sampul

Rahmat

14.5 x 20.5 cm, xii + 119 hlm.

Cetakan I, Mei 2021

ISBN: 978-623-7594-11-6

Diterbitkan oleh:

LPPM UPN Veteran Yogyakarta

Hak cipta dilindungi oleh undang-undang.

Dilarang mengutip atau memperbanyak

sebagian atau seluruh isi buku ini

tanpa izin tertulis dari penerbit.

KATA PENGANTAR

Dengan rahmat Tuhan Yang Maha Esa, buku Sistem Klasifikasi Massa Batuan Untuk Tambang Terbuka ini dapat diselesaikan dengan baik. Dalam tahun-tahun terakhir ini dapat dilihat bahwa perkembangan industri pertambangan. Perkembangan ini tentunya memerlukan sumberdaya manusia yang handal, mengerti dan paham terhadap Sistem Klasifikasi Massa Batuan Untuk Tambang Terbuka. Selama ini masih jarang dijumpai tulisan berupa buku mengenai geomekanika khususnya Sistem Klasifikasi Massa Batuan Untuk Tambang Terbuka dalam bahasa Indonesia untuk dapat dengan mudah dipahami baik untuk kalangan mahasiswa, akademik, peneliti maupun praktisi di lapangan. Untuk itu perlu adanya sebuah buku Sistem Klasifikasi Massa Batuan Untuk Tambang Terbuka yang disusun secara komprehensif.

Sudah barang tentu bahwa buku ini tidak dapat dibuat dengan sempurna sehingga masih banyak perbaikan yang harus dilakukan apakah karena adanya kesalahan cetak, tata letak, duplikasi informasi maupun kelengkapan materi lainnya yang untuk sementara ini masih belum dapat menjawab berbagai pertanyaan permasalahan teori dan praktek di lapangan. Di akhir halaman ini para penulis paikan penghargaan kepada berbagai pihak yang langsung maupun tidak langsung memberikan kontribusi kepada penulisan buku ini. Namun

beberapa pihak tertentu dengan tulus patut kami sampaikan ucapan terimakasih kepada: M. Rahman Yulianto dan Vega Vergiagara (mahasiswa S2 Program Geomekanika) yang telah meluangkan waktunya untuk melakukan koreksi pengetikan, tabel dan gambar serta "formating". Selain itu terimakasih juga kami sampaikan kepada semua pihak yang membantu dalam penulisan buku ini.

Yogyakarta, Oktober 2019

(Tim Penyusun)

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I	
PENDAHULUAN	1
BAB II	
PENGARUH ANISOTROPI TERHADAP KEKUATAN BATUAN	5
BAB III	
KRITERIA RUNTUH	11
BAB IV	
JENIS BATUAN DI TAMBANG BATUBARA	23
BAB V	
LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN	35
BAB VI	
LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN	43

BAB VII LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN.....	49
BAB VIII KLASIFIKASI MASSA BATUAN	71
BAB IX PENENTUAN STABILITAS LERENG DENGAN GRAFIK	77
BAB X ANALISIS DIMENSI	95
DAFTAR PUSTAKA.....	101

DAFTAR TABEL

Tabel III.1a. Perbandingan pemakaian parameter kekuatan batuan untuk pengembangan metode analisis stabilitas lereng	20
Tabel III.1b. Perbedaan kondisi batuan dalam pengembangan metode analisis stabilitas lereng.....	20
Tabel III.1c. Perbandingan parameter yang digunakan dalam pengembangan grafik stabilitas lereng	21
Tabel II.2. Perbedaan antara lereng tunggal dan lereng keseluruhan	40
Tabel VII. Hasil penelitian pengaruh skala terhadap kuat tekan uniaksial dan kekuatan geser (Saptono dkk., 2009)	66
Tabel VIII. Perbedaan parameter pembobotan dan hasil keluaran klasifikasi massa batuan untuk lereng.....	74
Tabel IX. Matrik perbedaan parameter pada grafik stabilitas lereng tak berdimensi dan empirik	90

DAFTAR GAMBAR

Gambar II.1. Hubungan umum antara anisotropi dengan nilai kuat tekan (Hoek & Brown, 1980)	5
Gambar II.2. Orientasi sudut runtuh uji triaksial batu sabak (Goshtasbi, Ahmadi & Seyed, 2006).....	6
Gambar II.3. Percobaan dan kurva prediksi kuat tekan uniaksial batu sabak (Goshtasbi, Ahmadi & Seyed, 2006).	6
Gambar II.4. Pengaruh arah pembebanan pada kuat tekan batuan Devonian Slate dan Graphitic Phyllite (Salcedo, 1983).....	8
Gambar II.5. Hasil uji triaksial batupasir dibandingkan dengan hasil prediksi kekuatan anisotropik (Horino & Ellicksone, 1970).....	9
Gambar III.1. Selubung keruntuhan pada koordinat $\sigma_3' - \sigma_1'$	13
Gambar IV.1. Cekungan Batubara Sumatra, Jawa dan Kalimantan (Horkel, 1990)	25
Gambar IV.2. Batas kuat tekan uniaksial batuan lunak (ISRM, 1981).....	26
Gambar IV.3. Hubungan antara angka pori terhadap tegangan pengukungan berbagai batuan (Novello, 1988 dalam Johnstone, 1991)	28

Gambar IV.4. Hubungan antara tegangan terhadap regangan untuk Lempung London (Bishop, Webb & Lewin, 1965)	29
Gambar IV.5. Hubungan antara tegangan terhadap Ombilin (Kramadibrata & Wattimena, 1996)	30
Gambar IV.6. Pengaruh kekuatan terhadap ukuran contoh Lempung London (Marsland, 1971).....	31
Gambar IV.7. Selubung kekuatan untuk berbagai kuat tekan uniaksial batuan (Johnstone, 1991)	33
Gambar V.1. Bagian lereng di tambang terbuka	35
Gambar V.2. Perbedaan kondisi bidang diskontinu terhadap tinggi lereng (Sjoberg, 1996)	37
Gambar V.3. Penentuan kekuatan massa batuan (Hoek, 2000)	38
Gambar V.4. Bagian lereng di tambang batubara Tutupan	39
Gambar V.5a Pelapukan pada lereng tunggal di tambang terbuka batubara.....	40
Gambar VI.1. Besarnya prosentase kuat tekan terhadap pembentukan retakan (Kramadibrata & Saptono, 2009).....	44
Gambar VII.1. Ilustrasi pengertian pengaruh skala	50
Gambar VII.2. Kenampakan bidang kekar pada massa batuan dan core hasil pemboran inti.....	52

Gambar VII.3. Pengukuran jarak antar bidang kekar pada <i>scanline</i> (Kramadibrata, 1996)	52
Gambar VII.4. Hubungan antara sisi panjang contoh berbentuk kubus terhadap kuat tekan uniaksial (Pratt dkk. 1972)	56
Gambar VII.5. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap volume contoh untuk jenis batuan yang berbeda, dikumpulkan oleh Lama & Gonano (1976) dan Kaczynski (1986)	57
Gambar VII.6. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap panjang contoh, contoh berbentuk kubus (Singh, 1981; yang dikutip oleh Herget, 1988)	58
Gambar VII.7. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap diameter contoh batuan basalt prophiri dan basaltmafik (Kramadibrata & Jones, 1993)	59
Gambar VII.8. Hubungan antara kuat geser puncak terhadap luas permukaan kekar (Yoshinaka dkk., 1993)	61
Gambar VII.9. Pengaruh skala pada kohesi Gabbro dan Marmer (Il' Nitskaya, 1969)	62
Gambar VII.10. Hubungan antara tegangan geser terhadap luas ukuran contoh batuan skiss untuk tegangan normal yang berbeda (Muratha & Cunha, 1990)	63

Gambar VII.11. Hubungan antara luas ukuran contoh terhadap kohesi batu skiss (Muratha & Cunha, 1990)	64
Gambar VII.12. Hubungan antara luas ukuran contoh terhadap sudut gesek dalam (Muratha & Cunha, 1990)	66
Gambar VII.13. Perpindahan pada uji geser (Barton, 1973)	69
Gambar IX.1. Grafik stabilitas lereng nomor 1 (Hoek & Bray, 1981)	79
Gambar IX.2. Grafik stabilitas lereng tanah (Michalowski, 2002)	81
Gambar IX.3. Grafik stabilitas lereng batuan dengan parameter masukan m_i dan GSI (Li dkk., 2008)	82
Gambar IX.4. Hubungan tinggi terhadap sudut lereng (Hoek & Bray, 1981).....	84
Gambar IX.5. Hubungan tinggi dan sudut lereng pada batuan lemah tambang bijih untuk kondisi kering dan jenuh (Durran & Douglas, 1999).....	85
Gambar IX.6. Grafik Stabilitas Lereng Haines & Terburgge (1991)	87
Gambar IX.7. Hubungan antara RMR terhadap sudut lereng (Orr, 1992)	88

BAB I

PENDAHULUAN

Merancang strukur rancang bangun seperti, lereng, bendungan, terowongan, dan lubang bukaan pada massa batuan adalah pekerjaan yang unik dan sangat tergantung pada kondisi dan jenis massa batuan. Sehingga, ahli geoteknik pada satu sisi harus bekerja dengan suatu keterbatasan, sedang di sisi lain harus memenuhi tingkat keamanan dan ekonomi yang diinginkan (**Hoek, 2000**), contohnya, pada struktur rancang bangun lereng. Untuk itu ahli geoteknik harus dapat menduga kekuatan batuan, namun demikian, penentuan kekuatan batuan bukan suatu proses yang sederhana akan tetapi sampai saat ini merupakan sebuah tantangan pada mekanika batuan.

Salah satu cara yang paling mudah melakukan perubahan desain tambang adalah dengan memperkecil nisbah pengupasan atau membuat lereng tambang baik lereng tunggal maupun lereng keseluruhan setinggi dan setegak mungkin. Kondisi lereng seperti ini akan menjadi efisien dan efektif untuk penambangan. Akan tetapi perubahan dimensi tersebut tidak serta merta dapat segera diwujudkan tanpa mengetahui dengan pasti kekuatan massa batuan atau stabilitas lereng tambang atau faktor keamanan (FK). Untuk itu perlu sebuah metode perhitungan stabilitas lereng yang dapat menentukan faktor keamanan lereng dengan praktis (mudah, cepat dan

tepat). Metode yang dianggap dapat memenuhi kriteria tersebut adalah berbentuk beberapa grafik yang memberikan nilai FK. Contoh perhitungan stabilitas lereng grafik adalah grafik stabilitas **Hoek & Bray (1981)** dan **Li dkk. (2008)**. Kedua grafik ini dikembangkan untuk kondisi berbeda, yaitu untuk timbunan dan tanah (**Hoek & Bray, 1981**) dan untuk batuan terkekarkan (**Li dkk. 2008**).

Pengembangan metode penentuan stabilitas lereng perlu memperhatikan ringkasan berbagai penelitian yang berkaitan dengan batuan lunak, karakterisasi massa batuan, pengaruh skala, kekuatan batuan dan massa batuan yang kesemuanya itu berkait dengan masalah stabilitas lereng.

Penelitian terhadap kekuatan batuan lunak telah dilakukan oleh **Johnstone & Choi (1986)**, **Indraratna (1990)**, **Johnstone (1991)**. Sementara di Indonesia oleh **Kramadibrata dkk. (2002, 2007)**, **Wattimena dkk. (2009)**, **Kramadibrata dkk. (2009)**, dan **Sulistianto dkk. (2010)**.

Karakteristik kekuatan batuan lunak sangat rentan terhadap peningkatan kadar air sehingga batuan akan melapuk dan menyebabkan penurunan kekuatan batuan dari batuan keras menjadi batuan lunak (**Johnstone & Choi, 1986**, **Johnstone, 1991**). Batuan lunak ini banyak dijumpai di daerah penambangan terbuka batubara di Indonesia, salah satu contohnya adalah tambang batubara di Ombilin (**Herryal, 1999, 2000**).

Secara umum perkiraan kekuatan batuan telah dilakukan oleh **Newland & Alley (1957)**, **Patton (1966)**, **Goodman**

(1970), Ladanyi & Archambault (1980), Bandis, dkk. (1981), Barton & Bandis (1990), Hoek dkk. (1980, 1988, 1995, 2002), dan Welideniya (2005). Semua penelitian tersebut berharap dapat memperoleh kekuatan batuan yang mewakili massa batuan dan dapat diterapkan dengan mudah dan tepat.

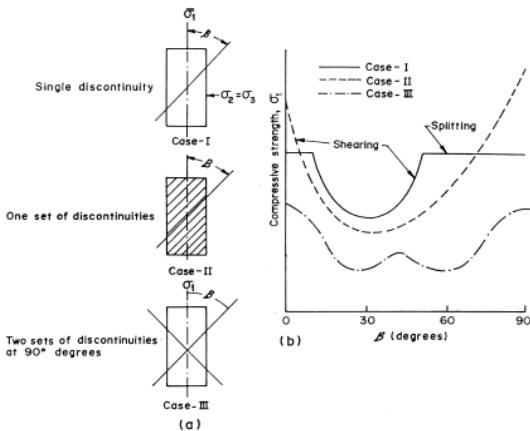
Selain itu telah dikembangkan beberapa metode perkiraan kekuatan massa batuan dengan menerapkan klasifikasi massa batuan. Salah satunya adalah klasifikasi massa batuan *Rock Mass Rating* (RMR, Bieniawski (1973, 1989)). RMR merupakan dasar untuk mengembangkan klasifikasi massa batuan yang lebih khusus, contohnya klasifikasi massa batuan untuk analisis stabilitas lereng. Sistem klasifikasi untuk analisis stabilitas lereng telah dikembangkan oleh beberapa peneliti, yaitu Selby (1980, 1981), Moon & Selby (1983), Romana (1985), Swindells (1985), Robertson (1988), Haines & Terbrugge (1991), Orr (1992) dan Hoek, dkk. (1995).

BAB II

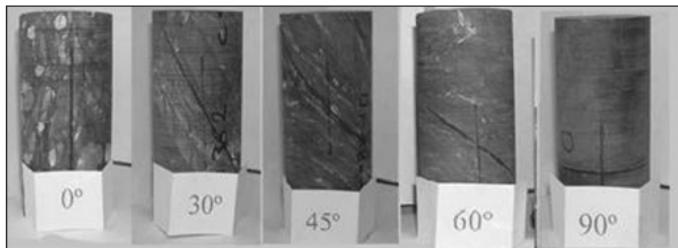
PENGARUH ANISOTROPI TERHADAP KEKUATAN BATUAN

A. Pengaruh Anisotropi pada Nilai Kuat Tekan Uniaksial

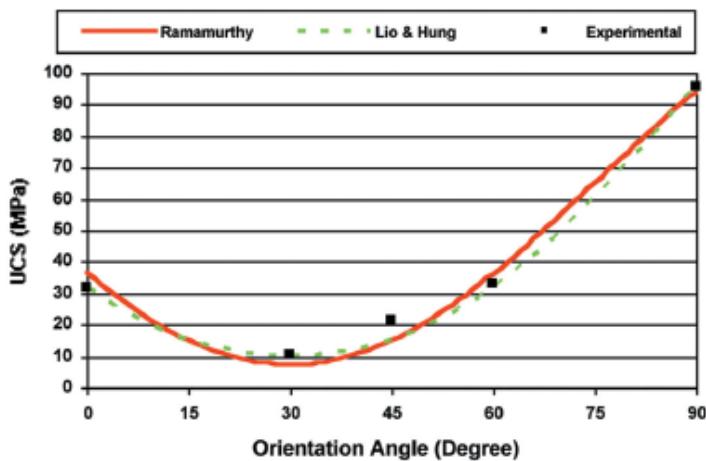
Secara teoritik bahwa kekuatan batuan di batuan perlapisan dipengaruhi oleh sudut runtuhnya (β , Gambar II.1) dengan kekuatan maksimum pada posisi sudut $\beta = 0^\circ$ atau 90° dan nilai minimumnya biasanya berada pada sekitar $\beta=30^\circ$, atau lebih tepatnya pada $(45-\phi/2)$ dengan ϕ adalah sudut gesek dalam sepanjang bidang gesek atau lemah dimana batuan akan terpisah untuk salahsatunya menggelincir (Gambar II.1).



Gambar II.1. Hubungan umum antara anisotropi dengan nilai kuat tekan (Hoek & Brown, 1980)



Gambar II.2. Orientasi sudut runtuh uji triaksial batu sabak
(Goshtasbi, Ahmadi & Seyed, 2006)

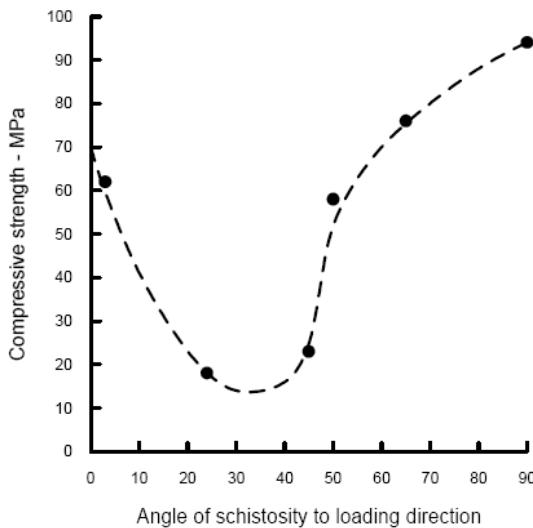


Gambar II.3. Percobaan dan kurva prediksi kuat tekan uniaksial batu sabak **(Goshtasbi, Ahmadi & Seyed, 2006)**.

Batuhan beku adalah batuan yang paling bersifat istropik daripada batuan metamorfik dan sedimenter, sedangkan batuan metamorfik adalah yang paling bersifat anisotropik dan batuan batu sabak (*slate*), serpih (*shale*), philit dan gneis adalah yang paling bersifat anisotropik.

Penyelidikan anistropik terhadap kekuatan batuan dalam uji triaksial atau fungsi tekanan pengukungan telah dilakukan oleh **Goshtasbi, Ahmadi & Seyed** (2006) dan **Donath** (1972) dan **McLamore & Gray** (1967). **Goshtasbi, Ahmadi & Seyed** (2006) meneliti orientasi sudut runtuh uji triaksial batu sabak (Gambar II.2), hasil yang diperoleh bahwa kuat tekan maksimum terjadi pada sudut runtuh (β) sebesar 90° (Gambar II.3).

Sedangkan penelitian pengaruh anisotropik terhadap kuat tekan uniaksial yang dilakukan oleh **Salcedo** (1983) pada batuan Devonian Slate & Graphitic Phyllite menemukan bahwa kuat tekan minimum terjadi disekitar 30° hingga 50° (Gambar II.4). Tidak berbeda dengan sebelumnya, penelitian pengaruh anisotropik terhadap kuat tekan uniaksial batu sabak telah dilakukan oleh **Goshtasbi, Ahmadi, & Seyed** (2006) dan hasilnya menunjukkan bahwa kekuatan minimum batuan terjadi pada sudut orientasi $\beta = 30^\circ$ dan maksimum kekuatan runtuhan pada salahsatu apakah $\beta = 0^\circ$ atau $\beta = 90^\circ$ (Gambar II.4).



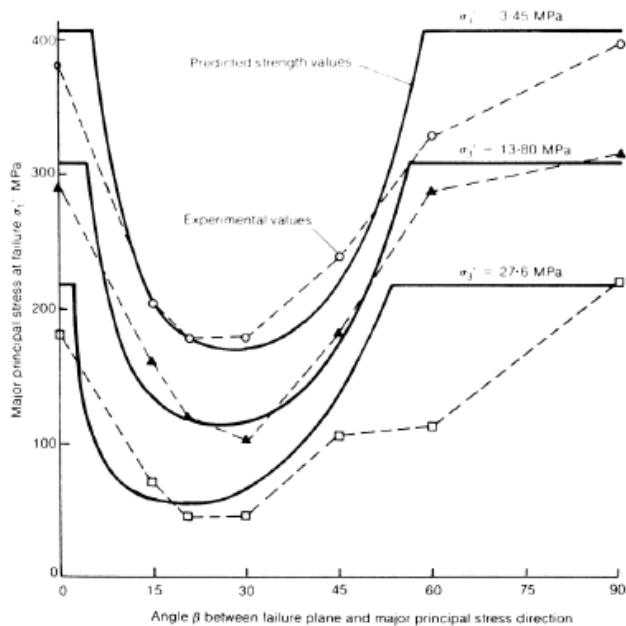
Gambar II.4. Pengaruh arah pembebahan pada kuat tekan batuan Devonian Slate dan Graphitic Phyllite (**Salcedo, 1983**).

B. Pengaruh Anisotropik pada Hasil Uji Triaksial

Umumnya sifat anisotropik adalah salahsatu faktor yang mempengaruhi perilaku batuan, tapi sifatnya bervariasi terhadap arah runtuhnya. Di alam sangat banyak batuan bersifat anistoropik dan jarang dijumpai batuan istropik. Anisotropik khususnya disebabkan oleh kehadiran foliasi, *cleavage*, skistrositi, kekar, rekahan mikro dan makro, dan bidang perlapisan.

Beberapa studi dalam bidang anisotropik menunjukkan bahwa kekuatan minimum batuan terjadi pada sudut orientasi $\beta = 30^\circ$ dan maksimum kekuatan runtuhnya pada salahsatu

apakah $\beta = 0^\circ$ atau $\beta = 90^\circ$. Bentuk kurvanya antara maksimum tegangan utama (σ_1) dengan sudut orientasi β menggambarkan sifat anisotropiknya (Gambar II.5).



Gambar II.5. Hasil uji triaksial batupasir dibandingkan dengan hasil prediksi kekuatan anisotropik (**Horino & Ellicksone, 1970**)

Seperti sudah diketahui bahwa perilaku mekanik batuan lunak (*soft rock*) adalah elasto-plastik, dilatansi, pengerasan regangan (*strain hardening*), pelunakan regangan (*strain softening*) dan *time dependent* (ISSMFE, TC22, 1994). **Adachi & Oka (1995)** membuat sebuah konstitutif model *strain softening* dan menurut dia bahwa pada umumnya semua

geomaterial bersifat anisotropik diakibatkan oleh proses sedimentasi.

Secara umum anisotropik dari geomaterial dapat dibagi menjadi dua komponen, yaitu anistropik akibat gangguan tegangan (*stress induced anisotropy*) dan anistropik murni (*inherent anisotropy*), dan tidak mudah membedakan keduanya. Namun demikian, batuan sedimen lunak (*soft sedimentary rock*) dengan karakteristik anisotropik struktur (*fabric anisotropic*) ternyata memiliki kedua jenis perilaku anisotropik tersebut. Anisotropik stuktur batuan lunak yang terbentuk akibat proses sedimentasi tidak berubah pada masa pembebanannya.

BAB III

KRITERIA RUNTUH

A. Kriteria Runtuhan Mohr-Coulomb

Kriteria runtuh Mohr–Coulomb sampai saat ini masih banyak digunakan untuk menganalisis lereng. Kriteria runtuh Mohr – Coulomb sangat sederhana dan sangat praktis pada penerapannya, yaitu dengan hanya mengetahui kohesi dan sudut gesek dalam maka kriteria runtuh sudah dapat diperoleh. Selain itu, untuk mendapatkan kohesi dan sudut gesek dalam adalah dengan cara membuat garis regresi linier dari titik–titik tegangan normal (σ_n) dan tegangan geser (τ) hasil uji geser langsung laboratorium. Sudut gesek dalam ditentukan dari sudut yang dibentuk oleh garis regresi dengan garis horizontal, dan kohesi dari titik perpotongan garis regresi pada garis ordinat tegangan geser (τ) pada sistem koordinat $\sigma_n - \tau$.

Penentuan kohesi dan sudut gesek dalam dengan kriteria runtuh **Mohr – Coulomb** dilakukan pada kondisi tegangan normal rendah, yaitu $\sigma_n < 0,1\sigma_c$.

Hoek & Bray (1981) menerapkan hasil kriteria runtuh **Mohr-Coulomb** (kohesi dan sudut gesek dalam), dalam bentuk grafik stabilitas lereng. Kelebihan grafik stabilitas lereng adalah mudah, cepat dan tepat memperoleh faktor keamanan (FK) serta telah memasukkan kondisi air tanah dari

kondisi lereng jenuh hingga kering. Sementara kekurangannya hanya untuk diterapkan pada material tanah dan timbunan.

B. Kriteria Runtuhan Hoek & Brown

Kriteria **Hoek & Brown (1980)** adalah salah satu bentuk kriteria runtuhan yang menggunakan persamaan non-linier untuk menentukan batas selubung kekuatan batuan. Kriteria Hoek & Brown dikembangkan dari hasil uji triksial contoh batuan beku Panguna andesit tambang bijih tembaga, Bougenvile, Papua New Guinea. Diameter contoh batuan dari 25 mm sampai 152 mm, berupa batuan segar (*fresh*), batuan lapuk (*weathered*) dan batuan terkekarkan (*jointed*). Bentuk persamaan kriteria runtuhan **Hoek & Brown (1980)** adalah:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m\sigma_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad \dots [3.1]$$

Keterangan: σ_1 = tegangan utama mayor, σ_3 = tegangan utama minor, σ_c = kuat tekan uniaksial batuan contoh utuh, m dan s = konstanta massa batuan.

Konstanta massa batuan $m = 1$ dan $s = 1$ untuk batuan utuh, $m < m_i$ dan $0 \leq s < 1$ untuk batuan terkekarkan.

Selanjutnya berdasarkan hasil *curve fitting* dari sekumpulan titik – titik σ_3 dan σ_1 dapat diperoleh nilai m_i untuk batuan utuh dan berdasarkan m_i dapat dikelompokkan menjadi 5 grup, yaitu $m_i = 7, 10, 15, 17$, dan 25 . Untuk m_i kelas massa batuan dari kualitas sangat baik sampai sangat buruk.

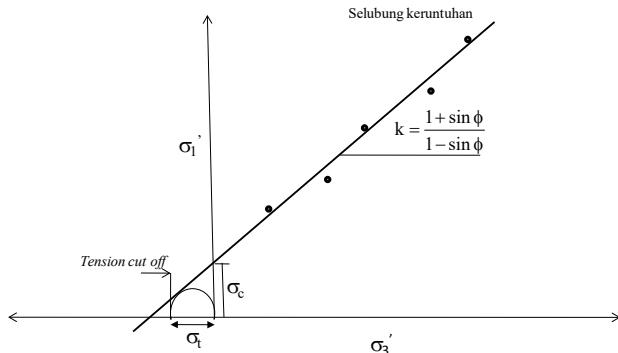
Hoek & Brown (1988) memperbaiki kriteria runtuhan **Hoek & Brown (1980)** dengan memasukkan tegangan air pori untuk

mengoreksi tegangan utama menjadi tegangan efektif ($\sigma - u$). Sehingga bentuk persamaan kriteria runtuh **Hoek & Brown (1988)** adalah:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sqrt{m\sigma'_3\sigma_c + s\sigma_c^2} \quad \dots [3.2]$$

Disamping menentukan konstanta massa batuan m dan s dari pengaruh tegangan air pori, kriteria runtuh (**Hoek & Brown, 1988**) juga dapat menentukan kohesi (c) massa batuan dan sudut gesek dalam (ϕ) massa batuan. Perubahan m dan s terjadi pada kelas massa batuan dari sangat baik sampai sangat buruk.

Penentuan kohesi dan sudut gesek dalam yaitu dengan cara membuat garis regresi dari sekumpulan titik-titik σ'_3 dan σ'_1 dari data uji triaksial pada koordinat $\sigma'_3 - \sigma'_1$ (Gambar III.1).



Gambar III.1. Selubung keruntuhan pada koordinat $\sigma'_3 - \sigma'_1$

Sudut antara garis regresi terhadap garis horizontal (k) adalah sudut keruntuhan batuan atau *triaxial factor*, yaitu:

$$k = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \quad \dots [3.3]$$

Dari koordinat σ_3' - σ_1' dapat ditentukan sudut keruntuhan, k yaitu:

$$k = \frac{n \sum \sigma_1' \sigma_3' - (\sum \sigma_1' \sum \sigma_3')}{n \sum (\sigma_3')^2 - (\sum \sigma_3')^2} \quad \dots [3.4]$$

Keterangan: n = jumlah data (σ_3' , σ_1').

Berdasarkan persamaan [3.3] dan [3.4] dapat dihitung besarnya sudut gesek dalam (ϕ) dengan persamaan [3.5],

$$\phi = \arcsin \frac{k - 1}{k + 1} \quad \dots [3.5]$$

Sedangkan untuk penentuan kuat tekan massa batuan, $\sigma_{c, massrock}$ diperoleh dari titik perpotongan antara garis regresi dan garis ordinat, σ_1' (Gambar 3.6).

Berdasarkan metode statistik, maka $\sigma_{c, massrock}$ dapat dihitung dengan persamaan [3.6], yaitu:

$$\sigma_{c, rockmass} = \frac{\sum (\sigma_3')^2 \sum \sigma_1' - \sum \sigma_3' \sum \sigma_1' \sigma_3'}{n \sum (\sigma_3')^2 - (\sum \sigma_3')^2} \quad \dots [3.6]$$

Dari persamaan [3.6]; kohesi (c) dapat dihitung dengan persamaan [3.7],

$$c = \frac{\sigma_{c, rockmass} (1 - \sin \phi)}{2 \cos \phi} \quad \dots [3.7]$$

Dengan demikian kohesi dan sudut gesek dalam yang diperoleh dari persamaan [3-5] dan [3-7] dapat digunakan

untuk menganalisis stabilitas lereng massa batuan dengan menerapkan metode keseimbangan batas.

Hoek, Wood & Shah (1992) mencantumkan parameter m_b sebagai fungsi m_i dan a dari hasil penerapan kriteria runtuh **Hoek & Brown** pada batuan terkekarkan. Sehingga persamaan kriteria runtuh **Hoek & Brown** [3.2] menjadi [3.8],

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad \dots [3.8]$$

Keterangan: m_b = konstanta massa batuan untuk batuan beretak (*broken rock*), a adalah konstanta batuan beretak.

Menurut **Hoek, Wood and Shah (1992)**, penentuan $\frac{m_b}{m_i}$ dan a berdasarkan struktur batuan dan kondisi permukaan (*surface condition*). Struktur batuan dibagi menjadi 4 kelas yaitu: blok-blok berukuran bongkah (*blocky*), blok-blok agak besar (*very blocky*), blok-blok kecil (*blocky/seamy*) dan hancur (*crushed*). Kondisi permukaan terdiri dari sangat baik (*very good*), baik (*good*), sedang (*fair*), buruk (*poor*) dan sangat buruk (*very poor*; Lampiran A).

Hoek, Kaiser & Bawden (1995) memperbaiki persamaan kriteria runtuh sebelumnya menjadi persamaan kriteria runtuh **Hoek & Brown (Generalized Hoek – Brown failure criterion)**, yaitu:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left[m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + s \right]^a \quad \dots [3.9]$$

$m_b = m_i$, dan $s = 1$, digunakan untuk batuan utuh, sehingga persamaan [3.9] menjadi persamaan [2.10], yaitu:

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left[m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} + 1 \right]^a \quad \dots [3.10]$$

Pada kriteria runtuh **Generalized Hoek & Brown (1995)** tertera nilai m_i untuk batuan utuh dan setiap jenis batuan.

Sebelumnya, **Hoek (1994)** mengembangkan sistem klasifikasi massa batuan baru yaitu *Geological Strength Index* (GSI). Dengan demikian penentuan m_b [3.11], s [3.12] dan a [3.13] merupakan fungsi dari GSI, yaitu:

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{GSI - 100}{28} \right] \quad \dots [3.11]$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9} \right] \quad \dots [3.12]$$

$$a = 1/2 + 1/6 \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \quad \dots [3.13]$$

Selanjutnya **Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002)** memasukkan pengaruh faktor ketergangguan akibat peledakan (D) ke dalam kriteria runtuh **Generalized Hoek & Brown**. Sehingga penentuan m_b dan s merupakan fungsi dari D dan ditunjukkan dalam persamaan [3.14] dan [3.15],

$$m_b = m_i \exp \left[\frac{GSI - 100}{28 - 14D} \right] \quad \dots [3.14]$$

$$s = \exp \left[\frac{GSI - 100}{9 - 3D} \right] \quad \dots [3.15]$$

Hoek, Carranza-Torres & Corkum (2002) telah membuat persamaan untuk menentukan kohesi dan sudut gesek dalam sebagai fungsi σ_c , σ'_c , m_b , s dan a . Sehingga diperoleh persamaan [3.16] untuk menentukan kohesi (c) dan persamaan [3.17] untuk menentukan sudut gesek dalam (ϕ) yaitu:

$$\sigma' = \frac{\sigma_c[(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'^3_{3n}](s + m_b\sigma'^3_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a)\sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'^3_{3n})^{a-1})/(1+a)(2+a)}} \quad \dots [3.16]$$

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'^3_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'^3_{3n})^{a-1}} \right] \quad \dots [3.17]$$

Keterangan: $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3n \max} / \sigma_c$ dan dari persamaan [3.18] dapat diperoleh kuat tekan massa batuan, dengan persamaan [3.19],

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c'\cos\phi}{1-\sin\phi} \quad \dots [3.18]$$

$$\sigma'_{cm} = \sigma_c \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \quad \dots [3.19]$$

Dari hasil tinjauan (*review*) terhadap kriteria runtuh **Hoek & Brown** menunjukkan bahwa dalam menghitung kohesi, sudut gesek dalam dan kuat tekan massa batuan kriteria ini telah memasukkan parameter massa batuan (GSI, m , s), faktor skala pada uji triaksial dan selubung kekuatan runtuhnya menggunakan fungsi non-linier.

Kriteria runtuh **Hoek & Brown** yang dikembangkan dari contoh batuan beku andesit dan banyak diterapkan di tambang bijih di daerah beriklim non-tropik, dengan demikian

dirasa kurang sesuai jika diterapkan untuk batuan lunak pada tambang batubara di daerah beriklim tropik.

Li, dkk. (2008) telah mengembangkan penggunaan kriteria runtuh **Hoek & Brown** untuk menentukan stabilitas lereng batuan beku dalam bentuk grafik. Parameter masukan untuk menentukan faktor keamanan (FK) adalah GSI, m_i , σ_c , γ , h dan β .

Sebagai akibat proses geologi struktur menyebabkan terjadinya bidang kekar pada batuan sedimen. Grafik stabilitas lereng Hoek & Bray (1981) belum memasukan karakteristik massa batuan, sehingga masih perlu koreksi. Sementara pada grafik stabilitas lereng **Li, dkk (2008)** telah memasukkan parameter massa batuan berupa GSI dan menggunakan kriteria **Hoek & Brown (2002)**.

Pada umumnya batuan di daerah beriklim tropik sangat dipengaruhi oleh kondisi panas dan hujan sehingga batuan cepat mengalami pelapukan. Sedangkan pelapukan batuan di daerah beriklim non – tropik berlangsung sangat lambat karena kelembabannya rendah. Penerapan kriteria runtuh **Hoek & Brown (2002)** dikembangkan dari contoh batuan berasal dari tambang bijih dengan kuat tekan uniaksial batuan dari 39 MPa hingga lebih dari 500 MPa. Sementara, di tambang batubara jarang dijumpai batuan dengan kuat tekan uniaksial lebih dari 100 MPa. Pada umumnya kuat tekan batuan tidak lebih dari 25 MPa, yang dikategorikan sebagai batuan lunak (**Johnstone, 1991**).

Tabel III.1a, b dan c memperlihatkan beberapa perbedaan antara **Hoek & Bray (1981)** dan **Hoek & Brown (2002)** yaitu parameter kekuatan batuan, pengaruh skala, penerapan klasifikasi massa batuan, fungsi persamaan, jenis batuan, iklim negara asal contoh batuan yang diuji, tingkat pelapukan dan jenis uji yang diterapkan.

Berdasarkan pada hasil tinjauan grafik stabilitas lereng **Hoek & Bray (1981)** yang menerapkan kriteria runtuh **Mohr – Coulomb** dan grafik stabilitas lereng **Li, dkk. (2008)** yang menerapkan kriteria runtuh **Hoek & Brown**, maka kedua grafik stabilitas lereng tersebut dirasa kurang sesuai jika diterapkan di batuan lunak di daerah beriklim tropik.

Dari beberapa hal yang telah disebutkan diatas, maka dipandang perlu untuk mengembangkan metode penentuan stabilitas lereng baru untuk menilai stabilitas lereng di batuan lunak di tambang terbuka batubara di negara beriklim tropik.

Tabel III.1a. Perbandingan pemakaian parameter kekuatan batuan untuk pengembangan metode analisis stabilitas lereng

Peneliti	Parameter Kekuatan								Klasifikasi			Fungsi persamaan		Metode Uji		
	c	ϕ	σ_c	m_i	s	m_b	a	GSI	D	σ_c	c	ϕ	RMR	GSI	Linier	Non-Linier
Hoek & Bray (1981)	✓	✓	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	✓	-	GL
Hoek & Brown (1980)	-	✓	✓	✓	-	-	-	-	✓	✓	-	-	-	-	✓	TX
Hoek & Brown (1988)	✓	✓	✓	✓	-	-	-	-	✓	✓	-	-	-	-	✓	TX
Hoek & Brown (1995)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	✓	-	✓	-	-	✓	TX
Hoek & Brown (2002)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	-	✓	-	-	✓	TX
Saptono (2008 – 2012)	✓	✓	-	-	-	-	-	-	✓	✓	-	✓	-	-	✓	GL

Peneliti	Jenis Batuan			Iklim			Tingkat Pelapukan		Kelas Batuan
	Beku	Sedimen	Metamorf	Tropik	Non - tropik	Tinggi	Rendah		
Hoek & Bray (1981)	-	-	-	-	✓	-	✓	-	✓
Hoek & Brown (1980)	✓	-	-	-	✓	-	✓	-	✓
Hoek & Brown (1988)	✓	-	-	-	✓	-	✓	-	✓
Hoek & Brown (1995)	✓	-	-	-	✓	-	✓	-	✓
Hoek & Brown (2002)	✓	-	-	-	✓	-	✓	-	✓
Saptono (2008 – 2012)	-	✓	-	✓	-	✓	-	✓	Batuhan Lunak

Tabel III.1b. Perbedaan kondisi batuan dalam pengembangan metode analisis stabilitas lereng

Tabel III.1c. Perbandingan parameter yang digunakan dalam pengembangan grafik stabilitas lereng

Peneliti	Bentuk Penentuan	Parameter penentuan FK lereng									
		Stabilitas	c	ϕ	σ_c	m_i	GSI	RMR	γ	h	β
Hoek & Bray (1981)	Grafik		✓	✓	-	-	-	-	✓	✓	✓
Hoek & Brown (2002)	Grafik Li dkk (2008)		-	-	✓	✓	✓	-	✓	✓	✓
Saptono (2008 – 2012)	Grafik		✓	✓	✓	-	-	✓	✓	✓	✓

Keterangan:

- c = kohesi (MPa) D = Disturbance Factor
 ϕ = sudut gesek dalam (°) RMR = Rock Mass Rating
 σ_c = kuat tekan uniaksial (MPa) GL = uji geser langsung
 m_i = konstanta batuan utuh TX = uji Triaksial
 s = konstanta batuan γ = Bobot isi (MN/m³)
 m_b = konstanta massa batuan h = Tinggi lereng (m)
 a = konstanta massa batuan β = sudut lereng (°)
GSI= Geological Strength Index

BAB IV

JENIS BATUAN DI TAMBANG BATUBARA

A. Jenis Batuan di Tambang Batubara

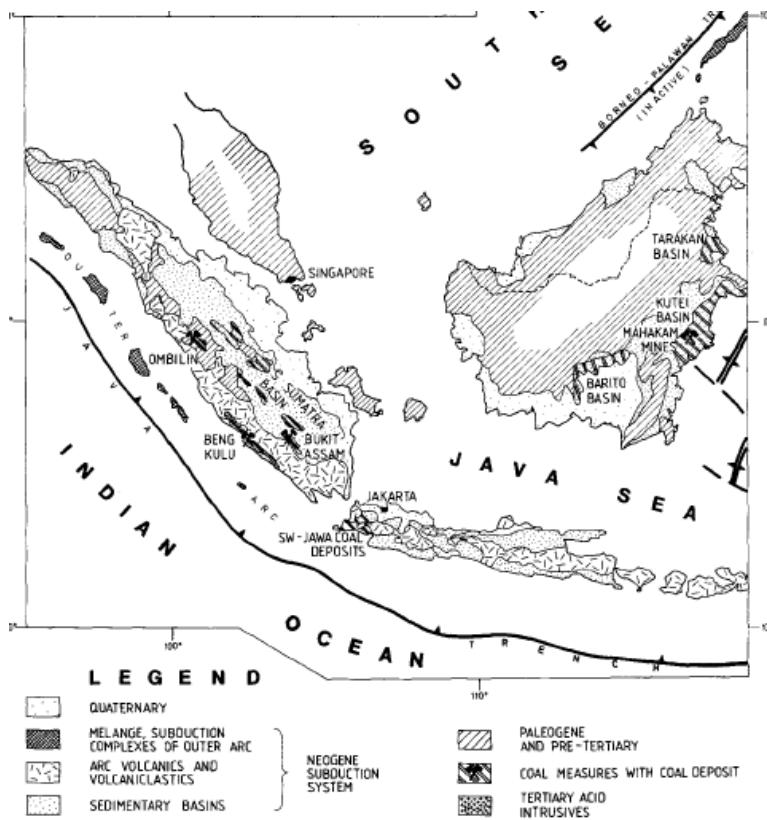
Kondisi geologi di Indonesia sangat dipengaruhi oleh tektonik lempeng sehingga di setiap Formasi batuan selalu terdapat adanya geologi struktur seperti kekar, sesar, lipatan dan patahan. Keadaan ini berdampak pada kondisi batuan serta sifat fisik dan mekanik batuan yang di masing-masing lokasi pembentukan (cekungan) batubara memiliki sifat fisik dan mekanik batuan yang berbeda. Contohnya, di lapisan batuan berumur Miosen secara umum tidak tersementasi dengan baik dan memiliki bobot isi kecil serta porositas tinggi, sementara, lapisan batuan berumur Eosen lebih keras, tersementasi dengan baik, dan memiliki bobot isi relatif lebih besar serta porositas lebih rendah.

Di Indonesia ada empat cekungan pengendapan batubara yaitu Cekungan Sumatra, Cekungan Barito, Cekungan Kutai dan Cekungan Tarakan (Gambar IV.1). Studi kasus untuk menyusun disertasi ini dilakukan di Formasi Warukin pada Cekungan Barito. Ada dua Formasi di Cekungan Barito, yaitu Formasi Warukin dan Formasi Tanjung. Formasi Warukin adalah Formasi berumur Miosen, dan Formasi Tanjung adalah Formasi berumur Eosen (**Sumardi, dkk, 1988**).

Ciri – ciri batuan Formasi Warukin adalah memiliki bobot isi kering dari 0,0170 MN/m³ sampai 0,0232 MN/m³, bobot isi jenuh dari 0,0182 MN/m³ sampai 0,0256 MN/m³, derajat kejenuhan dari 50% sampai 96%, angka pori dari 0,1 sampai 0,6 dengan kadar air batuan dari 3% sampai 20%, sifat *durability* batupasir rendah berkisar 23% - 25%, dan kuat tekan uniaksial antara 1,24 MPa sampai 28,30 MPa (**Kramadibrata & Saptono, 2009**).

B. Batuan Lunak

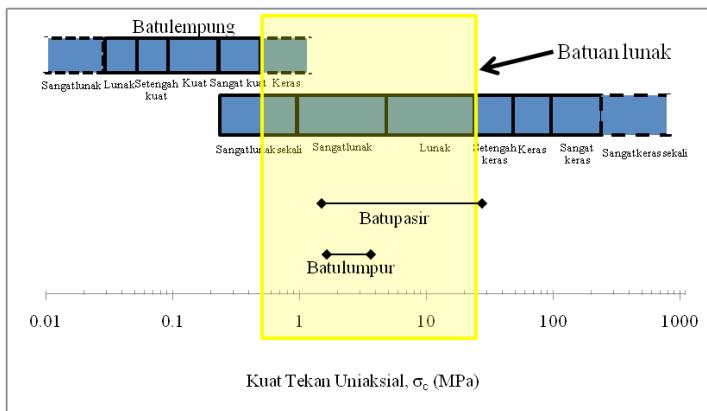
Johnstone (1991) mendefinisikan batuan lunak (*soft rock*) adalah batuan yang memiliki kuat tekan antara 0,5 MPa sampai 25 MPa (Gambar IV.2). Menurut pemahaman mekanika batuan, batuan lunak dapat disetarakan dengan batuan lemah (*weak*) dan lapuk (*weathered*).



Gambar IV.1. Cekungan Batubara Sumatra, Jawa dan Kalimantan (**Horkel, 1990**)

Sedangkan, batuan sedimen yang ditemukan di Tutupan dalam pengertian batuan lunak adalah batu lempung keras, batuan sangat lunak, dan batuan lunak (Gambar IV.2). **Johnstone (1991)** menyatakan bahwa massa batuan dapat menjadi lunak karena pengaruh sifat diskontinuitas, meskipun ada bagian massa batuan itu sangat keras. Tetapi dapat juga

massa batuan sangat kuat menjadi lapuk dengan berbagai tingkatan kekuatan dari batuan lunak hingga sebagian menjadi tanah.



Gambar IV.2. Batas kuat tekan uniaksial batuan lunak
(ISRM, 1981)

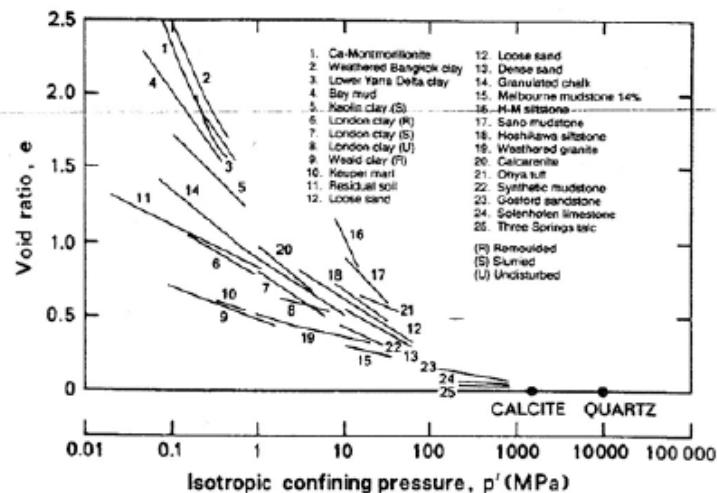
Meskipun demikian ada kesalahan penilaian terhadap batuan lunak, seperti yang dikemukakan oleh **Johnstone (1991)**. Jika di sebuah tambang dijumpai batuan keras melapuk dan menjadi batuan lunak maka dalam menyelesaikan persoalan rekayasa selalu menggunakan dasar mekanika batuan. Contohnya adalah penggunaan persamaan empirik untuk batuan digunakan untuk menyelesaikan masalah batuan lunak.

Ada dua sifat penting batuan lunak yang perlu diketahui dalam menyelesaikan penelitian ini, yaitu sifat kompresibilitas dan kekuatan batuan lunak.

C. Sifat Kompresibilitas

Kompresibilitas adalah perilaku perubahan volume tanah atau batuan lunak pada saat dikenai beban. Tanah, batuan lunak dan batuan mempunyai sifat kompresibilitas berbeda. Tanah memiliki sifat kompresibilitas paling besar jika dibandingkan dengan batuan lunak dan batuan. Hal ini merupakan hasil penelitian yang dilakukan oleh **Lambe & Whitman (1979)** untuk tanah, **Johnstone, William & Chiu (1980)** untuk batuan lunak, dan **Deere & Miller (1966)** untuk batuan. **Deere & Miller (1966)** menyatakan bahwa pada batuan tidak ada perbedaan kompresibilitas, sementara kompresibilitas tanah dan batuan lunak memiliki perbedaan yang besar. Contohnya kompresibilitas tanah adalah 60000×10^{-11} MPa⁻¹, batulumpur 150×10^{-11} MPa⁻¹ dan kuarsit $5,8 \times 10^{-11}$ MPa⁻¹ (**Skempton, 1961** dalam **Johnstone, 1991**).

Selanjutnya, bahwa kompresibilitas batuan sangat tergantung pada angka pori, semakin besar angka pori semakin besar kompresibilitas. Batuan akan mengalami *overconsolidated* setelah ditekan diatas 100 MPa (**Edmond & Paterson, 1972**). Sementara tanah dan batuan lunak akan mengalami *overconsolidated* pada tekanan rendah (< 1 MPa), contohnya Montmorilonit, Lempung Lapuk Bangkok, Lempung Delta Yana, Lumpur Pantai, Lempung Kaolin, dan Lempung London (Gambar IV.3).

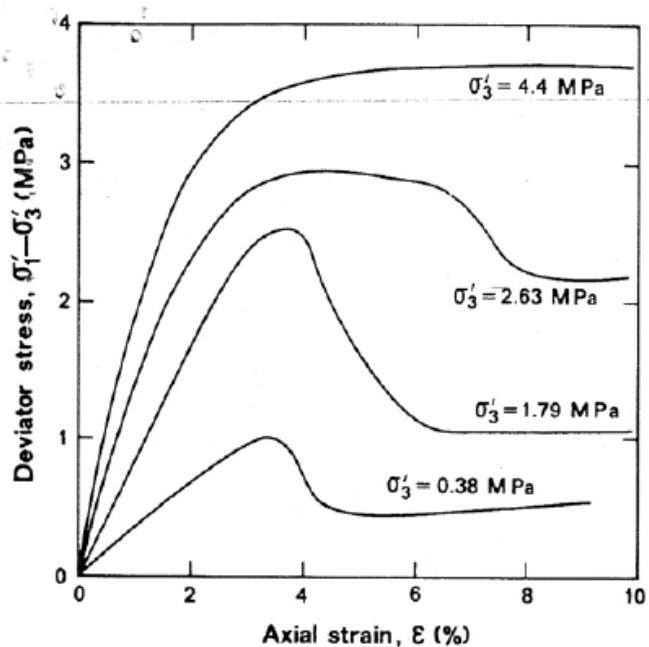


Gambar IV.3. Hubungan antara angka pori terhadap tegangan pengukungan berbagai batuan (Novello, 1988 dalam Johnstone, 1991)

D. Kekuatan Batuan Lunak

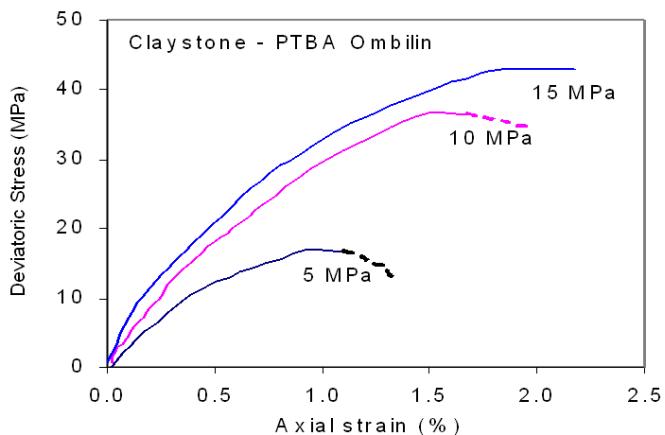
Berdasarkan perilaku *brittle fracture*, maka tanah dan batuan mempunyai sifat transisi *brittle – ductile* serupa yaitu perubahan sifat *brittle* menjadi *ductile* setelah diberikan tegangan pengukungan tinggi. Sifat ini dibuktikan oleh Bishop, Webb & Lewin (1965) untuk tanah, dan Edmond & Paterson (1972) untuk batuan. Bishop, Webb & Lewin (1965) mempertegas bahwa ketika tanah diberikan tegangan pengukungan rendah maka kurva tegangan – regangannya *brittle* sehingga tanah bersifat elastik *overconsolidated* (Gambar IV.4). Selanjutnya ketika tegangan pengukungan diperbesar maka akan terjadi perubahan perilaku dari sifat

elastik *overconsolidated* menuju sifat plastik *consolidated*, sehingga kurva tegangan – regangan memperlihatkan semakin meningkat menuju sifat *ductile*. Akhirnya terjadi keruntuhhan yang dicirikan dengan pengembangan volume. Pola yang serupa dijumpai pada perilaku batuan lunak yang mengalami *overconsolidated* pada tegangan pengukungan rendah dan berubah menjadi normal *consolidated* pada tekanan yang tinggi (Smoltczyk & Gartung, 1979; Chiu & Johnstone, 1980; Maekawa & Miyakita, 1983).



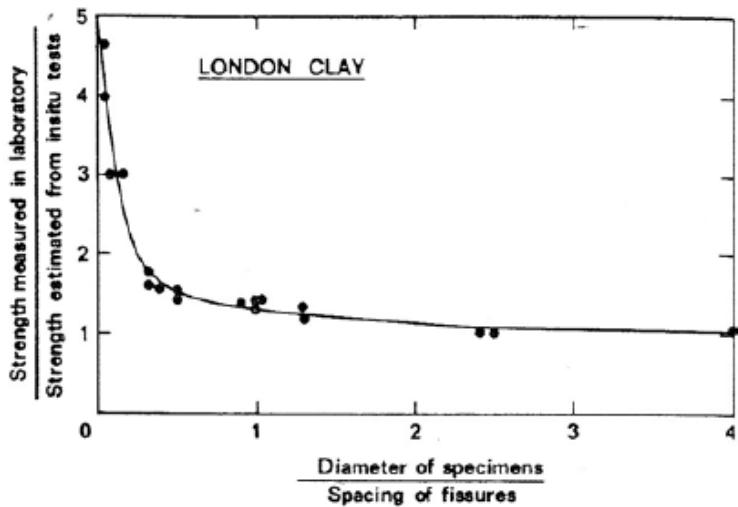
Gambar IV.4. Hubungan antara tegangan terhadap regangan untuk Lempung London (Bishop, Webb & Lewin, 1965)

Gambar IV.5 menunjukkan perilaku *brittle – ductile* pada batu lempung, Ombilin, Sawahlunto, Sumatra Barat sebagai fungsi peningkatan tegangan pengukungan.



Gambar IV.5. Hubungan antara tegangan terhadap Ombilin
(Kramadibrata & Wattimena, 1996)

Bentuk kesamaan lain, yaitu kekuatan batuan lunak dipengaruhi oleh pengaruh skala. Semakin besar ukuran contoh batuan lunak semakin berkurang kekuatannya. Hal ini mencerminkan bahwa semakin besar ukuran semakin banyak kerusakan (*defect*) pada contoh uji. Gambar IV.6 menunjukkan pengaruh skala pada Lempung London (**Marsland, 1971**).



Gambar IV.6. Pengaruh kekuatan terhadap ukuran contoh Lempung London (**Marsland, 1971**)

Johnstone (1991) mengusulkan kriteria runtuh **Johnstone** untuk batuan lunak dari batu lempung lunak hingga batuan sangat keras.

Persamaan ini dikembangkan dari hubungan σ_{1n} dan σ_{3n} dalam bentuk persamaan linier [4.1],

$$\sigma_{1n} = M\sigma_{3n} + 1 \quad \dots [4.1]$$

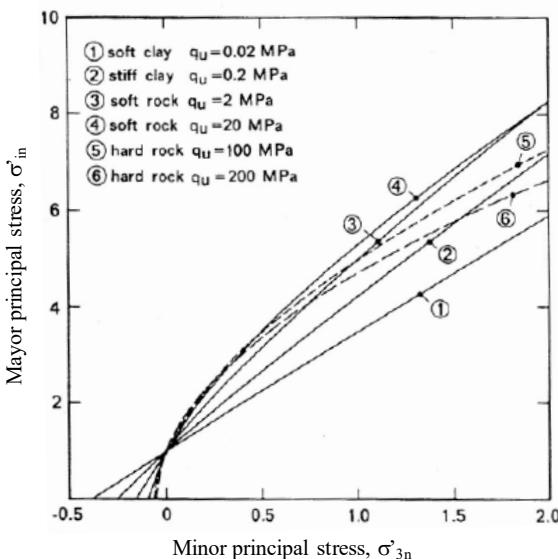
Keterangan: Faktor triaksial, $M = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$ [4.2]

Kriteria runtuh **Johnstone (1991)** mirip dengan kriteria runtuh **Hoek & Brown (1980)** seperti pada persamaan [2.1], merupakan persamaan berbentuk non – linier yaitu,

$$\sigma_{1n} = \left[\frac{M}{B} \sigma_{3n} + 1 \right]^B \quad \dots [4.3]$$

Keterangan: σ_{1n} = tegangan utama mayor, σ_{3n} = tegangan utama minor; M dan B = konstanta batuan (Lampiran B.7).

Pada kenyataannya konstanta batuan M merupakan fungsi dari kuat tekan uniaksial dan jenis batuan, semakin besar M maka semakin keras batuan, sementara konstanta batuan B merupakan fungsi kuat tekan uniaksial saja. Contohnya, batuan sangat lunak mempunyai konstanta batuan B = 1, maka persamaan kriteria runtuh [4.3] berubah menjadi persamaan linier yang mengikuti persamaan [4.1] sehingga mengikuti kriteria runtuh Mohr – Coulomb. Dengan demikian, semakin besar kuat tekan uniaksial maka konstanta batuan B kurang dari 1. Kondisi demikian menunjukkan peningkatan selubung kekuatan. Contohnya, batuan sangat kuat dengan kuat tekan uniaksial lebih dari 200 MPa memiliki konstanta batuan B = 0,5 menunjukkan bahwa kriteria runtuh menjadi persamaan non – linier, untuk lebih jelas dapat ditunjukkan oleh Gambar IV.7 kurva no 6 bentuk fungsi non – linier untuk batuan sangat keras, sementara kurva 1 bentuk fungsi linier untuk batuan sangat lunak.



Gambar IV.7. Selubung kekuatan untuk berbagai kuat tekan uniaksial batuan (Johnstone, 1991)

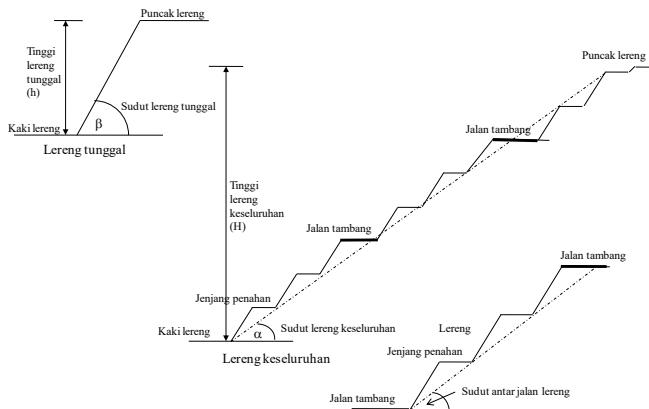
Perbedaan antara kriteria runtuh **Johnstone (1991)** dan **Hoek & Brown (1980)**, yaitu pada kriteria **Johnstone (1991)** dapat diterapkan pada batuan sangat lunak mengikuti kriteria runtuh Mohr – Coulomb, juga dapat untuk menentukan kriteria batuan sangat keras dengan perilaku non – linier. Kekurangan kriteria runtuh **Johnstone (1991)** yaitu hanya ditentukan oleh kuat tekan uniaksial dan jenis batuan tanpa memasukkan struktur batuan.

Hasil uji kuat tekan uniaksial contoh batuan Tambang Tutupan, batupasir mempunyai kuat tekan uniaksial dari 1,24 MPa sampai 28,3 MPa, dan batulumpur 3,57 MPa sampai 16,2 MPa, sehingga dapat diklasifikasikan batuan lunak.

BAB V

LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN

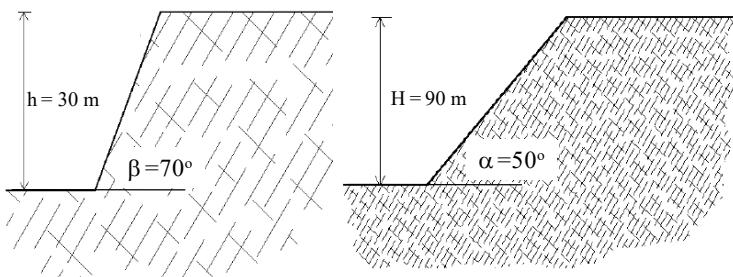
Tambang terbuka tersusun dari sekumpulan lereng, yaitu terdiri dari lereng tunggal dan lereng keseluruhan, dengan dimensi tinggi lereng tunggal (h) dan tinggi lereng keseluruhan (H), sudut lereng tunggal (β) dan sudut lereng keseluruhan (α). Tinggi lereng (h, H) adalah jarak vertikal dari bidang kaki (*toe*) hingga puncak lereng (*crest*), dan sudut lereng (β, α) adalah sudut yang dibuat antara garis yang menghubungkan kaki dan puncak lereng dengan garis horisontal. Pada lereng keseluruhan terdapat daerah yang menghubungkan antar lereng dikenal dengan jenjang penahan (*catch berm*) dan bagian lereng untuk jalan tambang yaitu *ramp* (Gambar V.1).

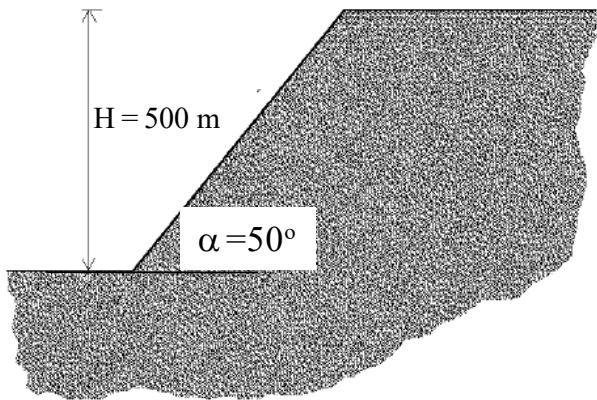


Gambar V.1. Bagian lereng di tambang terbuka

Menurut Stacey (1968), Brady & Brown (1985) dan Sjoberg (1996) bahwa kekuatan batuan di tambang terbuka bijih dipengaruhi oleh bidang diskontinu. Bidang kekar pada lereng tunggal menunjukkan lebih berperan dalam mengendalikan kekuatan batuan. Hal ini disebabkan karena dilihat dari perbandingan antara bidang kekar dengan tinggi lereng relatif lebih besar.

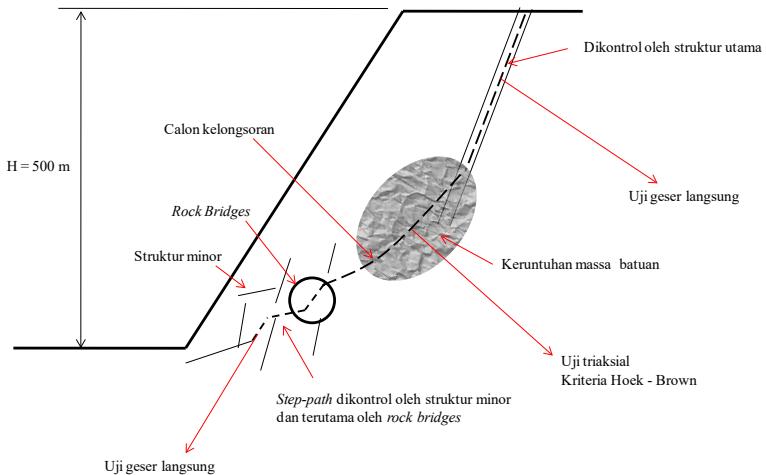
Suatu ilustrasi di tambang bijih (Gambar V.2) menunjukkan bahwa pengaruh bidang kekar (struktur minor) terhadap tinggi lereng. Contoh, di lereng tunggal bahwa dua set bidang kekar tampak berpengaruh, sementara untuk lereng keseluruhan diatas 90 m hingga 500 m memperlihatkan bahwa pengaruh bidang kekar sudah tidak menunjukkan pengaruh terhadap stabilitas lereng.





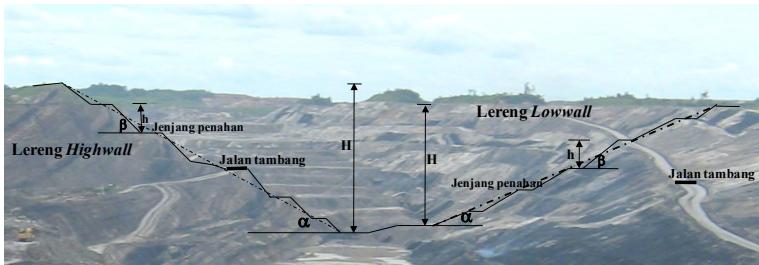
Gambar V.2. Perbedaan kondisi bidang diskontinu terhadap tinggi lereng (**Sjoberg, 1996**)

Kelongsoran lereng tunggal dapat berupa kelongsoran bidang (satu bidang kekar), kelongsoran baji (dua bidang kekar), atau *step path* (banyak bidang kekar) dan kelongsoran lereng keseluruhan berkembang dari struktur utama, dimulai dari kelongsoran akibat struktur minor berlanjut setelah bertemu dengan struktur mayor berkembang menjadi calon kelongsoran permukaan yang selanjutnya akan menjadi kelongsoran besar (Gambar V.3). Sementara untuk mengetahui kekuatan massa batuan dengan uji geser langsung, dan uji triaksial yang disertai dengan melakukan karakterisasi massa batuan (Gambar V.3).



Gambar V.3. Penentuan kekuatan massa batuan (**Hoek, 2000**)

Gambar V.4 adalah bagian lereng yang terdapat di tambang terbuka batubara Tutupan yang terdiri dari lereng – lereng *lowwall*, *highwall*, tinggi dan sudut lereng tunggal dan lereng keseluruhan, serta keadaan perlapisan batuan dan batubara pada lereng tunggal dan keseluruhan. Saat ini (2010) tambang terbuka batubara telah mencapai kedalaman lereng keseluruhan (H) lebih dari 198 m dan akan diperdalam lagi hingga kedalaman 400 m.

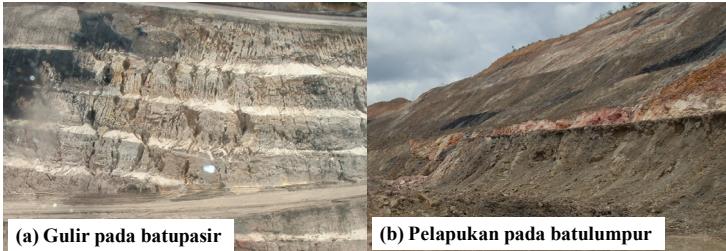


Gambar V.4. Bagian lereng di tambang batubara Tutupan

Di tambang terbuka batubara Tutupan, potensi kelongsoran lereng selain dipengaruhi semata-mata karakteristik kekuatan sesaat bidang diskontinu, juga dipengaruhi oleh tingkat pelapukan yang berlangsung menerus. Pelapukan akan dimulai dari bidang kekar sebagai celah untuk masuknya air ke dalam batuan dan selanjutnya terperangkap di dalam pori-pori batuan.

Gambar V.5a, menunjukkan kerusakan muka lereng tunggal batupasir di tambang akibat erosi oleh karena aliran air hujan. Kondisi ini disebut Gulir. Gulir sangat berperan dalam menyebabkan penurunan kekuatan batuan di permukaan. Sedangkan Gambar V.5b memperlihatkan hasil proses pelapukan di batulumpur.

Jika proses gulir dan pelapukan berlangsung terus akan terjadi penurunan kekuatan batupasir dan batulumpur sehingga akan menyebabkan terjadinya kelongsoran. Kedua jenis pelapukan ini jarang dijumpai di batuan di tambang terbuka bijih.



Gambar V.5a Pelapukan pada lereng tunggal di tambang terbuka batubara

Dari uraian sebelumnya dapat dibuat matrik perbedaan antara lereng tunggal dan lereng keseluruhan (Tabel V.1).

Tabel II.2. Perbedaan antara lereng tunggal dan lereng keseluruhan

Parameter	Lereng Tunggal	Lereng keseluruhan
Tinggi lereng	$H < 24 \text{ m}^*)$	$H \geq 90 \text{ m}^*)$
Pengujian	Laboratorium (uji geser langsung)	Skala besar (uji geser langsung)
Kriteria runtuh	Mohr - Coulomb	Hoek – Brown
Kekuatan Batuan	Batuan utuh	Massa batuan
Penyebab keruntuhan	Kekar (struktur minor), pelapukan karena cuaca hujan dan panas	Sesar, patahan, bidang perlapisan (struktur mayor)
Tegangan	Tidak dipengaruhi kondisi tegangan insitu (tegangan rendah)	Dipengaruhi oleh kondisi tegangan insitu (σ_1 dan σ_3)
Perpindahan pada crest	Kecil ($< 10 \text{ cm}$)	Besar ($> 10 \text{ cm}$)

*) Pasal 241 ayat 5 KepMen 555K-1995, studi kemantapan lereng harus dibuat apabila:

- a. tinggi lereng keseluruhan pada sistem penambangan berjenjang lebih dari 15 meter dan
- b. tinggi setiap jenjang lebih dari 15 meter.

BAB VI

LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN

A. Sifat Mekanika Batuan Utuh (Rai dkk., 1999, 2011)

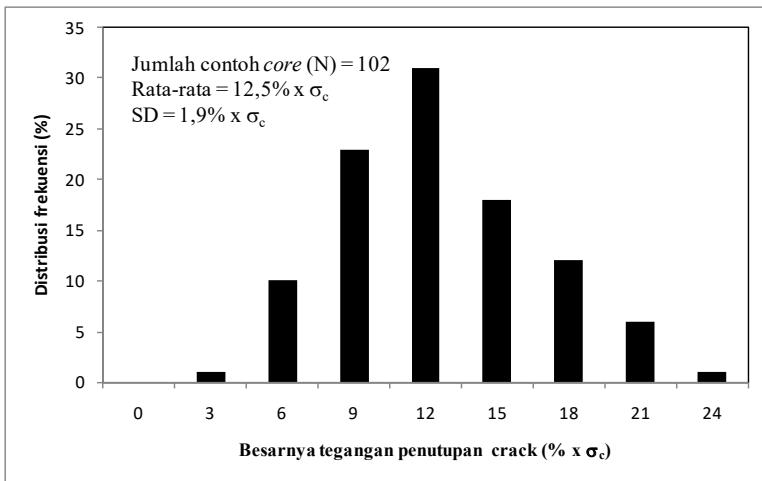
Faktor-faktor yang mempengaruhi kekuatan geser dapat dibagi menjadi dua jenis yaitu faktor intrinsik dan ekstrinsik. Faktor intrinsik merupakan faktor yang berhubungan dengan karakteristik internal batuan yaitu kohesi dan sudut gesek dalam. Faktor ekstrinsik adalah faktor lingkungan di luar sifat intrinsik massa batuan itu sendiri, baik bersifat alami maupun tidak, serta yang dapat dikontrol maupun yang tidak dapat dikontrol oleh manusia. Faktor-faktor tersebut antara lain: tegangan normal, mineralogi dan ukuran butir, kekasaran permukaan geser, frekuensi bidang diskontinu, keberadaan material pengisi pada retakan, laju pembebahan geser, dan tingkat kerusakan contoh batuan.

B. Tegangan Normal (σ_n)

Semakin besar tegangan normal yang berkerja, semakin besar tegangan geser yang dibutuhkan untuk menggeser batuan. Hal ini mengindikasikan bahwa kekuatan bidang diskontinu pada posisi yang sangat dalam cenderung semakin kuat. Pada pengujian di laboratorium, sebaiknya tegangan normal yang diberikan tidak melebihi batas elastisitas batuan,

yaitu batas pada saat sebelum terjadi pembentukan retakan (*fracture initiation*) ketika beban normal diberikan. Beberapa penelitian yang telah dilakukan, seperti **Brace dkk.** (1966) mengatakan bahwa pembentukan retakan (*fracture initiation*) terjadi ketika batuan diberi beban normal sebesar 30-50 % dari kuat tekan uniaksialnya. Sementara menurut **Grasselli (2001)**, kekasaran permukaan bidang diskontinu akan mempengaruhi kekuatan geser batuan pada tingkat tegangan normal hingga 20% kuat tekan batuan.

Kramadibrata & Saptono (2009) menyatakan bahwa penutupan retakan batuan di Indonesia terjadi pada saat batuan diberikan kuat tekan sebesar 12,5% (Gambar VI.1).



Gambar VI.1. Besarnya prosentase kuat tekan terhadap pembentukan retakan (**Kramadibrata & Saptono, 2009**)

C. Mineralogi dan Ukuran Butiran

Jika batuan tersusun dari ukuran butiran yang kecil mempunyai kecenderungan ikatan antar butirnya sangat rapat, sehingga nilai kohesinya relatif lebih tinggi dibanding butiran besar. Sementara batuan yang memiliki ukuran butiran relatif besar, permukaan gesernya cenderung membentuk gelombang kasar (*irregularities*). Hal ini menyebabkan batuan berbutir relatif besar adalah memiliki sudut gesek dalam besar (**Bandis dkk., 1981**).

D. Kekasaran Permukaan Geser

Semakin kasar permukaan geser semakin besar kekuatan geser batuan. Kekasaran akan berpengaruh hanya pada tegangan normal yang rendah, karena pada tegangan normal yang cukup tinggi permukaan geser akan hancur. Sehingga perilaku kekuatan geser batuan akan lebih dipengaruhi oleh kekuatan batuan utuh (*intact rock*) daripada kekasaran permukaan geser. **Ladanyi & Archambault (1970 & 1980)** telah melakukan penelitian tentang batas pengaruh kekasaran permukaan geser terhadap kekuatan geser batuan.

E. Bidang Diskontinu

Retakan atau bidang-bidang diskontinu pada massa batuan dapat mengganggu distribusi tegangan karena banyak terdapat permukaan yang tidak saling kontak satu sama lain. Kontak sebagian (*partial*) atau hanya pada titik-titik tertentu dapat menyebabkan konsentrasi tegangan yang tinggi dan mengakibatkan kehancuran lokal (*local crushing*). Prinsip

ini sesuai dengan teori **Griffith** terhadap aplikasi pada skala makro. **Griffith (1921 & 1925)** mengatakan bahwa keberadaan celah-celah kecil (*pre-existing cracks*) yang terdapat pada batas antar butiran (*grain boundary*) batuan dapat menyebabkan terjadinya pemusatan tegangan tarik pada ujung celah kecil tersebut ketika batuan diberi tekanan dari luar baik secara uniaksial maupun multiaksial sehingga pada batas tekanan tertentu, tegangan tarik tersebut mencapai titik kritisnya dan menyebabkan terjadinya pembentukan rekahan (*fracture initiation*) yang arah perambatannya searah dengan arah tegangan utama mayor (*major principal stress*). Oleh karena itu, diusahakan agar deformasi ataupun runtuhan yang terjadi hanya disebabkan oleh tegangan geser dan bukan oleh tegangan normal.

Sehingga dengan keberadaan bidang-bidang diskontinu tersebut perambatan retakan pada batuan dapat dengan mudah terjadi ketika mendapat gaya dari luar yang menyebabkan kekuatan batuan menurun. Selain itu, walaupun retakan tidak menyebabkan runtuhan secara total, keberadaannya dapat menyebabkan terganggunya sifat mekanik batuan dan menimbulkan sifat anisotropi.

F. Keberadaan Material Pengisi pada Retakan

Kekuatan geser dapat berkurang secara signifikan ketika sebagian atau seluruh permukaan tidak kontak secara langsung karena tertutupi oleh material pengisi yang relatif lunak seperti lempung, kalsit dan lanau. Jika ketebalan material pengisi lebih besar dari amplitudo gelombang (*undulation*) permukaan

geser, maka karakteristik geser batuan akan ditentukan oleh kekuatan material pengisi. Tetapi jika ketebalan material pengisi tidak melebihi amplitudo gelombang (*undulation*) permukaan geser, maka karakteristik geser batuan akan lebih kompleks. **Goodman (1970)** mengatakan bahwa kuat geser retakan akan turun dan menjadi sama dengan kuat geser material pengisi jika ketebalan material pengisi minimal 50 % lebih tebal dari amplitudo gelombang (*undulation*).

G. Laju Pembebanan Geser

Pengaruh laju pembebanan geser pada kekuatan geser retakan yang terisi material lempung tidak hanya berhubungan dengan berkurangnya kesempatan pengeringan (*drainage*) akibat laju yang terlalu tinggi atau terjadinya pelemahan (*softening*) pada batuan akibat laju pembebanan yang terlalu rendah, tetapi pengaruh yang fundamental adalah komponen viskositas kohesif dari kuat geser batuan.

H. Tingkat Kerusakan Contoh Batuan

Untuk melakukan pengujian laboratorium, dibutuhkan bongkahan yang cukup merepresentasikan kondisi massa batuan. Proses pengambilan serta pengangkutan bongkahan batu tersebut ke laboratorium dapat mengakibatkan contoh batuan terganggu. Semakin besar gangguan ataupun kerusakan yang dialami batuan sebelum diuji, semakin tidak merepresentasikan kondisi massa batuan. Sehingga untuk mengatasi tingkat kerusakan contoh dilakukan pengujian geser insitu di lapangan.

BAB VII

LERENG TUNGGAL DAN LERENG KESELURUHAN

Cunha (1990), menyatakan bahwa kekuatan geser pada massa batuan dapat diuraikan sebagai fungsi beberapa parameter, dengan persamaan [7.1] sebagai berikut:

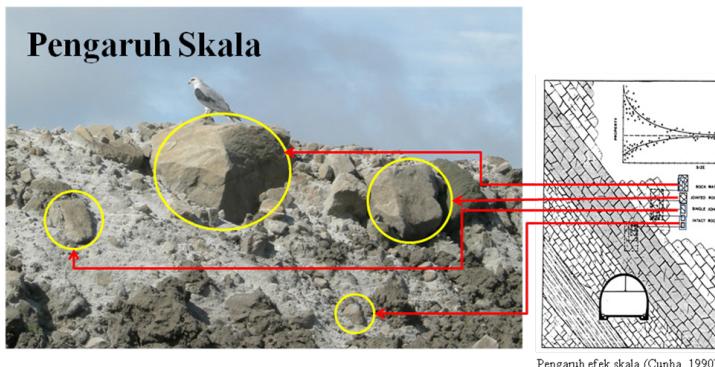
$$\tau = f(\sigma_n, R, S, F, A, T, D) \quad \dots [7.1]$$

Keterangan: τ = kuat geser, σ_n = tegangan normal, R = karakteristik kekasaran permukaan, S = kekuatan dan deformabilitas dari kekasaran dan permukaan secara umum, F = ketebalan, tipe dan sifat fisik material pengisi, A = luas kontak awal (*matched/mismatched joint*) dan distribusi aperture dan kontak antar permukaan, T = cara uji geser yang dilakukan, D = dimensi contoh (pengaruh skala).

Gambar VI.1, adalah ilustrasi mengenai masalah pengaruh skala pada batuan. Semakin besar contoh batuan semakin bersifat heterogen dan menunjukkan adanya pola acak bidang diskontinu. Walaupun secara teori mekanika batuan, batuan dianggap bersifat homogen, isotropi dan kontinu, pada kenyataannya contoh batuan yang diambil dari formasi batuan yang sama bisa memiliki kekuatan berbeda. Hasil pengujian contoh batuan menunjukkan bahwa kekuatan batuan sangat bervariasi dan sangat acak sebanding dengan bertambahnya ukuran contoh, seperti ditunjukkan pada inset

Gambar II.20. Bahwa ada hubungan pengaruh skala dengan kekuatan batuan. Sementara pengertian pengaruh skala adalah kekuatan batuan yang sudah tidak berubah pada ukuran atau volume diatas ukuran tertentu. Volume contoh ini dikenal dengan *Representative Elementary Volume* (REV), dan sangat dipengaruhi oleh jenis batuan. **Cunha (1990)** menyatakan bahwa contoh bentuk REV adalah contoh batuan utuh dengan satu bidang kekar. Dengan demikian bahwa sifat keheterogenan pada batuan dikenal dengan istilah pengaruh skala. Sifat keheterogenan batuan dipengaruhi oleh:

- Perbedaan komposisi mineral.
- Keberagaman komponen mineral.
- Perbedaan ukuran butir komponen penyusun.
- Persentase dari salah satu komponen meningkat melebihi 100% dari nilai rata-rata (**Charrusa-Graca, 1985**).
- Adanya konsentrasi komponen tertentu dalam titik yang berbeda

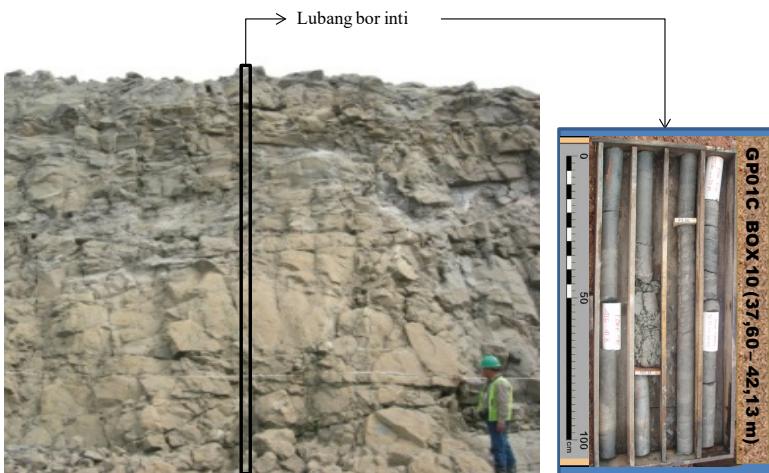


Gambar VII.1. Ilustrasi pengertian pengaruh skala

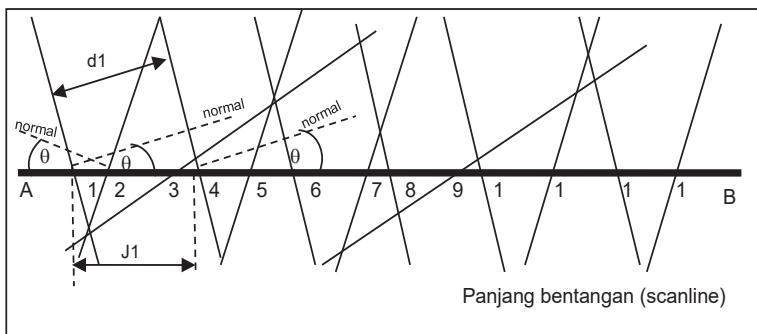
A. Pengaruh Bidang Diskontinu

Salah satu bentuk keheterogenan batuan adalah bidang diskontinu. Untuk menentukan bidang diskontinuitas digunakan beberapa klasifikasi (indek) menurut berbagai sifat. Contoh, seperti penggunaan kompas geologi untuk mengukur orientasi bidang kekar, indek pengukuran kekasaran permukaan untuk mengukur kekasaran bidang kekar, dan palu geologi, pisau lipat dan peralatan seperti *Point load index*, *Schmidt hammer* dan *Penetrometer* untuk mengukur kekuatan.

Kondisi bidang kekar yang dapat mempengaruhi kekuatan batuan yaitu geometris kekar yang terdiri dari orientasi kekar, jarak antar kekar, bukaan antar kekar, kemenerusan, kekasaran, dan material pengisi kekar. Jarak antar kekar dapat diukur dari *core* atau dari singkapan batuan (*scanline*). Hasil pengukuran jarak kekar berupa frekuensi kekar yang mencerminkan kualitas massa batuan yang selanjutnya dikenal dengan nama *Rock Quality Designation* atau RQD (**Deere & Miller, 1966**). Gambar VII.2. contoh keberadaan bidang kekar pada massa batuan.



Gambar VII.2. Kenampakan bidang kekar pada massa batuan dan core hasil pemboran inti



Gambar VII.3. Pengukuran jarak antar bidang kekar pada *scanline* (Kramadibrata, 1996)

Sebagai ilustrasi pengukuran jarak kekar sebenarnya dengan menggunakan metode *scanline* seperti ditunjukkan pada Gambar VII.3.

Perhitungan jarak sebenarnya antar bidang kekar dihitung dengan persamaan [7.2] sampai persamaan [7.4]; (**Kramadibrata, 1996**),

$$d_{i,i+1} = j_{i,i+1} \cos \frac{(\theta_i + \theta_{i+1})}{2} \quad \dots [7.2]$$

Keterangan: $d_{i,i+1}$ = jarak sebenarnya antar bidang kekar, $j_{i,i+1}$ = jarak semu antar bidang kekar dan θ_i = sudut antara garis normal dengan *scanline*.

Selanjutnya jarak rata-rata antar bidang kekar pada set bidang kekar A dihitung dengan persamaan [7.3];

$$dswA = \frac{\sum_{i=1}^n dswA_{i,i+1} \cos(\theta_{i,i+1})}{k} \quad \dots [7.3]$$

Keterangan: $dswA$ = jarak rata-rata kekar A sepanjang *scanline*, $dswA_{i,i+1}$ = jarak semu antar bidang kekar pada set bidang kekar A.

Jarak rata-rata antar bidang kekar sepanjang *scanline* dihitung dengan persamaan [7.4];

$$dsw = \frac{\sum_{i=1}^m dsw_m}{m} \quad \dots [7.4]$$

Keterangan: dsw = jarak rata-rata kekar sepanjang *scanline* dan dsw_m = jumlah jarak kekar sebenarnya sepanjang *scanline* setiap set dan m = jumlah set kekar.

Penentuan RQD menggunakan persamaan [7.5] yang dikembangkan oleh **Priest & Hudson (1976)** menunjukkan bahwa secara umum jarak kekar sebagai suatu fungsi komulatif antara jarak kekar terhadap frekuensi kekar dan mempunyai fungsi log-normal atau negatif eksponensial.

$$RQD = 100 e^{-\lambda} (1 + \lambda) \quad \dots [7.5]$$

Keterangan: λ = frekuensi kekar.

Sedangkan, untuk menghitung RQD dari core hasil pemboran inti menggunakan persamaan RQD (**Deere & Miller, 1966**), yaitu:

$$RQD = \frac{\text{Jumlah panjang core} > 0,1 \text{ m}}{\text{Panjang kemajuan pemboran}} \times 100\% \quad \dots [7.6]$$

B. Pengaruh Skala pada Kekuatan Batuan

1. Kuat Tekan Uniaksial

Berdasarkan buku-buku mekanika batuan bahwa ada perbedaan pendapat mengenai kekuatan batuan terhadap pengaruh skala. Contoh, **Hudgson & Cook (1970)** menyatakan bahwa tidak ada hubungan antara kekuatan batuan terhadap ukuran contoh, sementara **Bernaix (1974)** menyatakan bahwa kekuatan batuan dipengaruhi oleh ukuran contoh, dan kekuatan batuan sangat acak, akan tetapi menunjukkan bahwa secara rata-rata kekuatan batuan mempunyai kecenderungan membentuk suatu fungsi penurunan kekuatan terhadap ukuran contoh. Untuk menjelaskan fenomena ini, **Bernaix (1974)** menggunakan metode analisis statistik

dengan menghubungkan antara kekuatan terhadap ukuran contoh yang mengandung bidang kekar. Sehingga diperoleh kecenderungan semakin besar ukuran contoh semakin bertambah bidang kekar. Juga didukung bahwa ukuran contoh besar memiliki pengaruh simpanan energi yang besar, yang akan mempercepat proses propagasi rekahan. Teori *weakest link* (**Weibull, 1939**) banyak digunakan untuk menjelaskan pengaruh ukuran terhadap kekuatan logam dan batuan utuh, serta untuk menjelaskan keruntuhan batuan terhadap pengaruh struktur acak dengan anggapan bahwa contoh batuan terdiri dari satu kesatuan. Hasil kriteria kekuatan batuan bahwa ada hubungan antara volume contoh dengan kekuatan batuan, seperti pada persamaan (**Weibull, 1939**), yaitu:

$$m \log\left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right) = \log\left(\frac{V_1}{V_2}\right) \quad \dots [7.7]$$

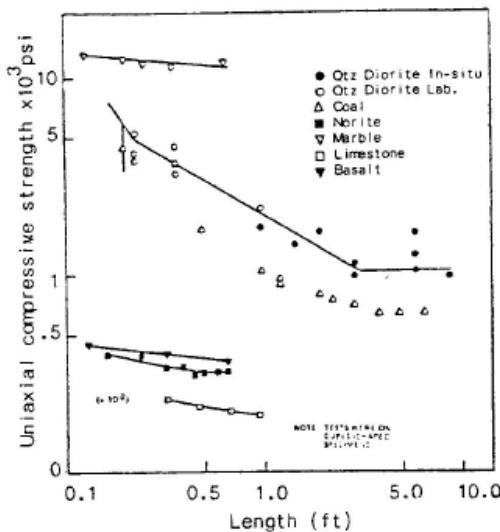
Keterangan: σ = kuat tekan uniaksial, V = volume contoh, dan m = konstanta material.

Penelitian mengenai pengaruh skala terhadap kuat tekan uniaksial dengan menggunakan pendekatan teori persamaan **Weibull (1939)** telah dilakukan oleh **Lundborg (1967)** dan **Bieniawski (1968)** dengan contoh granit dan batubara berbentuk silinder. Hasil penelitian Lundborg diperoleh konstanta batuan, $m = 12$, dan Bieniawski diperoleh konstanta batuan, $m = 2,5$. Penelitian selanjutnya yang dilakukan oleh **Mogi (1962)**, **Sayed & Brechtel (1976)** dan **Hustrulid (1976)** menyimpulkan bahwa hubungan antara kuat tekan batuan terhadap ukuran contoh mengikuti fungsi *power*, seperti pada persamaan [7.8]; **Sayed & Brechtel, 1976**

$$\sigma = A D^{-B} \quad \dots [7.8]$$

Keterangan: σ = kekuatan contoh, D = diameter contoh, A dan B = konstanta batuan

Pratt dkk. (1972) meneliti pengaruh sisi panjang contoh berbentuk kubus terhadap kuat tekan uniaksial, memperlihatkan bahwa semakin panjang contoh semakin berkurang kuat tekan uniaksial (Gambar VII.4).



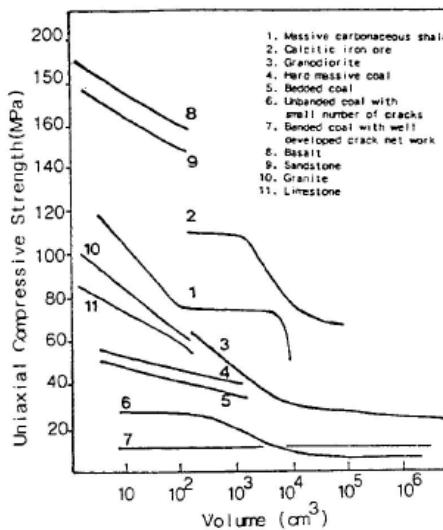
Gambar VII.4. Hubungan antara sisi panjang contoh berbentuk kubus terhadap kuat tekan uniaksial (**Pratt dkk. 1972**)

Lama & Gonano (1976) dan **Kaczynski (1986)** menyatakan bahwa ada pengaruh volume contoh terhadap kuat tekan uniaksial untuk jenis batuan yang berbeda, yaitu

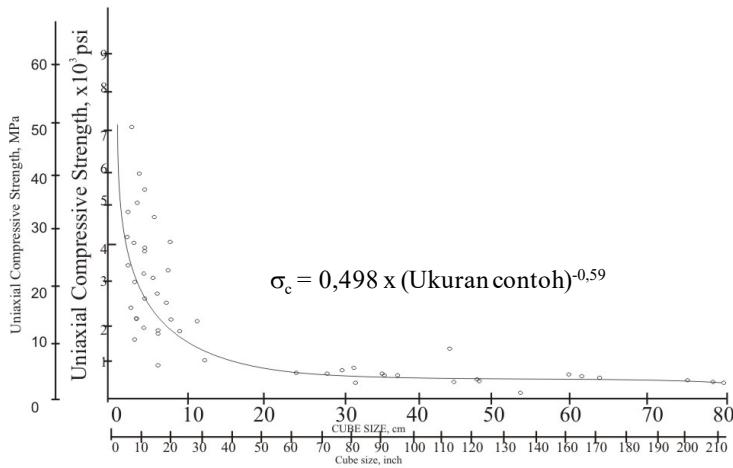
semakin besar volume contoh semakin berkurang kuat tekan uniaksial (Gambar VII.5).

Berdasarkan penelitian **Pratt dkk.** (1972) dan **Singh (1981)** yang dikutip kembali oleh **Herget (1988)**, menguji pengaruh sisi panjang untuk contoh batubara berbentuk kubus dari beberapa tempat menunjukkan bahwa ada pengaruh panjang ukuran contoh terhadap kuat tekan uniaksial (Gambar VII.6), dan fungsi kuat tekan uniaksial terhadap sisi panjang contoh merupakan fungsi *power* yang mengikuti persamaan (**Singh, 1981**) yaitu:

$$\sigma_c = 0,498 \times (\text{ukuran contoh})^{-0,59} \quad \dots [7.9]$$

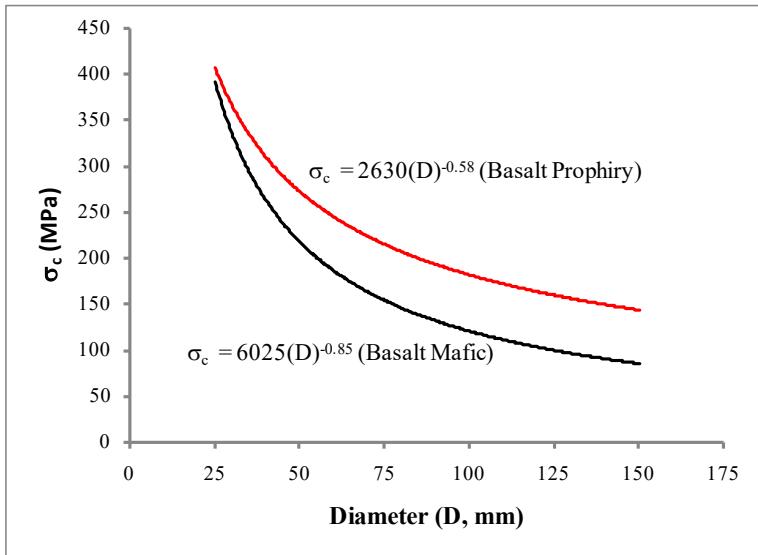


Gambar VII.5. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap volume contoh untuk jenis batuan yang berbeda, dikumpulkan oleh **Lama & Gonano (1976)** dan **Kaczynski (1986)**



Gambar VII.6. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap panjang contoh, contoh berbentuk kubus (Singh, 1981; yang dikutip oleh Herget, 1988)

Kramadibrata & Jones (1993) pada workshop pengaruh skala kedua pada tahun 1993 menyatakan bahwa kuat tekan batuan beku dipengaruhi oleh pengaruh skala dengan fungsi *power* antara diameter dan kuat tekan uniaksial (Gambar VII.7).



Gambar VII.7. Hubungan antara kuat tekan uniaksial terhadap diameter contoh batuan basaltprophiri dan basaltmafik (**Kramadibrata & Jones, 1993**)

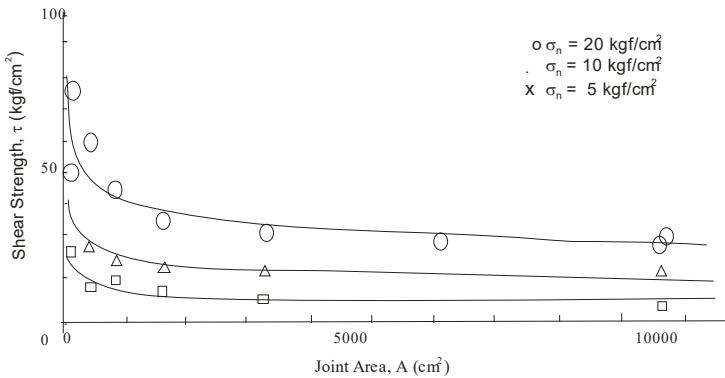
2. Kekuatan Geser Batuan

Karakteristik kekuatan geser batuan yang terdiri dari kohesi dan sudut gesek dalam sangat berperan pada perancangan lereng. Kohesi dan sudut gesek dalam dapat ditentukan di laboratorium dengan uji kuat geser langsung dan uji triaksial. Beberapa penelitian menunjukkan bahwa kekuatan geser hasil pengujian insitu memberikan nilai lebih rendah daripada hasil pengujian laboratorium. Penurunan kekuatan geser dari pengujian laboratorium terhadap pengujian insitu dapat mencapai dari 63% hingga 84% (**Kimishima, 1970**). Sebelumnya, **Rocha** (1964) mengemukakan bahwa batuan

anisotropi, seperti skiss mempunyai perbedaan kekuatan geser batuan antara laboratorium dan insitu cukup besar.

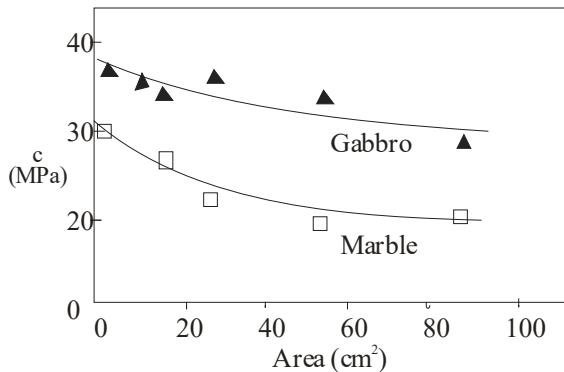
Pengujian mengenai kekuatan geser terhadap pengaruh ukuran pada umumnya dilakukan dengan menggunakan uji kuat geser langsung, seperti yang dilakukan oleh **Bandis (1990)** dan **Cunha (1990)**. Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa kekuatan geser batuan akan semakin berkurang dengan bertambah panjang bidang permukaan diskontinu, hasil ini sama dengan hasil penelitian **Fecker & Rengers (1971)** bahwa kekuatan geser semakin berkurang dengan pengurangan kekasaran permukaan. Pendapat **Fecker & Rengers (1971)** memperkuat pendapat beberapa peneliti sebelumnya seperti **Barroso (1966)**, **Pratt dkk. (1974)**, **Barton (1976)** dan **Yoshinaka dkk. (1993)** menyatakan bahwa ukuran contoh berpengaruh terhadap kekuatan geser batuan.

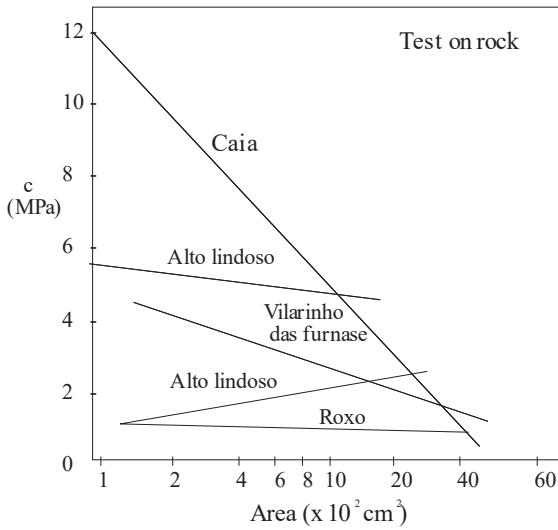
Yoshinaka dkk. (1993) menyatakan bahwa kekuatan geser batuan sangat dipengaruhi oleh ukuran contoh. Pengujian **Yoshinaka dkk. (1993)** untuk ukuran contoh batu Granit Inada dari $5,0 \times 3,5 \times 3,5$ cm sampai dengan $160 \times 60 \times 30$ cm, bahwa kuat geser batuan akan menurun dengan meningkatnya luas dan mengikuti fungsi *power* (Gambar VII.8).



Gambar VII.8. Hubungan antara kuat geser puncak terhadap luas permukaan kekar (Yoshinaka dkk., 1993)

Il' Nitskaya (1969) dikutip kembali oleh Vutukuri Lama & Saluja (1974) telah melakukan uji geser skala laboratorium untuk contoh ukuran besar Gabro dan Marmer berdiameter dari 1 cm sampai dengan 7 cm yang pada waktu itu dianggap sudah berukuran besar, menyatakan bahwa kohesi Gabro dan Marmer sangat dipengaruhi oleh pengaruh skala dan hubungan pengaruh skala terhadap kohesi sebagai fungsi *power* (Gambar VII.9).





Gambar VII.9. Pengaruh skala pada kohesi Gabbro dan Marmer (Il' Nitskaya, 1969)

Londe (1973) membuat kesimpulan bahwa kohesi semakin berkurang dengan penambahan ukuran contoh, dan sudut gesek dalam tidak dipengaruhi oleh pengaruh skala.

Muratha & Cunha (1990) meneliti hubungan antara tegangan geser terhadap luas ukuran contoh untuk batuan skiss, contoh dari ukuran 30 cm^2 sampai dengan 160 cm^2 (Gambar VII.10). Kondisi kekasaran bidang kekar (*joint roughness condition*, JRC), pada ukuran 30 cm^2 yang mempunyai JRC antara 2 dan 4 ternyata memerlukan kekuatan geser yang besar untuk dapat menggeser, sedangkan pada ukuran 160 cm^2 yang mempunyai JRC antara 8 dan 10 memerlukan kekuatan geser yang lebih kecil. Dari penelitiannya dibuat hubungan antara

luas ukuran contoh terhadap tegangan geser mengikuti fungsi eksponensial (Gambar VII.10) yaitu:

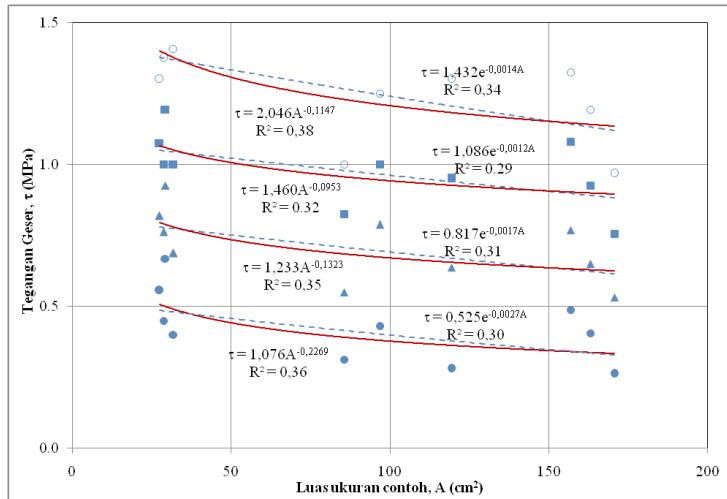
$$\tau = a \exp(-bA) \quad \dots [7.10]$$

Keterangan: τ = tegangan geser (MPa), a dan b = konstanta batuan; dan A = luas permukaan geser (cm^2).

Setelah dilakukan pembuatan grafik kecenderungan maka pengaruh skala antara luas ukuran contoh terhadap tegangan geser pada tegangan normal cenderung mengikuti persamaan fungsi power (Gambar VII.11), seperti persamaan [7.11],

$$\tau = a A^{-b} \quad \dots [7.11]$$

Keterangan: τ = tegangan geser, a dan b = konstanta batuan, dan A = luas permukaan geser (cm^2).



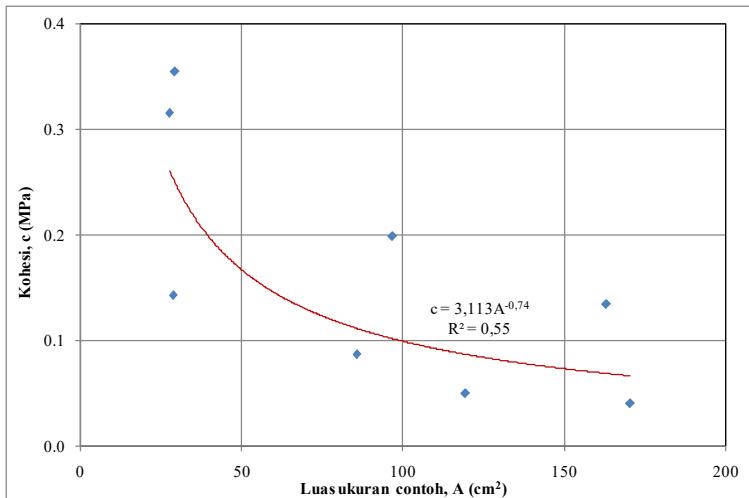
Gambar VII.10. Hubungan antara tegangan geser terhadap luas ukuran contoh batuan skiss untuk tegangan normal yang berbeda (**Muratha & Cunha, 1990**)

Dari data **Muratha & Cunha (1990)** dapat diperoleh kohesi dan sudut gesek dalam dan untuk setiap luas ukuran contoh menunjukkan bahwa semakin meningkat luas ukuran contoh semakin menurun kohesi (Gambar VII.11).

Hubungan ini dinyatakan dalam fungsi power (Gambar VII.11), yaitu seperti persamaan [7.12],

$$c = a A^{-b} \quad \dots[7.12]$$

Keterangan: c = kohesi (MPa), A = luas ukuran contoh (cm^2), a dan b = konstanta batuan.



Gambar VII.11. Hubungan antara luas ukuran contoh terhadap kohesi batu skiss (**Muratha & Cunha, 1990**)

Dari data **Muratha & Cunha (1990)** dapat dibuat hubungan antara luas ukuran contoh terhadap sudut gesek dalam. Hasilnya bahwa sudut gesek dalam tidak berlaku

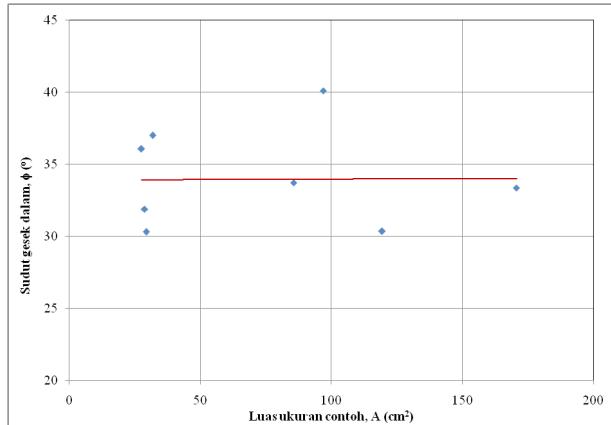
fungsi pengaruh skala (Gambar VII.13). Hal ini sama dengan hasil penelitian oleh **Pratt dkk. (1974)** dan **Barton (1976)** yang mengkhususkan untuk penelitian terhadap sudut gesek dalam dan menyatakan bahwa sudut gesek dalam tidak ada pengaruh skala.

Daroji (2000) melakukan uji pengaruh skala contoh batupasir dan batulempung berdiameter NX atau 5,47 cm, 10 x 10 cm, 15 x 15 cm dan 20 x 20 cm. Hasil penelitian menyebutkan bahwa semakin besar ukuran contoh kohesi semakin turun dan sudut gesek dalam tidak mengikuti pengaruh skala.

Kramadibrata dkk. (2007) melakukan penelitian pengaruh skala terhadap batuan lunak hingga ukuran 25 x 25 x 20 cm bahwa kohesi terpengaruh oleh pengaruh skala.

Wattimena dkk. (2009) melakukan penelitian pengaruh skala terhadap kekuatan geser untuk material buatan berupa campuran pasir, tanah dan semen yang hasilnya menunjukkan bahwa kohesi dipengaruhi oleh pengaruh skala dan sudut gesek dalam tidak dipengaruhi oleh pengaruh skala.

Kramadibrata dkk. (2011a,b) melakukan penelitian pengaruh skala untuk kekuatan geser batuan lunak dari ukuran 5,47 cm hingga ukuran 100 x 100 x 60 cm, hasilnya bahwa kohesi dipengaruhi oleh pengaruh skala, sementara sudut gesek dalam tidak dipengaruhi oleh pengaruh skala.



Gambar VII.12. Hubungan antara luas ukuran contoh terhadap sudut gesek dalam (**Muratha & Cunha, 1990**)

Tabel VII.1 merupakan hasil resume dari hasil penelitian mengenai pengaruh skala pada kuat tekan dan kekuatan geser yang telah dilakukan yaitu bahwa kuat tekan uniaksial dan kohesi batuan dipengaruhi oleh pengaruh skala dengan hubungan antara kekuatan dan ukuran contoh mengikuti fungsi *power*, sedang sudut gesek dalam tidak dipengaruhi oleh pengaruh skala.

Tabel VII. Hasil penelitian pengaruh skala terhadap kuat tekan uniaksial dan kekuatan geser (**Saptono dkk., 2009**)

No	Peneliti	Pengaruh skala			Fungsi
		σ_c	c	ϕ	
1	Mogi (1962)	√			
2	Lundborg (1967)	√			
3	Bieniawski (1968)	√			

No	Peneliti	Pengaruh skala			Fungsi
		σ_c	c	ϕ	
4	Pratt dkk (1972)	✓			
5	Sayed & Brechtel (1976)	✓			Power
6	Hastrulid (1976)	✓			
7	Lama & Gonano (1976)	✓			
8	Singh (1981)	✓			Power
9	Herget (1981)	✓			Power
10	Kaczynski (1986)	✓			
11	Cunha (1990)	✓			
12	Kramadibrata & Jones (1993)	✓			Power
13	Barroso (1966)		✓	X	
14	Il'Nitskaya (1969)		✓		
15	Londe (1973)		✓	X	
16	Pratt dkk (1974)		✓	X	Power
17	Barton (1976)		✓	X	
18	Muratha & Cunha (1990)		✓	X	Power
19	Yoshinaka dkk (1993)		✓		Power
20	Daroji (2002)		✓	X	
21	Kramadibrata dkk (2004)		✓		
22	Wattimena dkk (2009)		✓	X	
23	Kramadibrata dkk (2010)		✓	X	Power

Keterangan: ✓ = dipengaruhi oleh pengaruh skala; X = tidak dipengaruhi oleh pengaruh skala

C. Uji Rayapan Geser

Untuk menjelaskan rayapan pada batuan, banyak model matematis yang telah dikembangkan model Empiris dan Rheology.

Pada dasarnya belum ada pendekatan matematik yang benar-benar mendefinisikan perilaku rayapan batuan. Pendekatan langsung secara eksperimental melalui data empiris dirasakan sebagai cara yang paling tepat untuk mempelajari perilaku rayapan batuan untuk keperluan kegiatan perancangan.

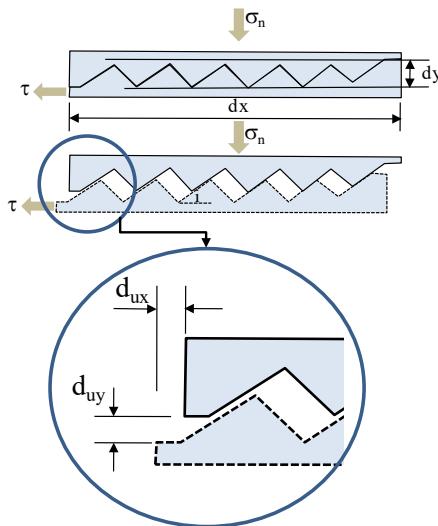
Menurut **Lama & Vutukuri (1978)** menunjukkan bahwa pola hubungan regangan terhadap waktu pada proses rayapan dapat dinyatakan sebagai berikut

$$\varepsilon = \varepsilon_a + \varepsilon_1(t) + A(t) + \varepsilon_2(t) \quad \dots [7.13]$$

Keterangan : ε = regangan total, ε_a = regangan elastik seketika, $\varepsilon_1(t)$ = regangan ungsi rayapan primer, $A(t)$ = fungsi rayapan sekunder, fungsi linier terhadap waktu t yang menunjukkan laju regangan konstan, A adalah konstanta, $\varepsilon_2(t)$ = regangan fungsi rayapan tersier

Bentuk persamaan atau fungsi yang sesuai untuk mewakili pola rayapan ditentukan secara empirik berdasarkan metode penyesuaian kurva (*curve fitting*) dengan kesalahan statistik yang terkecil.

Gambar VII.13 menunjukkan bahwa saat contoh dikenakan gaya geser maka akan terjadi perpindahan lateral (δ_l) dan perpindahan aksial (δ_a). Perpindahan aksial terjadi akibat kekasaran permukaan bidang geser.



Gambar VII.13. Perpindahan pada uji geser (**Barton, 1973**)

Untuk mendapatkan regangan yang terjadi akibat pergeseran adalah dengan membagi panjang semula, yaitu

$$\varepsilon_x = d_{ux}/dx \text{ dan } \varepsilon_y = d_{uy}/dy$$

sehingga regangan total diperoleh,

$$\varepsilon_{xy} = (d_{ux}/d_x) + (d_{uy}/d_y) \quad \dots [7.14]$$

Keterangan: ε_{xy} = regangan akibat aktivitas geser pada sumbu x dan y, ε_x = regangan di sumbu x, ε_y = regangan di sumbu y

Rayapan geser agak berbeda dengan rayapan uji kuat tekan dan uji triaksial dengan dicirikan oleh tidak terjadinya rayapan tersier. Karena pada rayapan geser tidak ada confining constraint seperti pada uji kuat tekan dan uji triaksial sehingga setelah mengalami rayapan sekunder bidang geser akan

langsung terlepas seperti pada hasil uji rayapan geser seperti ditunjukkan pada Gambar VIII.13.

Nakamura (1949) mengembangkan Oleh model rheologi untuk uji rayapan tekan hubungan visko-elastik dengan model rheologi Kelvin yang juga dikenal dengan model Generalized Kelvin atau Model Nakamura (**Nakamura, 1949**), dan **Yang, S.Q. dan Chen, L. (2011)** menerapkan persamaan **Nakamura (1949)** untuk rayapan geser dengan persamaan regangannya adalah sebagai berikut

$$\varepsilon(t) = \frac{\tau}{G_1} + \frac{\tau}{G_2} \left[1 - \exp\left(-\frac{G_2}{\eta_1} t\right) \right] \quad \dots [7.15]$$

Keterangan: τ = tegangan geser, G_1 = Modulus geser seketika, G_2 = Modulus geser viskos-elastik, η_1 = koefisien viskositas dan ε = regangan sebagai fungsi waktu.

BAB VIII

KLASIFIKASI MASSA BATUAN

Penentuan klasifikasi massa batuan dilakukan dengan proses karakterisasi massa batuan, yaitu menentukan kuat tekan uniaksial, pengukuran kondisi bidang diskontinu massa batuan, dan kondisi air tanah yang merujuk pada prosedur **ISRM (1981)**.

Sistem klasifikasi massa batuan telah banyak berkembang sejak 1946 sampai 1990an dari *Rock Load Classification Terzaghi (Terzaghi, 1946)* sampai sistem pembobotan parameter karakteristik massa batuan (RMR, **Bieniawski, 1989**). Klasifikasi massa batuan RMR sangat terkenal sehingga banyak pengembangan sistem klasifikasi berdasarkan sistem klasifikasi ini. Menurut **Bieniawski (1989)** penentuan kelas massa batuan berdasarkan pembobotan empat parameter utama yaitu parameter kuat tekan uniaksial atau indek *point load*, RQD dan spasi kekar, kondisi kekar, kondisi air tanah, dan sebuah parameter tambahan sebagai kondisi massa batuan relatif terhadap arah penggalian yaitu orientasi bidang kekar.

Sistem klasifikasi massa batuan hasil pengembangan RMR untuk menilai kemantapan lereng antara lain klasifikasi **Laubscher (1977)**, **Selby (1981)**, **Romana (1985)** dan **Swindells (1985)**, **Robertson (1988)**, dan **Hoek & Brown (1997, 2002)**.

Laubscher (1977) mengembangkan klasifikasi massa batuan *Mining Rock Mass Rating* (MRMR) untuk penggalian bawah tanah tetapi dapat juga digunakan untuk lereng. Klasifikasi **Laubscher (1977)** mengkoreksi RMR dengan memasukkan pelapukan, kondisi perubahan tegangan karena penggalian, jenis penggalian yang dikaitkan dengan struktur geologi dan pengaruh peledakan. Sehingga ada beberapa perubahan pembobotan, perubahan metode penentuan jarak dan kondisi kekar dari RMR.

Selby (1981) membuat klasifikasi massa batuan *Rock Mass Strength* (RMS) untuk lereng di daerah gurun Afrika Selatan dan Barat yang tersusun oleh batuan skiss, gneiss, granit dan marmer, serta didominasi sudut kemiringan lereng 90°. Selain itu menerapkan sistem klasifikasi tersebut digunakan di daerah beriklim dingin seperti New Zealand dan Antartika, yang terdiri dari batuan beku (dolerit, basalt dan granit).

Romana (1985) dan **Swindells (1985)** mengembangkan klasifikasi massa batuan untuk lereng batuan dengan kelongsoran bidang dan baji. Mereka menambah empat faktor koreksi untuk nilai RMR, yaitu F1 untuk kesejajaran arah antara kekar dengan lereng, F2 untuk kemiringan kekar, dan F3 untuk hubungan antara arah lereng dengan kemiringan kekar dan F4 untuk metode penggalian

Robertson (1988) mengembangkan klasifikasi massa batuan *Slope Rock Mass Rating* (SRMR, Lampiran B), yang menyatakan bahwa jika massa batuan mempunyai $RMR > 40$

kondisi lereng stabil, dan apabila massa batuan mempunyai RMR < 30 akan terjadi kelongsoran lereng. Klasifikasi **Robertson (1988)** diterapkan untuk lereng di tambang tembaga, British Colombia.

Hoek (1994) mengusulkan sistem klasifikasi berdasarkan RMR dan mengembangkan menjadi *Geological Strength Index* (GSI). Dengan GSI dapat menentukan kohesi, sudut gesek dalam dan kuat tekan massa batuan. Dalam pengembangan GSI, **Hoek (2000)** membuat gambar untuk memperkirakan nilai GSI.

Tabel VIII. menginformasikan nilai pembobotan dan keluaran masing-masing sistem klasifikasi massa batuan untuk menilai lereng, yaitu *Rock Mass Rating*, RMR (**Bieniawski, 1976 & 1989**), *Mining Rock Mass Rating*, MRMR (**Laubscher, 1977**), *Rock Mass Strength*, RMS (**Selby, 1980**), *Slope Mass Rating*, SMR (**Romana, 1985**), *Slope Rock Mass Rating*, SRMR (**Robertson, 1988**), *Chinese System for SMR*, CSMR (**Chen, 1995**), *Geological Strength Index*, GSI (**Hoek, 1994**), *Modified Rock Mass Classification*, M-RMR (**Unal, 1996**), dan *Index of Rock Mass Basic Quality*, BQ (**Lin, 1998**).

Tabel VIII. Perbedaan parameter pembobotan dan hasil keluaran klasifikasi massa batuan untuk lereng

Parameter	RMR76	RMR89	MRRMR	RMS	SMR	CSMR	MBR	SRMR	GSI
- Kemiringan kekar	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	
- Sudut lereng penggraliian			80 - 100%	(8) - 15	(8) - 15	80 - 100%			✓
Pelapukan			30 - 100%	3 - 10		60 - 115%			
Kondisi tegangan			60 - 120%						
Bidang lemah utama						70 - 100%			
Jumlah kisaran	(52)-100	(52)-100	0-120	25-100	(60)-115	(60)-115	(12)-115	8 - 100	8 - 100
Hasil keluaran									
- Klas massa batuan	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
- Standup time	✓	✓							
- Kohesi	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
- Sudut gesek dalam	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓

Catatan: dalam kurung adalah angka negatif

BAB IX

PENENTUAN STABILITAS LERENG DENGAN GRAFIK

Analisis stabilitas lereng pada material heterogen memerlukan penggunaan perangkat lunak (*software*). Namun kenyataan di lapangan sering terjadi perubahan dimensi lereng sehingga ahli geoteknik dituntut untuk membuat penilaian mengenai kondisi stabilitas lereng dengan cepat dan tepat. Dengan menggunakan grafik stabilitas lereng maka masalah penilaian terhadap perubahan dimensi lereng dapat diatasi.

Grafik stabilitas lereng yang ada saat ini dibuat berdasarkan analisis dimensi dan berdasarkan empirik.

A. Grafik Stabilitas Lereng dengan Menggunakan Analisis Dimensi

Grafik stabilitas lereng yang diterapkan pada saat ini yaitu (1) grafik **Hoek & Bray (1981)** untuk material tanah dan timbunan, (2) grafik **Michalowski (2002)** untuk material homogen dan (3) grafik **Li dkk. (2008)** untuk massa batuan.

Semua grafik stabilitas lereng tersebut menggunakan produk tak berdimensi yang pada awalnya dikembangkan oleh **Taylor (1937)** untuk menganalisis lereng tanah

Persamaan produk tak berdimensi (N) untuk menghitung faktor keamanan lereng adalah,

$$N = \frac{c}{\gamma h K} \quad \dots [9.1]$$

Keterangan: c = kohesi (MPa), γ = bobot isi (MN/m³), h = tinggi lereng tunggal (m) dan FK = faktor keamanan.

B. Grafik Hoek & Bray (1981)

Hoek & Bray (1981) mengembangkan grafik analisis stabilitas lereng untuk material lunak homogen (*soft material*), yaitu tanah dan timbunan dengan kondisi air dari kering sampai jenuh, dan jenis kelongsoran yang terjadi adalah longsoran busur.

Grafik **Hoek & Bray (1981)** memasukkan tiga persamaan produk tak berdimensi untuk menentukan perbandingan antara gaya penahan dibagi gaya penggerak yang diberikan oleh persamaan [8.2],

$$\frac{c}{\gamma h K}, \frac{\tan \phi}{K}, \text{ dan } \frac{c}{\gamma h \tan \phi} \quad \dots [9.2]$$

Keterangan: c = kohesi (MPa), γ = bobot isi (MN/m³), h = tinggi lereng tunggal (m) dan FK = faktor keamanan.

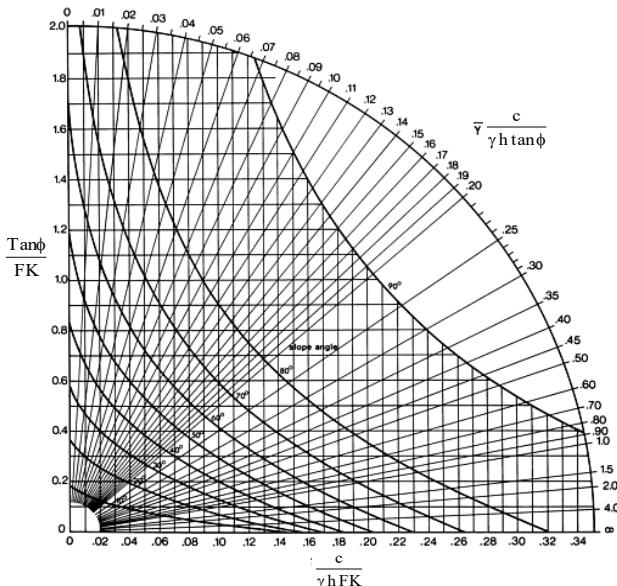
Grafik **Hoek & Bray (1981)** sangat mudah digunakan, akan tetapi belum memasukkan parameter massa batuan, penerapannya pada massa batuan masih memerlukan koreksi tambahan yaitu koreksi penentuan c dan ϕ (Gambar VIII.1).

C. Grafik Michalowski (2002)

Grafik **Michalowski (2002)**, dibuat untuk analisis stabilitas lereng tunggal tanah. Perbedaannya dengan grafik **Hoek & Bray (1981)** bahwa grafik **Michalowski (2002)** mengubah kondisi air tanah dari jenuh hingga kering menjadi tegangan air tanah (r_u). Perhitungan tegangan air pori menggunakan persamaan **Bishop & Morgenstren (1960)**, yaitu

$$r_u = \frac{u}{\gamma h} \quad \dots [9.3]$$

Keterangan: u = tegangan air pori (MPa), γ = bobot isi tanah (MN/m^3), dan h = tinggi lereng tunggal (m).



Gambar IX.1. Grafik stabilitas lereng nomor 1 (**Hoek & Bray, 1981**)

Untuk menentukan FK dengan grafik yaitu mencari nilai nilai persamaan tak berdimensi [9.4] yang selanjutnya ditarik garis vertikal hingga berpotongan dengan sudut lereng. Dari titik hasil perpotongan dibuat garis horisontal hingga berpotongan dengan persamaan tak berdimensi [2.42], dari titik FK/Tan ϕ akan diperoleh nilai FK

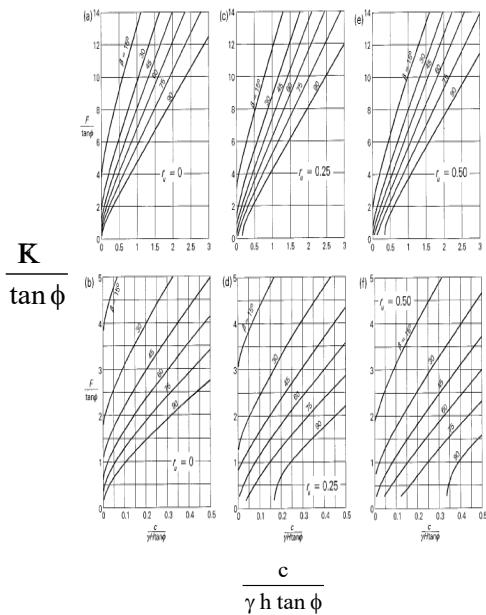
$$\frac{c}{\gamma h \tan \phi} , \quad \dots [9.5]$$

$$\frac{K}{\tan \phi} \quad \dots [9.6]$$

Berdasarkan tegangan air pori **Michałowski (2002)** membuat tiga grafik yaitu, grafik $r_u = 0$, grafik $r_u = 0,25$ dan grafik $r_u = 0,50$, dengan perubahan sudut lereng tunggal (β) $15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ, 75^\circ$ dan 90° (Gambar IX.2).

Contoh grafik stabilitas lereng **Michałowski (2002)** dengan tegangan air pori, $r_u = 0,25$ (Gambar IX.2).

Kekurangan Grafik Michałowski (2002) dan grafik Hoek & Bray (1981) adalah kedua grafik tersebut dibuat pada kondisi tempat beriklim non – tropik dan diterapkan untuk lereng tanah.



Gambar IX.2. Grafik stabilitas lereng tanah (**Michałowski, 2002**)

D. Grafik Li dkk. (2008)

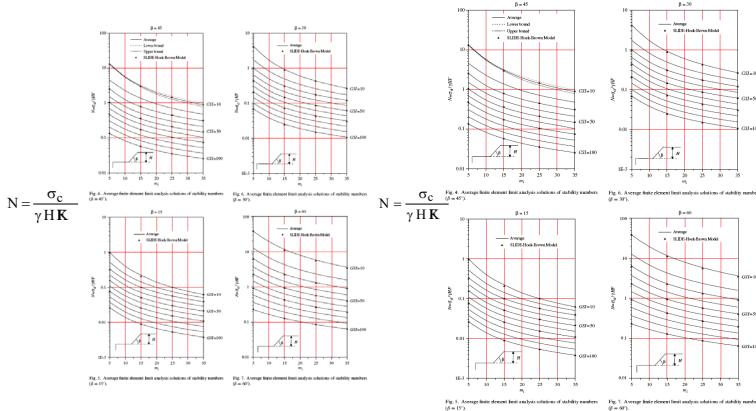
Grafik stabilitas lereng yang diusulkan oleh **Li dkk. (2008)** merupakan grafik stabilitas lereng tunggal batuan. **Li dkk. (2008)** membuat grafik berdasarkan pada perhitungan numerik dengan kriteria runtuh **Hoek & Brown (2002)** dengan kelongsoran yang terjadi adalah jenis busur dari *crest* sampai *toe* lereng.

Untuk mengitung FK **Li dkk.** menggunakan produk tak berdimensi (N),

$$N = \frac{\sigma_c}{\gamma h K} \quad \dots [9.7]$$

Keterangan: σ_c = kuat tekan batuan utuh (MPa), γ = bobot isi (MN/m^3), h = tinggi lereng (m), dan FK = faktor keamanan. .

Li dkk. (2008) membagi grafiknya berdasarkan sudut lereng tunggal (β) ke dalam berbagai sudut yaitu 15° , 30° , 45° , 60° dan 75° . Untuk menghitung FK lereng tunggal, parameter masukan adalah konstanta batuan (m_i) dan GSI. Konstanta massa batuan (m_i) yang dimulai dari 5 sampai dengan 35 dan GSI yang dimulai dari 10 sampai dengan 100. Gambar II.35 contoh grafik stabilitas lereng **Li dkk. (2008)**. Kekurangan Grafik **Li dkk. (2008)** bahwa grafik tersebut divalidasi berdasarkan $h = 1$ m bukan sesuai dengan kondisi sebenarnya di lapangan.



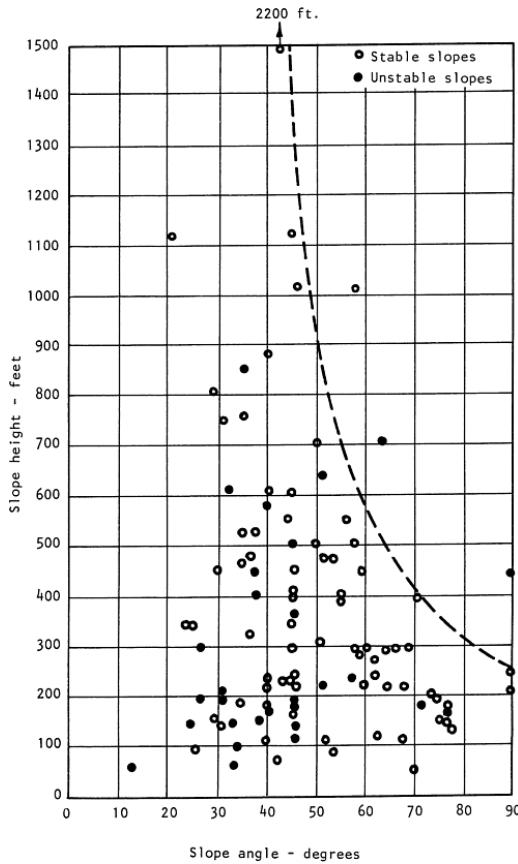
Gambar IX.3. Grafik stabilitas lereng batuan dengan parameter masukan m_i dan GSI (**Li dkk., 2008**)

E. Grafik Stabilitas Lereng Empirik

Hoek & Bray (1981) telah membuat grafik perancangan lereng empirik dari kasus lereng di tambang bijih dan kuari yang selanjutnya grafik stabilitas lereng emprik banyak dikembangkan dari tambang bijih seperti tambang tembaga (**Heines & Terburgge, 1991**) dan tambang besi (**Sjoberg, 1996**). Selain itu juga dari diambil dari kasus lereng di batu lemah yang terdapat di tambang bijih, seperti grafik stabilitas lereng yang dikembangkan oleh **Robertson (1988)**.

F. Grafik Stabilitas Lereng Hoek & Bray (1981)

Hoek & Bray (1981) mengumpulkan data dari berbagai lereng stabil dan tidak stabil dari batuan keras sehingga mendapatkan grafik stabilitas lereng (IX.3). Gambar IX.4 menunjukkan bahwa dimensi lereng dibawah garis putus-putus adalah tidak longsor, garis putus-putus dibuat hanya berdasarkan studi kasus dari lereng di batuan keras dan dibuat secara optimistik. Sehingga grafik stabilitas ini belum jelas batasan jenis batuannya dan bersifat informasi saja, tidak dapat dipergunakan sebagai grafik untuk menilai stabilitas lereng.

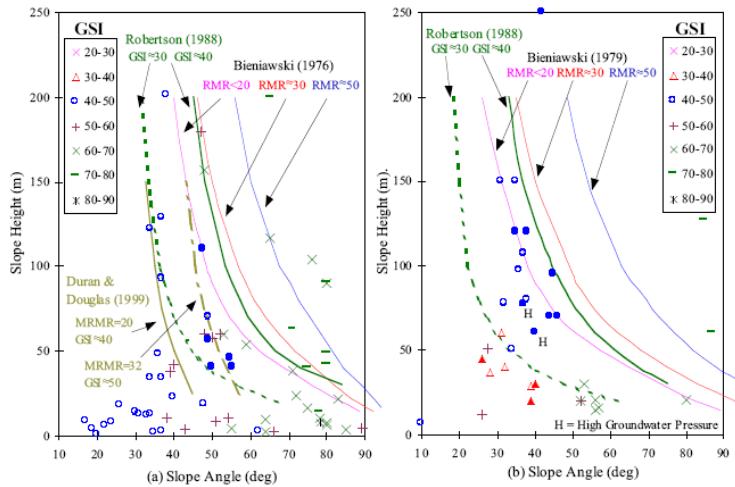


Gambar IX.4. Hubungan tinggi terhadap sudut lereng
(Hoek & Bray, 1981)

G. Grafik Stabilitas Lereng Robertson (1988)

Duran & Douglas (1999) membuat hubungan hasil studi kasus yang dikumpulkan oleh **Robertson (1988)** untuk kasus lereng di batuan lemah di tambang bijih tembaga

terhadap kekuatan geser berdasarkan hasil klasifikasi RMR (**Bieniawski, 1976**), yaitu hasilnya menunjukkan bahwa dengan kekuatan hasil RMR hasil perhitungan faktor keamanan terlalu tinggi (Gambar II.37) sehingga untuk menentukan kekuatan geser menggunakan metode analisis balik. Hasil perhitungan **Robertson (1988)** oleh **Duran & Douglas (1999)** jika kekuatan geser dihitung berdasarkan GSI hasilnya setara dengan nilai GSI 30 dan 40 (**Hoek & Brown, 1997**).



Gambar IX.5. Hubungan tinggi dan sudut lereng pada batuan lemah tambang bijih untuk kondisi kering dan jenuh (**Durran & Douglas, 1999**)

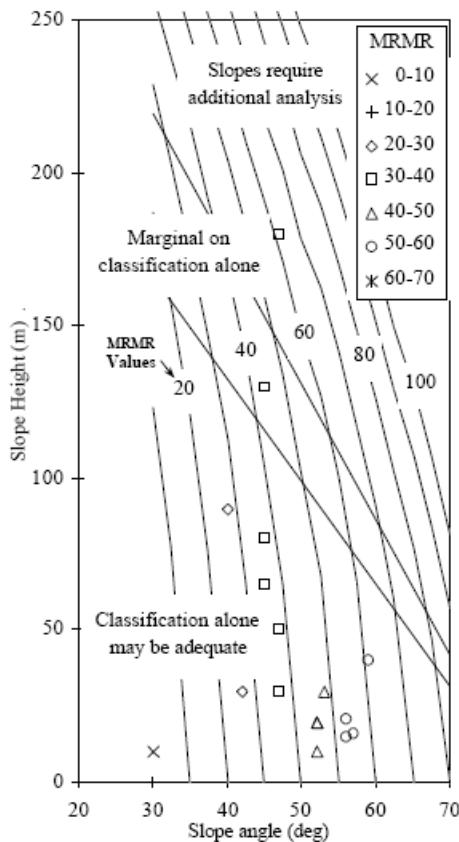
Grafik IX.5 menunjukkan bahwa tinggi lereng dapat mencapai 200 m, disini menunjukkan bahwa pengambilan tinggi terlalu optimis dan menganggap bahwa semua batuan lemah akibat pelapukan, serta pengambilan garis membagi

berdasarkan pendekatan empirik. Sehingga jika grafik ini digunakan sebagai salah satu metode pengambilan keputusan maka dipastikan hasilnya akan kurang tepat. Sementara hasil karakterisasi massa batuan di batuan lunak tambang batubara di Tutupan memiliki GSI antara 45 hingga 65.

H. Grafik Stabilitas Lereng Haines & Terburgge (1991)

Grafik stabilitas **Haines & Terburgge (1991)** yang diperbarui oleh **Duran & Douglas (1999)** dikembangkan dari pengamatan lereng di tambang bijih (Gambar IX.6).

Grafik stabilitas **Haines & Terburgge (1991)** dalam menghitung faktor keamanan menggunakan grafik stabilitas lereng tak berdimensi **Hoek & Bray (1981)** nomor 3. Dengan demikian grafik stabilitas tersebut bukan merupakan sebuah grafik pengembangan yang baru tetapi berupa grafik hasil pengamatan.



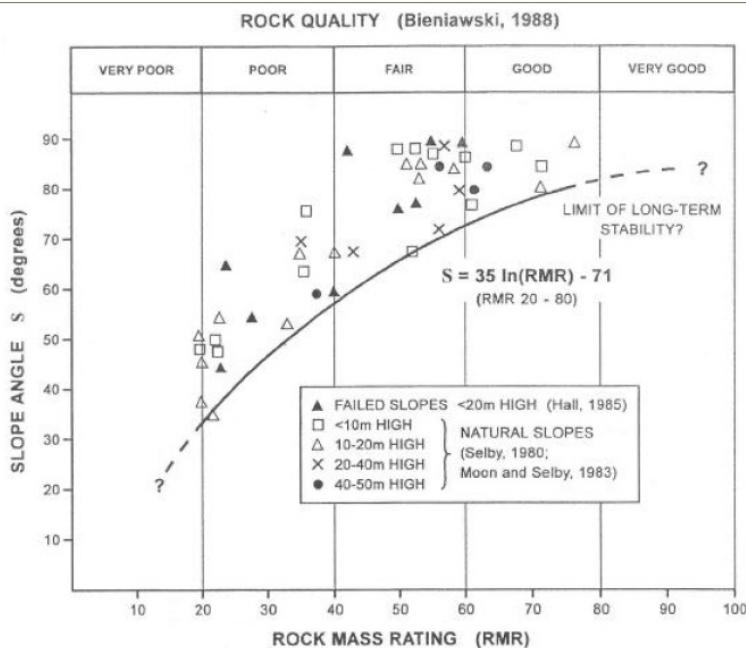
Gambar IX.6. Grafik Stabilitas Lereng **Haines & Terburgge (1991)**

Grafik stabilitas lereng **Haines & Terburgge (1991)** dikembangkan di tambang bijih dan pada grafik ini garis-garis batas MRMR terhadap tinggi dan sudut lereng berdasarkan pengamatan lereng tambang bijih tembaga di British Columbia. Sehingga apabila grafik ini akan diterapkan untuk menilai

lereng di tambang batubara pada daerah tropik akan memberi hasil yang tidak tepat.

I. Grafik Stabilitas Lereng (Orr, 1992)

Gambar IX.7 adalah grafik stabilitas lereng **Orr (1992)** berasal dari hasil **Selby (1980)** dan **Moon & Selby (1983)**. Grafik stabilitas lereng **Orr (1992)** diterapkan untuk massa batuan dengan RMR antara 20 hingga 77 untuk tinggi lereng tidak lebih dari 50 m, grafik ini telah memasukan parameter massa batuan yaitu RMR.



Gambar IX.7. Hubungan antara RMR terhadap sudut lereng (Orr, 1992)

Kekurangan grafik stabilitas lereng **Orr (1992)** ini adalah bahwa pembuatan grafik berdasarkan hasil pengamatan lereng asli (natural) yang terdapat di negara gurun (**Selby, 1980; Moon & Selby, 1983**) dan daerah dingin (New Zealand) serta lereng dari batuan beku yaitu batu granit. Dengan demikian grafik stabilitas **Orr (1992)** jika diterapkan untuk menilai lereng pada batuan sedimen dan bukan lereng asli tetapi lereng akibat penggalian, hasil penilaian stabilitas lereng akan tidak tepat.

Tabel II.5. menunjukkan bahwa grafik stabilitas lereng empirik dikembangkan berdasarkan tempat dan kasus secara khusus, contoh di tambang bijih terdapat ada dua grafik untuk batuan keras dan batuan lunak, demikian juga grafik tak berdimensi. Sehingga perlu dikembangkan sebuah grafik stabilitas untuk batuan sedimen di tambang batubara di daerah tropik. Pada grafik stabilitas yang dikembangkan oleh **Saptono dkk (2010)** dan **Kramadibrata, dkk (2011)** adalah grafik tak berdimensi secara intergrasi mulai penentuan kohesi, sudut gesek dalam dan penentuan faktor keamanan lereng tunggal.

Tabel IX. Matrik perbedaan parameter pada grafik stabilitas lereng tak berdimensi dan empirik

Parameter	Tak Berdimensi				Empirik				
	Hoek & Bray (1981)	Michałowski (2002)	Li dkk. (2008)	Saptono (2011)	Hoek & Bray (1981)	Robertson (1988)	Haines & Terburgge (1991)	Orr (1992)	Duran & Douglas (1999)
Tanah	✓	✓				✓	✓	✓	✓
Batuhan			✓	✓					✓
Batuhan keras			✓				✓	✓	
Batuhan lunak			✓			✓		✓	✓
Massa batuan			✓	✓		✓	✓	✓	✓
Batuhan utuh	✓	✓		✓					
Spesifik RMR/ GSI/MRMR			GSI, 0 sampai dengan 100	RMR, 20 sampai dengan 70	GSI, 30 dan 40	MRMR, 20 sampai dengan 100	RMR, 20 sampai dengan 75	RMR, 20 sampai dengan 75	GSI, 40 dan 50
Tinggi lereng	Tidak ada batasan	Tidak ada batasan	12 – 24 m	Sampai dengan 500 m	Sampai dengan 200 m	Sampai dengan 200 m	Tidak ada batasan	Sampai dengan 150 m	Sampai dengan 150 m
Sudut lereng	10 – 90°	15 – 90°	15 – 75°	20 – 60°	10 – 90°	10 – 70°	20 – 70°	10 – 90°	10 – 90°

Studi kasus	Tanah dan timbunan	Tanah	Batuannya beku di Tambang bijih	Batuannya sedimen di Tambang batubara	Tambang bijih dan kuari	Batuannya beku lapuk di Tambang bijih	Tambang bijih	Granit, lereng alamiah	Batuhan beku lapuk di Tambang bijih
Jenis lereng	Umum	Umum	Umum	Tunggal	Umum	Umum	Umum	Umum	Umum
Validasi	Tidak dijelaskan	Tidak dijelaskan	Model lereng $h = 1\text{ m}$	Model lereng sesuai yang ada di lapangan	Tidak dijelaskan	Tidak dijelaskan	Tidak dijelaskan	Tidak dijelaskan	Tidak dijelaskan
Iklim egara grafik dikembangkan	Non-tropik	Non-tropik	Non-tropik	Tropik	Non-tropik	Non-tropik	Non-tropik	Non-tropik	Non-tropik

Tabel II.5. (Lanjutan)

Hubungan Parameter	Tak Berdimensi				Empirik
Hoek & Bray (1981)	Michałowski (2002)	Li dkk. (2008)	Saptono (2011)	Hoek & Bray (1981)	Robertson (1988)
$\frac{\tan\phi}{FK}$	$\frac{K}{\tan\phi}$	$\frac{\sigma_c}{\gamma h FK}$	$\frac{T \tan\phi}{FK}$		Haines & Terburgge (1991)
$b = \text{sudut lereng}$				h	h
$c = \text{kohesi}$					h
$\varphi = \text{sudut gesek dalam}$	$\frac{c}{\gamma h FK}$	$\frac{c}{\gamma h \tan\phi}$	c	$\gamma h \tan\phi$	
$\gamma = \text{bobot isi}$			m_i	β	β
$r_u = \text{tekanan air pori}$					β
$\sigma_c = \text{kuat tekan}$		$\frac{c}{\gamma h \tan\phi}$			

$m_i =$	β	GSI	β	RMR	MRRR	RMR	RMR
massa batuan	β	r_u	β	c	GSI		GSI
RMR = Rock Mass							
Rating				σ_c			
GSI = Geological Strength Index					RMR		
MRRR = Modified Rock Mass Rating						φ	
Kriteria runtuh	Mohr-Coulomb	Mohr-Coulomb	Hoek & Brown	Mohr-Coulomb			

BAB X

ANALISIS DIMENSI

Analisis dimensi digunakan untuk menyelesaikan masalah teknik di berbagai bidang, terutama di bidang mekanika fluida dan transfer panas. Penerapannya tergantung dari variable dimensi yang mempengaruhi masalah. Tahapan untuk menyelesaikan dengan metode analisis dimensi dengan mengelompokkan besaran-besaran yang penting ke dalam parameter-parameter tak berdimensi maka memungkinkan untuk mengurangi jumlah variabel yang muncul.

Pankhurst (1964) menggunakan analisis dimensi untuk mempelajari mekanika material yang berhubungan dengan deformasi elastis dan getaran pada struktur yang kompleks. **Roxborough & Eskikaya (1974)** menggunakan analisis dimensi untuk menetapkan kriteria pemodelan untuk pengujian model skala sistem produksi batubara. **Whittaker & Reddish (1989)** untuk pemodelan amblesan dan **Kramadibrata (1996)** menggunakan untuk menurunkan model matematik penggalian dengan sistem alat gali kontinu.

A. Unit Dimensi

Unit dimensi di mekanika terdiri dari massa dan waktu, yang berhubungan dengan hukum Newton kedua, yaitu persamaan [10.1]

$$F = ma \quad \dots [10.1]$$

Keterangan: F = gaya, m = massa, dan a = percepatan

Pada saat melakukan pekerjaan yang berkenaan dengan fisik maka akan terjadi besaran yang berhubungan dengan massa, panjang dan waktu, sehingga Hukum Newton kedua pada persamaan [10.1] berubah menjadi persamaan dimensi [10.2] yaitu:

$$F = MLT^{-2} \quad \dots [10.2]$$

Keterangan: M = dimensi massa, L = dimensi panjang dan T = dimensi waktu.

B. Teorema Buckingham π

Teorema Buckingham π menyatakan bahwa masalah fisik yang mengandung kuantitas besaran fisik, n dan kuantitas berulang, k dapat direduksi menjadi persamaan tak berdimensi $n - k$. Apabila kuantitas besaran fisik terdiri dari $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$, maka untuk dapat menyelesaikan kuantitas besaran fisik harus mempunyai unit dimensi. Bentuk persamaan kuantitas besaran fisik yaitu: [10.3]

$$f(Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n) = 0 \quad \dots [10.4]$$

Keterangan: Q = besaran fisik, n = parameter ke n

Teorema Buckingham π , menjelaskan proses mereduksi persamaan kuantitas besaran fisik menjadi persamaan tak berdimensi. Adapun prosedurnya adalah sebagai berikut :

- Menetapkan sejumlah bentuk π dengan persamaan $n-k$.

- Memilih kuantitas berulang dengan ketentuan sebagai berikut :
 - kuantitas berulang harus mencakup semua dimensi dasar,
 - kuantitas bebas tidak digunakan sebagai variabel berulang,,.
 - mudah ditentukan melalui eksperimentasi.
- Tentukan nilai π untuk bentuk Q yang berbeda (tidak termasuk variabel berulang).
- Cari nilai pangkat dalam masing-masing bentuk π .
- Susun kembali persamaan dalam bentuk π .

Persamaan [2.46] selanjutnya direduksi menjadi persamaan tak berdimensi dalam bentuk fungsi π , yaitu kuantitas besaran fisik Q dikurangi dengan kuantitas berulang menjadi n-k variabel tak berdimensi sehingga menjadi persamaan [10.5]

$$f(\pi_1, \pi_2, \pi_3, \dots \pi_{n-m}) = 0 \quad \dots [10.6]$$

Pada metode analisis dimensi untuk analisis stabilitas lereng untuk menentukan jumlah kuantitas besaran fisik didasarkan pada faktor penahan dan faktor penggerak pada lereng dan pada tiga kriteria, yaitu kriteria kekuatan, kriteria sifat fisik dan kriteria geometri. Pada penelitian ini dipilih 10 kuantitas besar fisik. yaitu kuat tekan uniaksial (σ_u), kohesi (c), sudut gesek dalam (ϕ), luas contoh uji (A), frekuensi joint per meter (jF), dan *Rock Mass Rating* (RMR) mewakili kriteria kekuatan ; bobot isi (γ), kadar air (w) dan *slake durability* (sd) mewakili kriteria sifat fisik; dan tinggi lereng tunggal

(h) mewakili kriteria geometri. Fungsi kuantitas besaran fisik tersebut dapat ditulis sebagai persamaan [10.7] yaitu,

$$f(h, \gamma, w, sd, \sigma_c, c, \tan \phi, A, jF, RMR) = 0 \quad \dots[10.7]$$

C. Produk Tak Berdimensi

Seperti yang disebutkan sebelumnya, maka selanjutnya diperlukan proses pereduksian persamaan sehingga dengan asumsi bahwa $n = 10$ kuantitas besaran fisik, $k = 3$ kuantitas besaran fisik berulang, maka $n - k = 7$ produk tak berdimensi, sehingga menjadi persamaan [10.8] yaitu:

$$f = (\pi_1, \pi_2, \pi_3, \pi_4, \pi_5, \pi_6, \pi_7) \quad \dots[10.8]$$

Berdasarkan persamaan [10.8], untuk memperoleh masing-masing π perlu disusun 4 kuantitas besaran fisik lereng yang terdiri tiga kuantitas besaran fisik berulang dan satu kuantitas besaran fisik lereng, misal, π_3 adalah produk tak berdimensi terkait dengan kohesi, yaitu hubungan σ_c , h , γ , dan c . Hasil penurunan persamaan [2.49] adalah produk tak berdimensi dari π_1 sampai π_7 yaitu persamaan [10.9] - [2.15],

$$\pi_1 = f(\sigma_c, h, \gamma, w) \quad \dots[10.9]$$

$$\pi_2 = f(\sigma_c, h, \gamma, sd) \quad [10.10]$$

$$\pi_3 = f(\sigma_c, h, \gamma, c) \quad [10.11]$$

$$\pi_4 = f(\sigma_c, h, \gamma, \tan \phi) \quad [10.12]$$

$$\pi_5 = f(\sigma_c, h, \gamma, A) \quad [10.13]$$

$$\pi_6 = f(\sigma_c, h, \gamma, w, jF) \quad [10.14]$$

$$\pi_7 = f(\sigma_c, h, \gamma, RMR) \quad [10.15]$$

Persamaan fungsi tak berdimensi mempunyai bentuk persamaan fungsi *power* dengan koefisien pangkat a, b, dan c. Koefisien pangkat ini akan dihitung dengan menggunakan metode matrik. Contoh persamaan tak berdimensi menjadi persamaan fungsi *power* [10.11],

$$\pi_3 = \sigma_c^a h^b \gamma^c RMR \quad ...[10.11]$$

Bentuk persamaan umum produk tak berdimensi [10.12] adalah:

$$\pi_{n-k} = Q_1^{an-k} Q_2^{bn-k} Q_3^{cn-k} A_4 \quad ... [10.12]$$

D. Pengembangan Grafik Stabilitas Lereng untuk Batuan Lunak

Hasil tinjauan kedua grafik **Hoek & Bray (1981)** dan **Li dkk. (2008)** bahwa grafik **Hoek & Bray (1981)** tidak dijelaskan jenis contoh batuan, tidak ada faktor skala, tidak ada parameter massa batuan dan diterapkan untuk tanah dan timbunan. Sedangkan, Grafik **Li dkk. (2008)** menerapkan kriteria runtuh **Hoek & Brown (2002)** yang dikembangkan dari contoh batuan beku dan berasal dari negara non-tropik dan sangat cocok diterapkan untuk tambang bijih.

Sehingga, berdasarkan kekurangan grafik stabilitas lereng **Hoek & Bray (1981)** dan **Li dkk. (2008)** maka perlu dikembangkan grafik stabilitas lereng untuk batuan lunak di tambang terbuka batubara dengan menggunakan analisis dimensi dalam menghubungkan parameter hasil pengujian, karakterisasi massa batuan dan hasil uji geser insitu.

Grafik stabilitas lereng yang dikembangkan akan diterapkan untuk lereng tunggal massa batuan. Grafik tersebut terdiri dari tiga grafik yaitu, grafik penentuan kohesi massa batuan terhadap RMR, grafik penentuan sudut gesek dalam massa batuan terhadap RMR dan grafik penentukan faktor keamanan (FK) lereng tunggal massa batuan. Parameter untuk menghitung FK adalah RMR, σ_c , c, ϕ , h dan β .

DAFTAR PUSTAKA

- Adachi, T. and Oka, F. (1995): *An elasto-plastic constitutive model for soft rock with strain softening*. Int. J. Numerical and Analytical Methods in Geomechanics: 19, 233-247.
- Aufmuth, R.E. (1973): *A Systematic Determination of Engineering Criteria for Rocks*, Bulletin of the Association of Engineering Geology 11, 235-45.
- Bandis, S. (1990): *Scale effects in the strength and deformability of rocks and rock joints*, Proc. The 1st Intl. Workshop on scale effects in Rock masses, Edited by Cunha, P.A. Luen, Norway 59-76.
- Bandis, S., Lumsden, A.C. and Barton, N.R. (1981): *Experimental Studies of Scale Effects on the Shear behavior of Rock Joints*, International Journal Rock Mechanics, Mining, Science and Geomechanics, Vol. 18., Pergamon Press Ltd., pp. 1 – 21.
- Barroso, A. (1966): Contribution to Theme B. Proc. 1st. Intl. Congr. Of ISRM, Lisbon, Vol. 3. pp. 588-591.
- Barton, N. and Stephansson (1990): *Rock Joint Review of Predictive Capabilities of JRC-JCS Model in Engineering Practice*, Proc. Intrnl. Symp. On Rock Joint, Leon, Norway.
- Barton, N.R. (1973): *Review of a New Shear Strength Criterion for Rock Joint*, Engineering Geology, Elsevier, Vol. 7. pp. 287 – 332.
- Barton, N.R. (1976): *The shear strength of rock and rock joints*, Intl. J. Rock Mech. Min. & Sci. Vol. 13: 255-279.

- Bernaix, J. (1974), General Report on Theme 1. 3rd ISRM Congr., Vol. 1 Denver.
- Bieniawski, Z.T. (1967): Mechanism of Brittle Fracture of Rock, Int. J. Rock Mech Min Sci., 4. Pp. 395 – 435.
- Bieniawski, Z.T. (1968): *The Effect of Specimen Size on The Strength of Coal*, International Journal on Rock Mechanics and Mining Sciences & Mechanics Abstracts, V. 5 n. 4, 325-335.
- Bieniawski, Z.T. (1973): *Engineering Classification of Jointed Rock Masses*, Trans. S. Afr. Inst. Civ. Eng. 15. pp. 335 – 344.
- Bieniawski, Z.T. (1989): *Engineering Rock Mass Classifications*, John-Wiley, New York.
- Bieniawski, Z.T. and Orr, C.M. (1976): *Rapid Site Appraisal for Dam Foundation by Geomechanics Classification*, 12th ICOLD, Mexica, Q46. R32.
- Bishop, A.W. and Morgenstern (1960): *Stability Coefficients for Earth Slopes*, Geotechnique, 10. pp. 129-150.
- Bishop, A.W., Webb, D.L. and Lewin, P.I. (1965): *Undisturbed Samples of London Clay from Ashford Common Shaft: Strength effective Stress Relationships*, Geotechnique, Vol. 15, pp. 1-31.
- Brace, W.F., Paulding, B.W. and Scholz, C. (1966): *Dilatancy in the Fracture of Crystalline rocks*, J. Geophys. Res., 71, pp. 3939 – 3954.
- Brady, B.H.G. and Brown, E.T. (1985): *Rock Mechanics for Underground Mining*, George Allen and Unwin, London.
- Catur, G., Kramadibrata, S. dan Rai, M.A. (2002): *Analisis Perilaku Rayapan Batu Lempung dengan Uji Rayapan Geser Langsung di Laboratorium*, Pertemuan Tahunan

- Perhimpunan Ahli Tambang Indonesia (Perhapi), Yogyakarta.
- Charrusa-Graca, J. (1985): *Heterogeneity and Scale Effects* (in Portuguese), Research program Lisbon, LNEC.
- Chen, Z. (1995): *Recent Development in Slope Stability Analysis*, ISRM International Congress on Rock Mechanics, Tokyo, ISRM. Vol. 3, pp. 1041 – 1048.
- Chiu, H.K. and Johnstone, I.W. (1980): *The Effects of Drainage Conditions nad Confining pressures and The Strength of Melbourne Mudstone*, Proc. 3rd ANZ Conf. on Geomech., Wellington, Vol. 1. pp. 185-189.
- Cunha, P.A. (1990): *Scale effects in Rock Masses*, Proc. The 1st Intl. Workshop on scale effects in Rock masses, Edited by Cunha, P.A. Luen, Norway 3-30.
- Daroji, M. (2000): *Efek Skala Pada Kuat Geser Batuan Utuh dan Pengaruhnya Pada Selubung Kekuatan Mohr – Coulomb*, Tugas Akhir, ITB, Bandung.
- Deere, D.U. and Miller, R.P. (1966): *Engineering Classification and Index Properties for Intact Rocks*, Technical Report, Air Force Weapons Laboratory, New Mexico, AFNL-TR. 65-116.
- Donath, F.A. (1972): *Effects of cohesion and granularity on deformational behaviour of anisotropic rock*. Studies in Mineralogy and Precambrian Geology (eds B. R. Doe and D. K. Smith), Geol. Soc. Am. Memoir 135: 95–128.
- Duran, A, and Douglas, K. (1999): *Do slopes designed with empirical rock mass strength criteria stand up?* Proceeding ISRM 9th International Congress on Rock Mechanics, Paris, 1, pp. 87-90, Balkema, Rotterdam.

- Dwinagara, B. (2006): *Penentuan Kekuatan Jangka Panjang Massa Batuan Dengan Metode Tidak Langsung dari Hasil Pengukuran dan Pengujian Insitu*, Disertasi, ITB, Bandung.
- Edmond, J.M. and Paterson, M.S. (1972): *Volume Changes during The Deformation of Rocks at High Pressures*, Int. Journ. Rock Mech. Min. & Sci., Vol. 9, pp. 161-182.
- Fecker, E. and Rengers, N. (1971): *Measurement of Large Scale Roughness of Rock Planes by Means of Profilograph and Geological Compass*, Proc. Int. Symp. On Rock Failure, Nancy (ISRM) Paper 1-18.
- Gökçeoglu, C. and Aksoy, H. (2000): *New Approaches to The Characterization of Clay-Bearing, densely Jointed and Weak Rock Masses*. Engineering Geology 58, 1-23.
- Golder Associater (2010): *PT. Adaro Indonesia – Tutupan Mine – Section 10A (7000N) – Design Advice – Adaro Proposed Mine Plan 2010*, RN. 098712007.
- Golder Associates (2004): *Preliminary Results of First in Pit Well Trial and Review of Robotic Theodolith Trial*.
- Golder Associates (2004): *Tutupan Coal Mine Geotechnical Status Report*.
- Golder Associates (2009): *Trial Pressuremeter to Obtain Material Strength Parameters Tutupan and Wara Coal Mines South Kalimantan*, RN. 098712007
- Goodman, R.E. (1970): *The Deformation of Joint, in Determination of The Insitu Modulus of Deformation of Rock*, ASTM STP 477 pp. 174 – 179.
- Goshtasbi, K., Ahmadi, M., and Seyedi, J., (2006): *Anisotropic strength behaviour of slates in the Sirjan-Sanandaj zone* The South African Institute of Mining and Metallurgy.

- Goudie, A.S. (2006): *The Schmidt Hammer in Geomorphological Research*, Progress in Physical Geography 30. 6. pp. 703-718.
- Goudie, A.S., Migon, P., Allison, R.J. and Rosser, N. (2002): *Sandstone Geomorphology of The Al-Quwayra Area of South Jordan*, Zeitchrift für Geomorphologie 46, 365-90.
- Grasselli, G. (2001): *Shear Strength of Rock Joints Based on Quantified Surface Description*, Geophysical Technology Department, Sandia National Laboratories, New Mexico, USA.
- Griffith, A.A. (1921): *The Phenomena of Rupture and Flow in Solids*, Philosophical Transaction of Royal Society, A 221. pp. 163 – 198.
- Griffith, A.A. (1925): *The Theory of Rupture*, Proceeding of 1st Institutional Congress of Applied Mechanics, Delft. Biezeno and Burgers ed. Waltman, pp. 55 – 63.
- Haines, A. and Terburgger, P.J. (1991): *Preliminary Estimation of Rock Slope Stability Using Rock Mass Classification System*, Proc. 7th Int. Society Rock Mechanics (Herausgeber ed.) Aachen. Vol 2 pp. 887 – 892.
- Haramy, K.Y. and de Marco, M.J. (1985): *Use of Schmidt Hammer for Rock and Coal Testing*, In. Proc. 26th U.S. Symp. Rock Mech. Rapid City, SD (edited by. E. Ashworth) Rotterdam, pp. 549 – 555.
- Hayakawa, Y. and Matsukura, Y. (2003): *Recession Rates of Waterfalls in Boso Peninsula, Japan, and A Predictive Equation*, Earth Surface Processes and Landforms 28, 675-84.
- Herget, G. (1988): *Stresses in Rock*, A.A. Balkema Publ: 179p.

- Herryal, Z.A., Shimada, H., Ichinose, M., Matsui, K., Zulfahmi, M.F., (1999): *Study on The Application of Rock Bolting Technology in Ombilin and Ikeshima Coal Mine*, Ed. Matsui K., and Shimada, H. Japan-Korea Joint Symposium on Rock Engineering, Fukuoka, Japan.
- Herryal, Z.A. (2000): *Study on the progression and control of rock strength deterioration due to water*, Ph.D. Dissertation, Department of Earth Resources Engineering, Kyushu University.
- Hoek, E. (1994): *Strength of Rock and Rock Masses*, ISRM News Journal, 2 No. 2, 4-16.
- Hoek, E. (2000): *Rock Engineering*, Course Notes by Evert Hoek ([Downloaded from www.rockscience.com](http://www.rockscience.com))
- Hoek, E. and Bray, J.W. (1981): *Rock Slope Engineering*, Institution of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1980): *Underground Excavation in Rock*, The Institute of Mining and Metallurgy, London.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1988): *The Hoek-Brown Failure Criterion – a 1988 Update*, Proceedings of the 15th Canadian Rock Mechanics Symposium, Toronto.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (1997): *Practical Estimates of Rock Mass Strength*, International Journal Rock Mechanic & Mining Science and Geomechanic Abstract. 34(8) p. 1165 – 1187.
- Hoek, E. and Brown, E.T. (2002): *A Brief history of The Development of The Hoek-Brown failure Criterion*, Accessed through the Program RocLab.
- Hoek, E., Carranza, T.C. and Corkum, B. (2002): *Hoek-Brown Failure Criterion – 2002 ed.*, Accessed through the Program RocLab.

- Hoek, E., Kaiser, P.K. and Bawden, W.F. (1995): *Support of Underground Excavation in Hard Rock*, A.A. Balkema, Rotterdam.
- Hoek, E., Wood, D. and Shah, S. (1992): *A Modified Hoek-Brown Criterion For Jointed Rock Masses*, Proc. rock characterization, symp. Int. Soc. Rock Mech.: Eurock '92, (J. Hudson ed.). 209-213.
- Horino, F.G. and Ellicksone, M.L.A., (1970): *Method of estimating the strength of rock containing planes of weakness*, no.7449. US Bureau mines, report investigation.
- Horkel, A. (1990): *On The Plate-Tectonic Setting of The Coal Deposits of Indonesia and The Philippines*, Mitt. oster. Geol. Ges., pp. 119 – 133. Vienna.
- Hudgson, K. and Cook, N.G. (1970): *The Effects of Size and Stress Gradient on The Strength of Rock*, Proc. 2nd ISRM Congr. Belgrade.
- Hustrulid, W.A. (1976): *Review of Coal Strength Formula*, Rock Mech., Vol 8.
- Il'Nitskaya, E.I. (1969): *Effect of Rock-Specimen Size on Mechanical Properties in Shear Tests*, in Mechanical Properties of Rocks, pp. 56-63.
- Indraratna, B. (1990): *Development and Applications of A Synthetic Material to Simulate Soft Sedimentary Rocks*, Geotechnique, Vo. 40. No.2. pp. 189-200
- ISRM (1981): *Rock Characterization Testing and Monitoring ISRM Suggested Method*. E.T. Brown (Ed). Pergamon Press. 5 – 30.
- ISRM Suggested Methods (1976): *Quantative Description of Discontinuities*, Int.J. Rock Mech. Sc. & Geomech. Abstrc. 15. 319 – 368.

- Janbu, N. (1954): *Stability Analysis of Slopes with Dimensionless Parameter*, D.Sc. thesis, Harvard University, Cambridge, MA.
- Johnstone, I. W. (1991): *Discussion on The Development and Applications of A Synthetic Material to Simulate Soft Sedimentary Rock*, Geotchnique, Vol. 41. No. 1, pp. 165 – 167.
- Johnstone, I.W. (1991): *Geomechanics and The Emergence of Soft Rock Technology*, Australian Geomechanics.
- Johnstone, I.W. and Choi, S.K. (1986): *A Synthetic Soft Rock for Laboratory Model Studies*, Geotechnique, Vo. 36. No.2. pp. 251-263.
- Johnstone, I.W., Williams, A.F. and Chiu, H.K. (1980): *Properties of Soft Rock Relevant to Socketed Pile Design*, International Conference on Structural Foundations on Rock, Sydney, pp. 55-64.
- Kaczynski, R.R. (1986): *Scale Effect during Compressive Strength Tests of Rocks*, Proc. 5th Int. Congress of IAEG, Buenos Aires: 371-373.
- Kimishima, H. (1970): *A Study of Failure Characteristics of Foundation Rock Through A Series of Test Insitu*, Rock Mech, in Japan, Vol 1. 91-93.
- Kramadibrata, S. (1996): *The Influence of Rock Mass and Intact Rock Properties on The Design of Surface Mines with Particular Reference to The Excavatability of Rock*, Ph. D. Thesis, Curtin University of Technology.
- Kramadibrata, S. and Jones, I.O. (1993) : *Size Effect on Strength and Deformability of Brittle Intact Rock, Scale Effects in Rock Masses*, Proc. of the Second International Workshop on Scale Effects in Rock Masses, Lisbon, Portugal, (ed. A. Pinto Da Cunha), A.A. Balkema, Rotterdam.

- Kramadibrata, S. and Wattimena, R.K. (1996): *Determination of Scale Effect on Unconfined Compressive Strength and Indirect Uniaxial Tensile Strength (Brazilian Tensile Strength) as An Input Data for Designing Stability of An Underground Opening*, OPF ITB, No.18012197.
- Kramadibrata, S. Hindarto, H. and Sularmo, W. (2002): *The Role of Time Dependent Analysis to Improve Environmental Management System in Mine Closure Plan in Open Pit Mine*, UNEP/SETAC/APEC–GEMEED/ICMM/NRCan, April 15 to 17, 2002, Montreal, Canada.
- Kramadibrata, S., Matsui, K., Rai, M.A., and Shimada, H. (2001) : *Properties of Soft Rocks with Particular Reference to Indonesian Mining Conditions*, 2nd Asian Rock Mechanics Symposium – ISRM Symposium, Beijing.
- Kramadibrata, S., Rai, M.A., Simangunsong, G.M., Arief, I. and Setiawan, I. (2000) : *The Influence of Water Content on Strength Characteristic of Sandstone Subject to Triaxial Test*, Proceedings 19th International Conference on Ground Control in Mining (ed. Peng, S.S. and Mark, C.), pp. 372 – 377, Lakeview Resort and Conference Center, Morgantown, WV, USA.
- Kramadibrata, S., Saptono, S., Sulistianto, B. and Wattimena, R.K. (2011a): *Penentuan Kriteria dan Prosedur Analisis Stabilitas Lereng Batuan Lunak di Tambang Terbuka Batubara*, DIPA – Dikti, Pameran Poster, ITB, Bandung.
- Kramadibrata, S., Saptono, S., Sulistianto, B. and Wattimena, R.K. (2011b): *Pengujian Geser Langsung Skala Besar di Lapangan*, Riset – KK ITB, Pameran Poster, ITB, Bandung.

- Kramadibrata, S., Saptono, S., Wattimena, R.K., and Simangunsong, G.M. (2011c): *Developing A Slope Stability Curve of Open Pit Coal Mine by Using Dimensional Analysis Method*, ISRM, Beijing.
- Kramadibrata, S., Saptono, S., Wicaksana, Y. and Prasetyo H. S. (2009): *Soft Rock Behavior with Particular Reference to Coal Bearing Strata*, The 2nd International Symposium of Novel Carbon Resources Science, Earth Resource Science and Technology, Joint Symposium Kyushu University – Institut Teknologi Bandung.
- Kramadibrata, S., Wattimena, R.K., Sulistianto, B., Simangunsong, G.M. and Tobing, A. (2007): *Study on Shear Strength Characteristic of Coal Bearing Strata*, International Congress. Society of Rock Mech. Lisbon, Portugal.
- Ladanyi, B. and Archambault, G. (1970): *Simulation of Shear Behavior of a Jointed Rock Mass*, Proc. 11th Symposium on Rock Mechanic, Published By AIME, New York. pp. 105 – 125.
- Ladanyi, B. and Archambault, G. (1980): *Direct and Indirect Determination of Shear Strength of Rock Mass*, In Preprint No. 80-25, A.I.M.E. Annual Meeting (Las Vegas, Nevada, February, 1980).
- Lama, R.D. and L.P. Gonano. (1976): *Size Effects Considerations in The Assessment of Mechanical Properties of Rock Masses*, In: proceedings of the Second Symposium on Rock Mechanics, Dhanbad.
- Lama, R.D. and Vutukuri, V.S. (1978): *Handbook on Mechanical Properties of Rock*, Vol. III – IV, Trans Tech Publication, Clausthal, Germany.

- Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1979): *Soil Mechanics*, SI Version, Wiley, New York.
- Laubscher, D.H. (1977): *Geomechanics Classification of Jointed Rock Masses – Mining Application*, Trans. of The Institution of Mining and Metallurgy, Section A, Mining Industri, 86(Jan). pp. A1 – A8.
- Li, A.J., Merifield, R.S. and Lyamin, A.V. (2008): *Stability Charts for Rock Slopes Based on The Hoek-Brown Failure Criterion*, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences 45 (2008) 689 – 700.
- Lin, Y. (1998): *An Introduction of The Chinese Standard for Engineering Classification of Rock Mass*, In Advances in Rock Mechanics (Lin ed.), World Scientific Publishing Co., Singapore, pp. 317-327.
- Londe, P. (1973): *The Role of Rock Mechanics in The Reconnaissance of Rock Foundations*, Qly J. Engng Geol., Vol 6/1.
- Lundborg, N. (1967): *The Strength-Size Relation of Granite*, Int. J. Rock Mechanics, Vol. 4. 269-272.
- Maekawa, H. and Miyatika, K. (1983): *Mechanical Properties of Diatomaceous Soft Rock*. Pro. Jap. Soc. of Civ. engrs, No. 334, pp. 135-143.
- Marsland, A. (1971): *The Shear Strength of Still Fissured Clays*, Proc. Roscow Memorial Symp. Stress-Strain Behavior of Soils, Cambridge, pp. 59-68.
- McLamore, R. and Gray, K. E. (1967): *The mechanical behavior of anisotropic sedimentary rocks*. J. Eng. Ind., Trans. of the A.S.M.E. , 89, 62-67.

- Michałowski, R.L. (2002): *Stability Charts for Uniform Slopes*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128. No.4.
- Mogi, K. (1962): *The Influence of The Dimensions of Specimens on The Fracture Strength Of Rocks*, Bull earthquake. Res. Inst., 40: 175-185.
- Moon, B.P. and Sleby, M.J. (1983): *Rock Mass Strength and Scraper Forms in Southern Africa*, Geografisika Annaler. Ser. A, 65:135 – 145.
- Muratha, J. and Cunha, P.A. (1990): *About LNEC Experience on Scale Effects in The Mechanical Behaviour of Joints*, Proc. The 1st Intl. Workshop on scale effects in Rock masses, Edited by Cunha, P.A. Luen, Norway 131-148.
- Nakamura, S.T. (1949): *On Visco-Elastic Medium*. Sci. Rep. Tokyo Univ., 5th Series Geophysics, Vol. 1. No. 2, pp. 91-95.
- Newland, P.L. and Alley, B.H. (1957): *Volume Changes in Drained Triaxial Tests on Granular Material*. , Geotechnique, Vol. 7, pp. 17 – 34.
- Novello, E.A. (1988): *Geomechanics and The Critical State*, Ph.D. Thesis, Monash University, Melbourne.
- Nylund, L. (2011): *Non-Linear Least Square Regression – Curve Fit*, Institute of Mathematics and statistics, <http://www.math-solutions.org>
- O’Roerke, J.E. (1989): *Rock Index Properties for Geo-Engineering, Underground Development*, Mining Engineering 106-10.
- Orr, C.M. (1992): *Assessment of Rock Slope Stability Using The Rock Mass Rating (RMR) System*, The AusIMM. Proceeding, 297(2), pp. 25 – 29.

- Orr, C.M., Swindells, C.F. and Windsor, C.R. (1991): *Open Pit Toppling Failures: Experience Versus Analysis*, In Computer Methods and Advanced in Geomechanics, Proceeding 7th Int. Conf. pp. 505 – 510.
- Pankhurst, R.C. (1964): *Dimensional Analysis and Scale Factor*, Chapman & Hall Ltd. London.
- Patton, F.D. (1966): *Multiple Modes of Shear failure in Rock*, In. Proc. 1st International Congress on Rock Mechanics (Lisbon), Vol. 1, pp. 509 – 513.
- Pratt, H.R., Black, A.D. and Brace, W.F. (1972): *Friction and Deformation of Jointed Quartz Diorite*, Proc. 3rd Cong. of Int. Soc. Rock Mech., Denver Colorado, Vol. II. A: 306-310.
- Pratt, H.R., Black, A.D. and Brace, W.F. (1974): *The Effect of Specimen Size on The Mechanical Properties of Unjointed Diorite*, Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geom. Abst., Vol. 9. No. 4: 513-529.
- Priest, S.D. and Hudson, J.A. (1976): *Discontinuity Spacing in Rock*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 13, 135 – 148.
- Priest, S.D. and Hudson, J.A. (1981): *Estimation of Discontinuity Spacing and Trace Length Using Scanline Surveys*, International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts, 18, 183 – 197.
- Purwanto (2009): *Studi Efek Skala pada Uji Geser*, Tesis Magister, Program studi Teknik Pertambangan, ITB.
- Rai, M.A. dan Kramadibrata, S. (1999): *Mekanika Batuan*, Jurusan Teknik Pertambangan, Penerbit ITB.

- Rai, M.A., Adisoma, G.S., Watimena, R.K. dan Saptono, S. (2001): *Penggunaan Perilaku Massa Batuan Elasto-Visko-Plastik Untuk Analisis Kestabilan Lubang Bukaan Bawah Tanah*, Jurnal Teknologi Mineral, Vol. VIII No. 4/2001, FIKTM, ITB, Bandung.
- Rai, M.A., Kramadibrata, S. dan Wattimena, R.K. (2011): *Mekanika Batuan*, Penerbit ITB.
- Rismayanti (2010): *Studi Pengaruh Ukuran Contoh Batuan pada Uji Rayapan Geser di Laboratorium*, Tesis Magister, Program studi Teknik Pertambangan, ITB.
- Robertson, A.M. (1988): *Estimating Weak Rock Strength*, SME Annual Meeting, Phoenix, Arizona, Society of Mining Engineers, Preprint No. 88-145. pp. 1-5.
- Rocha, M. (1964): *Mechanical Behaviour of Rock Foundations in Concrete Dam*, Trana 8th Cong. Large Dam Edinburgh. Paper-44, Q.28. 785-832.
- Romana, M. (1985): *New Adjustment Ratings for Application of Bieniawski Classification to Slopes*, International Symposium on Role of Rock Mechanics, Zacatecas, Mexico, pp. 49 – 53.
- Romana, M. (1988): *Practice of SMR Classification for Slope Appraisal*, Proceeding 5th International Symposium on Landslides, Lausanne, pp. 1227 – 1231.
- Romana. M. (1993): *A Geomechanical Classification for Slopes: Slope Mass Rating*, John A. Hudson (editor), *Rock Testing and Site Characterization*, Vol 3, Pergamon Press, Oxford, New York.
- Roxborough, F.F. and Eskikaya, S. (1974): *Dimensional Considerations in The Design Criteria of A Scale Model for Coal-Face Production System Research*, Int. J. Rock Mech. Min Sci & Geomech. Abstr., Vol 11, pp. 129-137.

- Salcedo, D. (1983): *Macizos Rocosos: Caracterización, Resistencia al Corte y Mecanismo de Rotura*. Proc. 25. Aniversario Conferencia Soc. Venezolana de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Caracas. 143-172.
- Saptono, S. (2011): *Penentuan kekuatan geser jangka panjang batupasir dengan pendekatan perilaku rayapan geser visko-elastik*. Seminar Kebumian Nasional, FTM – UPN "Veteran" Yogyakarta. Yogyakarta.
- Saptono, S., Kramadibrata, S. and Sulistianto, B. (2010): *The Use of Rock Mass Characteristic for Assessing Slope Stability*, The 5th AUTOLE International Postgraduate Students Conference on Engineering, ITB, Bandung, Indonesia.
- Saptono, S., Kramadibrata, S., Sulistianto, B. dan Wattimena, K.R., (2008b): *Peranan Klasifikasi Massa Batuan Pada Perancangan Lereng Tambang Terbuka Penambangan Batubara, PT. Adaro Indonesia*, Proceeding TPT XVII – Perhapi. Juli 2008, Palembang.
- Saptono, S., Kramadibrata, S., Sulistianto, B. dan Wattimena, R.K. (2008c): *Perkiraan Potensi Kelongsoran Lereng Lowwall Penambangan Batubara Berdasarkan Hasil Pemantauan Inclinometer*, PT. Adaro Indonesia, Kursus dan Seminar Geoteknik, Nopember 2008, Diesemas ke 50 ITB.
- Saptono, S., Kramadibrata, S., Sulistianto, B. dan Wattimena, R.K. (2009): *Pengaruh Ukuran Contoh Terhadap Kekuatan Batuan*, Journal Teknologi Mineral, ITB.
- Saptono, S., Kramadibrata, S., Sulistianto, B., Wattimena, K.R., Nugroho, P., Iskandar, E. and Bahri, S., (2008a): *Low Wall Slope Monitoring By Robotic Theodolite System Likely to Contribute to Increased Production of Coal in*

PT. Adaro Indonesia, Proceeding 1st Southern Hemisphere International Rock Mechanics Symposium, Vol. 1, Potvin et al. eds. Perth. Australia.

Sayed, A.S. and Brechtel, C.E. (1976): *Experimental investigation of the effects of size on the UCS of Cedar City quartz diorite*, Proc. 17th US Symp. On rock mechanics, Snowbirds, Utha. 5D6-1-5D6-6.

Selby, M.J. (1980): *A Rock Mass Strength Classification for Geomeophics Purposes: With Tests From Antarctica and New Zealand*, Zeitschrift für Geomorphologie, N.F., 24(1), pp. 31 – 51.

Selby, M.J. (1981): *Controls on the Stability and Inclinations of Hillslopes Formed on Hard Rock*, Earth Surface Processes and Landforms, 7:449 – 467.

Singh, M.M. (1981): *Strength of rock. Physical properties of rock and materials*, New York.

Singh, R.N., Hassani, F.P. and Elkington, P.A.S. (1983): *The Application of Strength and Deformation Index Testing to The Stability Assessment of Coal Measures Excavation*, Proceedings 24th US Symposium on Rock Mechanics, Texas A&M University, 599-609.

Sjoberg, J. (1996): *Large Scale Slope Stability in Open Pit Mining – A Review*, Technical report, Devision of Rock Mechanics, Lulea University of Technology.

Skempton, A.W. (1961): *Effective Stress in Soils, Concrete and Rocks*, Proc. Conf. on Pore Pressure and Suction in Soils, London, pp. 4-16, Butterworths.

Smolcicky, U. and Gartung, E. (1979): *Geotechnical Properties of A Soft Keuper Sandstone*, Proc. 4th Int. Cong. on Rock Mech. Montreux, Switzerland, Vol. 1, pp. 639-644.

- Stacey, T.R. (1968): *Stability of Rock Slopes in Open Pit Mines*, National Mechanical Engineering Research Institute, Council for Scientific and Industrial Research, CRIR Report MEG 737, Pretoria, South Africa.
- Stephenson, W.J. and Kirk, RM. (2000): *Development of Shore Platforms on Kaikora Peninsula, South Island, New Zealand II: The Role of Subaeral Weathering*, Geomorphology 32, 43-56
- Sulistianto, B, Kramadibrata, S., Saptono, S., Rismayanti and Utomo, D.S. (2010): *Laboratory Study for Determining Long-term Shear Strength of Rock*, International Symposium on Earth Science and Technology, Fukuoka, Japan.
- Sulistianto, B., Kramadibrata, S., Saptono, S., Wattimena, R.K. and Nugroho, P. (2009): *Deformation Monitoring at Low-wall slope of coal open pit in PT. Adaro Indonesia*, Earth resource science and technology, 2nd International Symposium of Novel Carbon Resources Science, March, ITB.
- Sumardi D., Pesiwarissa R., Malyan A., Subagio G. and Usman Z. (1988): *Report On S.E. Kalimantan Coal Project*, Australian International Development Assistance Bureau Sponsored Course on Western Australian Scholl of Mines Mineral Exploration Kagoorlie – Jakarta.
- Swindells, C.F. (1985): *The Detection of Blast Induced Fracturing to Rock Slopes*, In. Int. Symp. On The Role of Rock Mech., pp. 81 – 86.
- Taylor, D.W. (1937): *Stability or Earth Slopes*, Journal of the Boston Society of Civil Engineer, 24: 197 – 256.

- Terzaghi, K. (1946): *Rock Defects and Loads on Tunnel Support*, Rock Tunneling with Steel Support, Commercial Shearing Co., Youngstown, OH., pp. 15 – 99.
- Terzaghi, R.D. (1965): Sources of Error in Joint Surveys, *Geotechnique*, Vol. XV. Pp. 287 – 304.
- Unal, E. (1996): *Modified Rock Mass Classification: M-RMR System*, Milestone in Rock Engineering, Balkema. Pp. 203 – 223.
- Vutukuri, V.S. Lama, R.D. and Saluja, S.S. (1974): *Handbook on mechanical properties of rocks*, Vol., Trans Tech. Publ.
- Wattimena, R.K., Kramadibrata, S. and Damanik, B. (2006): *Study on Shear Creep Behavior and Long-Term Shear Strength at Laboratory*, Internal Report of Department of Mining Engineering Institute Technology of Bandung.
- Wattimena, R.K., Kramadibrata,, S., Sulistianto, B. dan Saptono, S. (2009): *Pengujian Geser Langsung Skala Besar*, Riset – KK ITB, ITB, Bandung.
- Weibull, W.A. (1939): *Statistical Theory of The Strength of Materials*, Ingenjörsvetenskaps-akademiens, Handlingar, NR151, Generalstabens Litografiska Anstalts Forlag, Stockholm, 1-45.
- Welideniya, S.H. (2005): *Laboratory Evaluation and Modelling of Sear Strength of Infilled Joints Under Constan Normal Stiffness (CNS) Conditions*, Doctor of Philosophy Thesis, University of Wollongong.
- Whittaker, B.N. and Reddish, D.J. (1989): *Subsidence Occurrence Prediction and Control. Developments in Geotechnical Engineering*, 56. Elsevier, pp. 437-473.

- Yang, S.Q. and Cheng, L. (2011): *Non-Stationary and Nonlinear Visco-Elastic Shear Creep Model for Shale*, International Journal Rock Mechanics & Mining Sciences, Elsevier.
- Yoshinaka, R., Yoshida, J., Arai, H. and Arisaka, S. (1993): *Scale Effects on Shear Strength The Deformability of Rock Joint*, The 2nd Intl. Workshop on scale effects in Rock masses, Edited by Cunha, P.A. Lisbon, Portugal, 143-149.