

BAB III

LANDASAN TEORI

Penulisan laporan harus dilandasi dengan teori yang sesuai dengan pokok permasalahan yang dihadapi oleh PT. Nusa Halmahera Minerals. Pokok bahasan utama dalam pembukaan terowongan adalah ketidakstabilan akibat penggalian, sehingga dikhawatirkan akan mengganggu keselamatan jiwa pekerja dan terjadinya *landslide*. Untuk itu maka didalam bab ini akan diuraikan mengenai teori tentang :

1. Klasifikasi massa batuan

Klasifikasi massa batuan untuk menentukan kelas massa batuan didaerah penelitian sehingga dapat di analisa jenis penyangga yang sesuai untuk terowongan yang sedang di gali.

2. Kekuatan massa batuan

Kekuatan massa batuan akibat adanya penggalian dapat diketahui juga melalui batuan intact yang diuji di laboratorium, sehingga data tersebut dapat dianalisa berdasarkan rumus empiris yang telah banyak dipakai oleh para peneliti terdahulu.

3. Kestabilan lubang bukaan bawah tanah berdasarkan kriteria keruntuhan Mohr-Couloumb.

4. Teori mengenai finite elemen hingga dengan menggunakan program Phase^{2D}.

3.1. Klasifikasi Massa Batuan

Klasifikasi massa batuan merupakan dasar dari pendekatan rancangan empiris yang secara luas digunakan pada rekayasa batuan. Klasifikasi massa batuan dapat memberikan data kuantitatif massa batuan dan keperluan penyangga bila beberapa kondisi terpenuhi dan dikombinasikan dengan penemuan dari berbagai pengamatan, pengalaman, dan perimbangan rekayasa. Dari beberapa sistem

klasifikasi massa batuan yang ada, terdapat enam jenis yang perlu diperhatikan karena paling umum digunakan, yaitu yang diusulkan oleh Terzaghi (Rock Load Classification), Stini dan Lauffer (Active Span), Deere dan kawan-kawan (RQD), Wickman dan kawan-kawan (RSR), Bieniawski (RMR-Sistem), Barton dan kawan-kawan (Q-sistem).

Tujuan klasifikasi massa batuan adalah :

1. Mengidentifikasi parameter terpenting yang mempengaruhi perilaku massa batuan.
2. Membagi massa batuan ke dalam kelas yang mempunyai kesamaan perilaku.
3. Memberikan dasar pengertian karakteristik dari tiap kelas massa batuan.
4. Memberikan data kuantitatif dan pedoman untuk rancangan rekayasa.
5. Memberikan dasar umum untuk komunikasi diantara para insinyur dan geologis.
6. Menghubungkan pengalaman dari kondisi massa batuan di satu lokasi dengan pengalaman yang ditemui di lokasi lain.

3.1.1. Klasifikasi Geomekanika (Sistem RMR)

Bieniawski (1976) mempublikasikan suatu klasifikasi massa batuan yang disebut Klasifikasi Geomekanika atau lebih dikenal dengan *Rock Mass Rating (RMR)*. Setelah bertahun-tahun, klasifikasi massa batuan ini telah mengalami penyesuaian dikarenakan adanya penambahan data masukan sehingga Bieniawski membuat perubahan nilai rating pada parameter yang digunakan untuk penilaian klasifikasi massa batuan tersebut. Pada penelitian ini, klasifikasi massa batuan yang digunakan adalah klasifikasi massa batuan versi tahun 1989 (Bieniawski, 1989). Terdapat 5 (lima) parameter utama dan 1 (satu) parameter kondisi yang digunakan dalam klasifikasi RMR yaitu:

1. Kuat tekan uniaxial batuan utuh (*intact rock*).
2. *Rock Quality Designation (RQD)*.
3. Spasi bidang dikontinyu.
4. Kondisi bidang diskontinyu.

5. Kondisi air tanah.
6. Orientasi/arrah bidang diskontinyu.

Pada penggunaan sistem klasifikasi ini, massa batuan dibagi kedalam daerah struktural yang memiliki kesamaan sifat berdasarkan 6 parameter di atas dan klasifikasi massa batuan untuk setiap daerah tersebut dibuat terpisah. Batas dari daerah struktur tersebut biasanya disesuaikan dengan kenampakan perubahan struktur geologi seperti patahan, perubahan kerapatan kekar, dan perubahan jenis batuan.

Dalam klasifikasi massa batuan dengan *Rock Mass Rating (RMR) sistem* seperti disajikan pada Lampiran A, setiap parameter yang ditinjau mempunyai nilai rating tersendiri. Nilai-nilai dari setiap parameter tersebut kemudian dijumlahkan untuk memperoleh nilai RMR. Yang perlu mendapat perhatian pada penggunaan klasifikasi massa batuan dengan sistem RMR ini adalah pada bagian B yaitu pengaturan nilai untuk orientasi bidang diskontinyu. Pada bagian tersebut penilaian rating dibagi ke dalam 3 bagian yaitu: penilaian untuk terowongan, pondasi, dan lereng. Pada penelitian ini, nilai rating yang digunakan adalah nilai rating untuk terowongan.

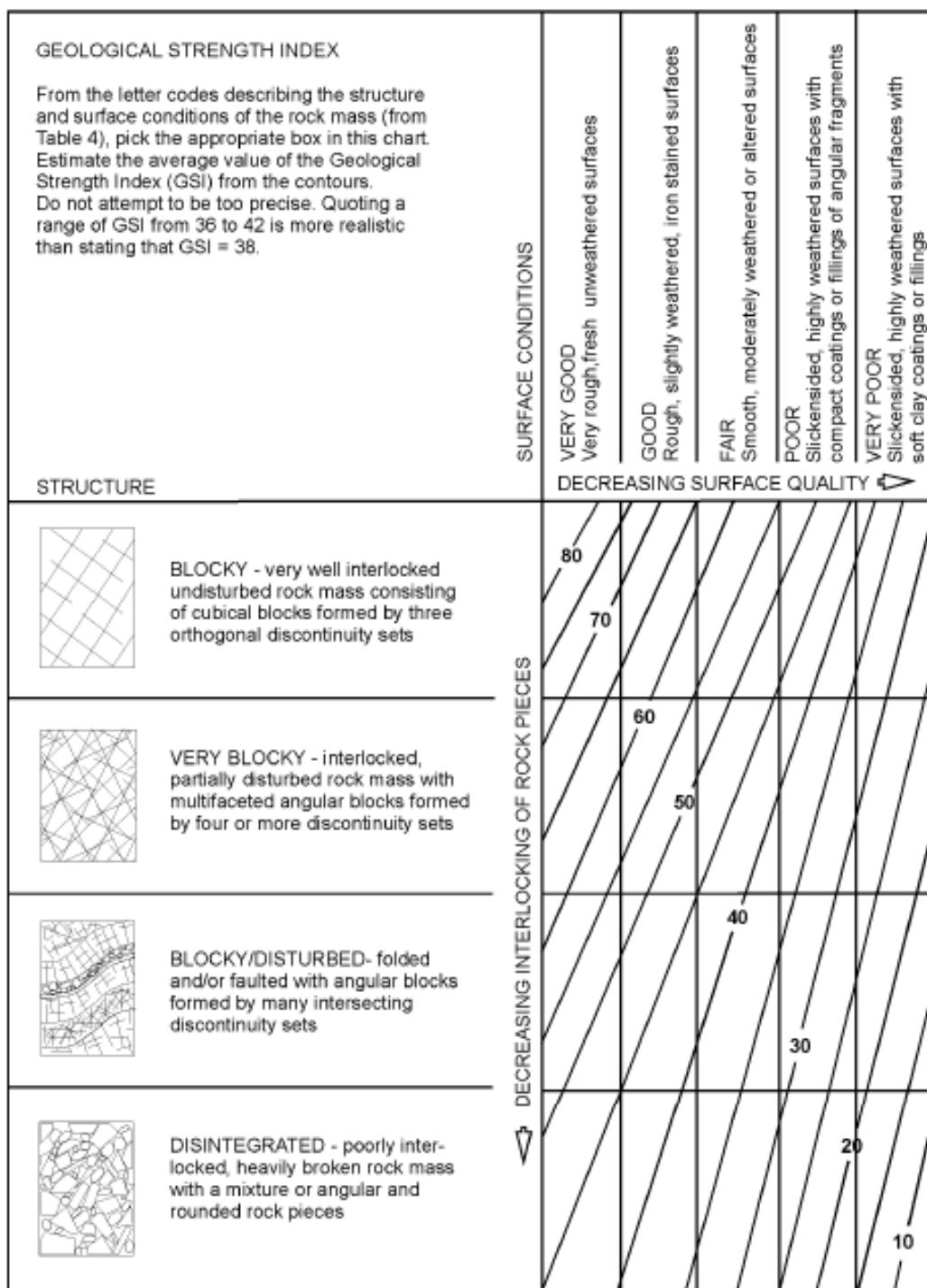
3.1.2. Hubungan Rock Mass Rating (RMR), Geological Strength Index (GSI) dan Massa Batuan

Kekuatan massa batuan terkekarkan tergantung kepada sifat/kekuatan batuan utuh dan juga kepada bebas tidaknya blok-blok batuan yang menyusun massa batuan untuk meluncur dan berotasi dibawah kondisi tegangan yang berbeda. Hal tersebut dikontrol oleh bentuk geometri dari blok-blok batuan penyusun massa batuan maupun kondisi permukaan bidang pemisah antar blok-blok batuan tersebut. Suatu blok batuan yang menyudut dengan bidang permukaan kasar akan mempunyai kekuatan massa batuan yang lebih besar dibandingkan dengan dengan blok batuan yang membundar dan bidang permukaanya terlapukan.

Geological Strength Index (GSI) diperkenalkan *Hoek, Kaiser, dan Bawden (1995)* yang ditujukan untuk memperkirakan berkurangnya kekuatan suatu massa batuan yang disebabkan oleh kondisi geologi yang berbeda. Sistem GSI ini dapat dilihat pada Table 3.1.

Tabel 3.1.

Perhitungan Geological Strength Index GSI Berdasarkan Deskripsi Geologi (sumber : Dr Evert Hoek, Rocks Engineers, hal:174)



Setelah nilai GSI diperoleh, parameter-parameter yang menggambarkan karakteristik kekuatan massa batuan dapat dihitung dengan persamaan 3.1. hingga 3.3.

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{GSI - 100}{28 - 14D}\right) \dots \quad (3.1)$$

$$s = \exp\left(\frac{GSI - 100}{9 - 3D}\right) \quad \dots \quad (3.2)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-GSI/15} - e^{-20/3} \right) \dots \dots \dots \quad (3.3)$$

D adalah faktor kerusakan (*disturbance factor*) yang tergantung kepada derajat kerusakan massa batuan yang disebabkan oleh peledakan maupun pelepasan tegangan. Untuk $GSI > 25$, nilai GSI tersebut dapat diperkirakan dari nilai RMR_{89} dengan rumus $GSI = RMR_{89} - 5$, dimana nilai RMR_{89} ditetapkan untuk rating muka air tanah adalah 15 dan arah bidang diskontinu adalah 0, sehingga rumusan di atas dapat ditulis pula sebagai :

$$m_b = m_i \exp\left(\frac{RMR - 95}{28 - 14D}\right) \dots \quad (3.4)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 95}{9 - 3D}\right) \dots \quad (3.5)$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{RMR}{5}-1} - e^{-20/3} \right) \dots \quad (3.6)$$

Nilai m_i dapat diperoleh dari uji triaksial laboratorium dari core sampel pada tekanan confining yang berbeda. Konstanta m_i tergantung dari mineralogi, komposisi dan ukuran butiran dari *intact rock*. Hoek (1983), Doruk (1991) dan Hoek *et al* (1992, 1995, 2001) menampilkan tabel nilai m_i (lihat Tabel 3.3).

Tabel 3.3.

Nilai Konstanta M_i Untuk Intact Rock (*Hoek, Kaiser dan Bawden, 1995*)

Rock Type	Class	Group	Tekstur			
			Coarse	Medium	Fine	Very fine
SEDIMENTARY	Non-Clastic	Carbonates	Conglomerates*	Sandstone (21 ± 3)	Siltstone (7 ± 2)	Claystone (4 ± 2)
			Breccia (19 ± 5)		Greywackes (18 ± 3)	Shales (6 ± 2)
		Evaporites				Marls (7 ± 2)
				Gypsum (8 ± 2)	Anhydrite (12 ± 2)	
		Organic				Chalk (7 ± 2)
	METAMORPHIC	Non Foliated		Marble (9 ± 3)	Hornfels (19 ± 4)	Quartzites (20 ± 3)
		Slightly Foliated		Magmatic (29 ± 3)	Amphibolites (26 ± 6)	
		Foliated**		Gneiss (28 ± 5)	Schist (12 ± 3)	Phyllites (7 ± 3) Slates (7 ± 4)
		Plutonic	Light	Granite (32 ± 3)	Diorite (25 ± 5)	
					Granodiorite (29 ± 3)	
IGNEOUS	Plutonic	Dark	Gabbro (27 ± 3)	Dolonite (16 ± 5)		
			Norite (20 ± 5)			
		Hypabisal	Porphyritic (20 ± 5)		Diabase (15 ± 5)	Peridotit (25 ± 5)
	Volcanic	Lava		Rhyolite (25 ± 5)	Dacite (25 ± 3)	Obsidian (19 ± 3)
				Andesite (25 ± 5)	Basalt (25 ± 5)	
		Pyroclastic	Agglomerate (19 ± 3)	Breccia (19 ± 5)	Tuff (13 ± 5)	

3.1.3. Faktor Kerusakan (*Disturbance Factor, D*)

Mendesain suatu terowongan pada suatu tambang terbuka dengan kriteria Hoek-Brown dengan asumsi massa batuan insitu tidak terganggu (undisturb in-situ rock masses) dimana $D=0$ adalah terlalu optimistic (Hoek 2002). Kerusakan massa batuan dapat disebabkan oleh peledakan dan pelepasan tegangan (*stress relief*) akibat lepasnya *overburden*. Oleh karena itu harus dipertimbangkan adanya faktor

untuk mempertimbangkan tingkat kerusakan massa batuan akibat proses tersebut di atas. Untuk mengakomodasi hal tersebut, Hoek (2002) memperkenalkan faktor kerusakan massa batuan (*disturbance factor*) D yang merupakan nilai tingkat kerusakan massa batuan yang diakibatkan oleh peledakan maupun pelepasan tegangan. Pedoman untuk menentukan besaran nilai D disajikan pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4.

Pedoman Untuk Memperkirakan Faktor Kerusakan D (Hoek, 2002)

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	$D = 0$
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	$D = 0$ $D = 0.5$ No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	$D = 0.8$
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	$D = 0.7$ Good blasting $D = 1.0$ Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	$D = 1.0$ Production blasting $D = 0.7$ Mechanical excavation

3.2. Kestabilan Lubang Bukaan Bawah Tanah

Pada penggalian lubang bukaan bawah tanah, terdapat beberapa faktor yang berpengaruh pada kestabilan lubang bukaan. Keberadaan faktor tersebut harus

dipertimbangkan di dalam desain lubang bukaan, mengingat potensi ketidaksabilan akan dapat mengakibatkan runtuhan/subsidence.

Secara umum faktor yang mengakibatkan terjadinya ketidakstabilan bawah tanah adalah sebagai berikut (*Hoek & Brown, 1980*) :

1. Struktur geologi
2. Tegangan insitu massa batuan yang sangat besar
3. Batuan yang mengalami pelapukan (weathering) dan/atau pengembangan (swelling)
4. Aliran atau tekanan air tanah yang besar.

Mekanisme runtuhan yang terjadi pada lubang bukaan bawah tanah umumnya adalah runtuhan yang disebabkan oleh adanya struktur geologi (structurally controlled failure) dan runtuhan yang diakibatkan oleh tegangan insitu yang bekerja di dalam massa batuan (stress-controlled failure). Runtuhan tentu saja juga dapat disebabkan oleh kombinasi antara kedua faktor tersebut dan juga faktor lain seperti pelapukan dan air tanah.

Ketidakstabilan struktural yang terdapat di dalam suatu terowongan berbentuk baji mempunyai dimensi volume batuan tertentu yang dapat runtuh akibat adanya geseran sepanjang permukaan. Hal ini sangat diperlukan dalam mengkaji struktur dan faktor-faktor yang dapat mempengaruhi ketidakstabilan seperti kohesi serta sudut geser pada permukaan antar blok batuan.

3.2.1. Kuat Tekan Batuan Utuh

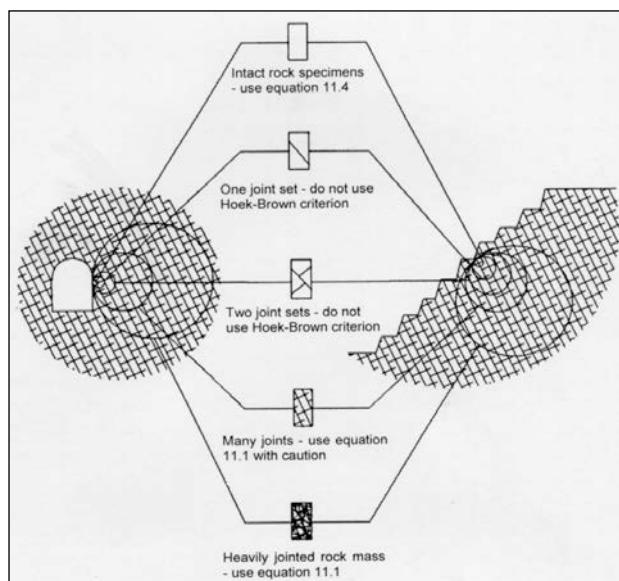
Kuat Tekan batuan utuh (*Strength of Intact Rock*) dapat diperoleh dari pengujian laboratorium dengan menggunakan Uji Uniaxial Compressive Strength (uji UCS).

Pengujian ini menggunakan mesin tekan untuk menekan perconto batuan dari satu arah. Kekuatan sebenarnya dari suatu contoh dapat ditentukan dari uji kuat tekan atas contoh berbentuk silinder dengan perbandingan ukuran $2 < L/D < 2,5$, dimana tegangan pada bagian tengah contoh hanya dipengaruhi sedikit oleh kontak dengan platen (*Jaeger & Cook, 1976*).

Dari hasil uji kuat tekan dapat digambarkan kurva tegangan-regangan (*Stress-Strain curve*). Kemudian dari kurva ini dapat ditentukan sifat mekanik batuan berupa : kuat tekan, *modulus young*, dan *poisson ratio*.

3.2.2. Kekuatan Massa Batuan

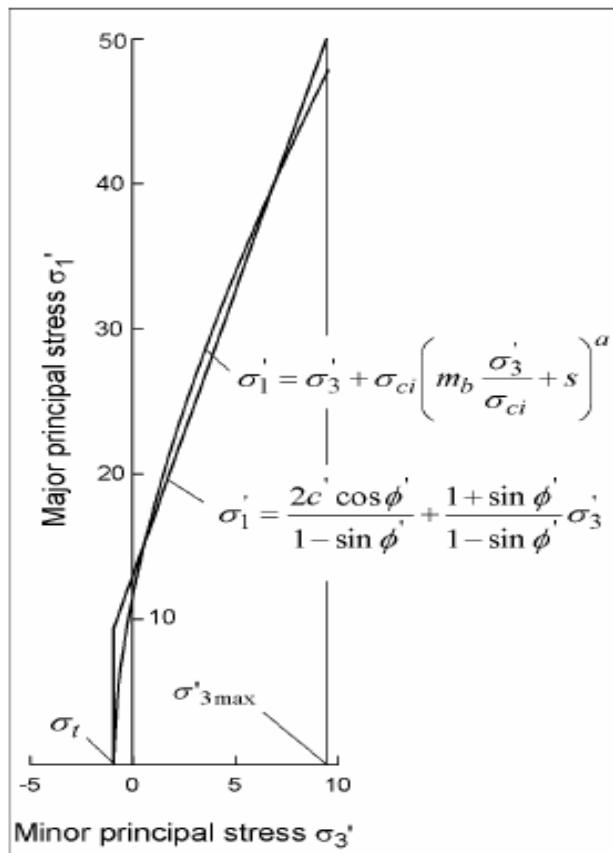
Dalam analisis desain suatu terowongan, kekuatan dan karakteristik deformasi suatu massa batuan adalah merupakan hal yang sangat penting. Hal ini dikarenakan kekuatan batuan utuh yang didapatkan dari pengujian laboratorium belum mencerminkan kekuatan massa batuan. Gambar 3.10 memperlihatkan perbandingan kekuatan batuan utuh terhadap massa batuan. Untuk itu diperlukan adanya rumusan yang menghubungkan kekuatan batuan utuh dengan kekuatan massa batuan. *Hoek dan Brown (1980)* memperkenalkan rumusan untuk memperkirakan kekuatan massa batuan berdasarkan kepada hubungan antara blok batuan dan kondisi permukaan diantara blok batuan tersebut. Sejak diperkenalkan pertama kali, rumusan ini telah mengalami modifikasi dengan menambahkan beberapa parameter yang sebelumnya tidak dipertimbangkan pada rumusan tersebut. Rumusan *Hoek-Brown* yang dipakai pada penelitian ini adalah kriteria keruntuhan *Hoek-Brown edisi 2002*.



Gambar 3.1. Diagram Idealisasi Transisi Dari Batuan Utuh Ke Massa Batuan Yang Terkekarkan (*Hoek Dan Brown, 1980*)

3.3. Parameter Mohr-Coulomb

Parameter geoteknik yang banyak digunakan saat ini adalah berdasarkan kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb, sehingga perlu ditentukan kesetaraan nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ) untuk setiap massa batuan. Hal ini dilakukan dengan cara mencocokan kurva hasil perhitungan kriteria keruntuhan Hoek-Brown untuk berbagai nilai tegangan prinsipal minimum seperti dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2. Hubungan Antara Hoek-Brown Dan Mohr-Coulomb

Nilai ϕ dan c dapat dihitung dengan persamaan 3.7 dan 3.8 berikut :

$$\phi' = \sin^{-1} \left[\frac{6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{2(1+a)(2+a) + 6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}} \right] \dots \quad (3.7)$$

$$c' = \frac{\sigma_{ci} [(1+2a)s + (1-a)m_b\sigma'_{3n}] (s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}}{(1+a)(2+a) \sqrt{1 + (6am_b(s + m_b\sigma'_{3n})^{a-1}) / ((1+a)(2+a))}} \dots \quad (3.8)$$

keterangan: $\sigma'_{3n} = \sigma'_{3max} / \sigma_{ci}$

$\sigma'_{3\max}$ dicari dengan persamaan 3.9 dan 3.10 :

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.47 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.94}, \text{ untuk terowongan dimana } H=\text{kedalaman} \quad (3.9)$$

$$\frac{\sigma'_{3\max}}{\sigma'_{cm}} = 0.72 \left(\frac{\sigma'_{cm}}{\gamma H} \right)^{-0.91}, \text{ untuk terowongan dimana } H=\text{tinggi terowongan..(3.10)}$$

σ'_{cm} adalah kekuatan massa batuan global (*global strength*) yang dicari dengan persamaan 3.11 :

$$\sigma'_{cm} = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} \text{ atau } \sigma'_{cm} = \sigma_{ci} \cdot \frac{(m_b + 4s - a(m_b - 8s))(m_b / 4 + s)^{a-1}}{2(1+a)(2+a)} \dots \dots (3.11)$$

Setelah semua parameter Mohr-Coulomb didapat, kriteria keruntuhan Mohr-Coulomb dapat dituliskan dengan persamaan 3.12 dan 3.13 :

dan

$$\sigma'_1 = \frac{2c' \cos \phi'}{1 - \sin \phi'} + \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \sigma'_{\text{3}} \quad \dots \dots \dots \quad (3.13)$$

3.4. Kriteria Failure Batuan

Pecahnya batuan adalah hilangnya kemampuan batuan untuk menerima stress. Kriteria failure secara umum dibagi menjadi 2, kriteria failure teoritis dan empiris. Namun demikian kriteria failure teoritis pun pada awalnya diperoleh dari hasil pengujian pula.

3.4.1. Kriteria Failure Klasik

a. Kriteria Coulomb

Pada tahun 1773 Coulomb memperkenalkan kriteria berdasarkan penelitian shear failure pada glass. Shear strength tergantung dari kohesi material dan tegangan normal pada bidang. Dan pada tahun 1776 membuat rumusan untuk daya tahan shear :

$$S = ca + \frac{1}{n}N \quad \dots \dots \dots \quad (3.14)$$

Dimana c = kohesi per unit area; a = area bidang geser; N = gaya normal pada bidang geser; $1/n$ = koefisien internal friction

b. Mohr Envelope

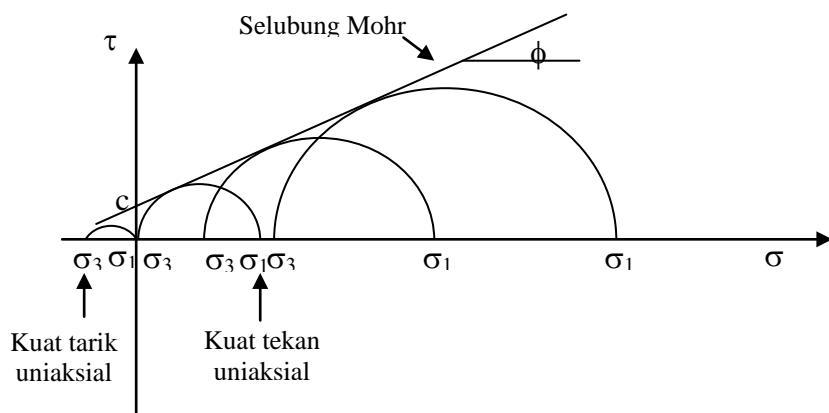
Pada tahun 1882 Otto Mohr mempresentasikan secara detail metode grafik untuk menentukan keadaan stress pada suatu titik.

$$\sigma(\theta) = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \cos 2\theta + \tau_{xy} \sin 2\theta \dots \quad (3.15)$$

$$\tau(\theta) = -\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \sin 2\theta + \tau_{xy} \cos 2\theta \dots \quad (3.16)$$

Dimana σ merupakan inklinasi yang dibuat pada σ_x dan σ_y

Untuk mendapatkan selubung Mohr, dibutuhkan beberapa pengujian pada stress yang berbeda. Setiap pasang σ_1 dan σ_3 pada kondisi failure akan membentuk lingkaran. Kurva tangensial yang diperoleh dari lingkaran Mohr hasil pengujian disebut Mohr Envelope (selubung Mohr). Dan berdasarkan teori Mohr kondisi failure terjadi jika lingkaran Mohr dari suatu batuan berada di luar dari selubung Mohr (lihat gambar 3.3.)



Gambar 3.3. Selubung Mohr

Kriteria Mohr-Coulomb banyak digunakan dalam rock mechanic dikarenakan persamaannya merupakan ekspresi matematika yang sederhana mudah dimengerti dan mudah digunakan.

3.4.2. Kriteria Failure Hoek and Brown

Pada tahun 1980, Hoek & Brown mengusulkan hubungan antara tegangan prinsipal maksimum dan tegangan prinsipal minimum untuk mendapatkan failure dari intact dan broken rock. Kriteria failure ini awalnya dikembangkan untuk memperkirakan kuat geser dari joint massa batuan.

Hoek & Brown (1980) mendapatkan bahwa peak triaxial compressive strength dari intact rock dapat dituliskan dengan persamaan :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma'_{ci} \left(m_i \frac{\sigma'_3}{\sigma'_{ci}} \right) \dots \quad (3.17)$$

Dimana :

σ_1' dan σ_3' = tegangan maksimum dan minimum saat failure

m_i = konstanta material untuk intact rock

σ_{ci} = kuat tekan uniaksial dari intact rock

Pada tahun 1992 Hoek *et al* melakukan modifikasi kriteria Hoek & Brown dengan menggunakan tegangan efektif dikarenakan dari sejumlah pengujian membuktikan bahwa pengaruh saturated dan dry sampel menghasilkan kekuatan yang berbeda.

Persamaan (3.17) di atas dapat juga dituliskan :

$$Y = m_i \sigma_{ci} X + \sigma_{ci} \dots \quad (3.18)$$

$$\text{Dimana } X = \sigma_3', Y = (\sigma_1' - \sigma_3')^2 \square$$

Untuk mendapatkan nilai m_i Hoek & Brown (1997) membuat intruksi pengujian triksial. Tekanan confining pada pengujian triksial harus menggunakan besaran $0 < \sigma_3 < 0.5 \sigma_c$.

3.4.3. Kriteria Failure Empiris Untuk Massa Batuan

Kriteria failure massa batuan biasanya berhubungan dengan klasifikasi massa batuan atau sistem karakterisasi. Kriteria failure massa batuan didasarkan pada pengujian large scale, laboratorium, pengalaman dan atau analisis. Formula-formulanya berhubungan dengan σ_1 dan σ_3 dan tidak tergantung dengan σ_2 .

Kriteria failure *Hoek & Brown* untuk massa batuan telah mengalami perbaikan pada tahun 1983, 1988, 1992, 1995, 1997, 2001 dan 2002. Dalam versi originalnya dan updatingnya parameter rock mass rating (sistem RMR) selalu digunakan. Namun dalam perkembangannya kriteria *Hoek & Brown* pun menyarankan menggunakan *Geological Strength Index (GSI)*.

Kriteria asli *Hoek & Brown (1980)* dikembangkan untuk massa batuan dan intact rock.

$$\sigma_1 = \sigma_3 + \sqrt{m \sigma_{ci} + s \sigma_{ci}^2} \quad \dots \dots \dots \quad (3.19)$$

Dimana m dan s merupakan konstanta yang tergantung sifat batuan, pada intact rock $s = 1$ dan pada massa batuan yang granular $s = 0$

Unconfined compressive strength (UCS) dari massa batuan (σ_{cm}) diekspresikan sebagai:

$$\sigma_{cm} = \sigma_{ci} \cdot s^{\frac{1}{2}} \quad \dots \dots \dots \quad (3.20)$$

Persamaan (3.19) dapat juga dituliskan :

$$\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{ci}} \right)^2 = \frac{m \sigma_3}{\sigma_c} + s \quad \dots \dots \dots \quad (3.21)$$

Hasil ini merupakan grafik linier $y = mx + s$ dengan slope m dan perpotongan s. Untuk joint rock mass $0 \leq s \leq 1$ dan $m < m_i$.

Pada tahun 1988 Hoek & Brown meng *updating* kriteria failure mereka. Konsep massa batuan disturbed dan undisturbed diperkenalkan. Hal ini difokuskan untuk mencari cara mendapatkan nilai konstanta m dan s dan teknik untuk memperkirakan nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ). Dipublikasikan juga hubungan antara Rock Mass Rating (RMR) dari Bieniawski (1976) dengan konstanta m dan s.

Berdasarkan usaha yang dilakukan oleh Priest & Brown (1983) untuk menghitung konstanta m dan s, maka updating empiris Hoek & Brown (1988) di lakukan :

- Undisturbed Rock Masses

$$\frac{m}{m_i} = \exp \left(\frac{RMR - 100}{28} \right) \quad \dots \dots \dots \quad (3.22)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{9}\right) \dots \quad (3.23)$$

- #### - Disturbed Rock Masses

$$\frac{m}{m_i} = \exp\left(\frac{RMR - 100}{14}\right) \dots \quad (3.24)$$

$$s = \exp\left(\frac{RMR - 100}{6}\right) \dots \quad (3.25)$$

Modifikasi kriteria Hoek & Brown tahun 1992 :

$$\sigma'_1 = \sigma'_3 + \sigma_c \left(m_b \frac{\sigma'_3}{\sigma_c} \right)^a \dots \quad (3.26)$$

Dimana m_i dan a merupakan konstanta pada broken rock.

3.5. Perhitungan Faktor Keamanan

Faktor keamanan dapat ditentukan dengan cara menggambarkan lingkaran Mohr yang memerlukan tegangan prinsipal maksimum (σ_1), tegangan prinsipal minimum (σ_3), kohesi (c), serta sudut geser dalam (ϕ) dari material.

Secara matematis, faktor keamanan didefinisikan sebagai berikut :

$$\text{FK} = \frac{A}{B} \dots \quad (3.27)$$

$$FK = \frac{\left(\frac{C}{\tan \phi} + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \right) \sin \phi}{\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)} \dots \quad (3.28)$$

$$FK = \begin{pmatrix} C \cos \phi + \frac{1}{2}(\sigma_1 + \sigma_3) \\ \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3) \end{pmatrix} \sin \phi \quad \dots \quad (3.29)$$

3.6. Metode Elemen Hingga (*Finite Element Method*)

3.6.1. Konsep Metode Elemen Hingga

Diskretisasi telah menjadi metode yang digunakan manusia dalam menyelesaikan suatu permasalahan yang kompleks. Penyelesaian masalah ini dapat dilakukan dengan membagi permasalahan menjadi beberapa komponen yang lebih kecil dan sederhana untuk dianalisa lanjut. Kemudian diurai dan di rangkai kembali solusi-

solusi dari permasalahan yang kecil tersebut menjadi bentuk kompleks seperti asalnya.

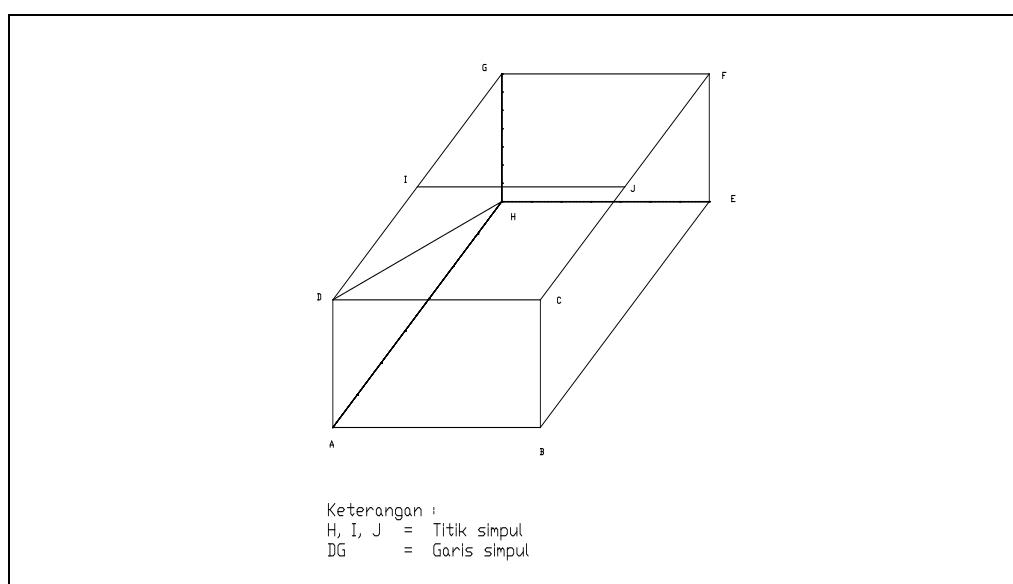
Konsep dari metode elemen hingga (*finite element method*) adalah dengan cara membagi model yang akan dianalisis menjadi berhingga yang meliputi bagian-bagian kecil yang disebut elemen. Analisis permasalahan dilakukan pada elemen-elemen ini. Tiap titik simpul (nodul) dari elemen-elemen akan membentuk rangkaian yang secara keseluruhan mendekati bentuk nodul semula.

Metode elemen hingga juga merupakan salahsatu metode pendekatan secara numerik yang menggunakan metode differensial. Metode ini dapat digunakan untuk mengetahui dan menganalisis tegangan dan perpindahan pada sebuah struktur.

Ada beberapa jenis elemen hingga yaitu :

1. Elemen hingga satu dimensi, disebut juga dengan elemen garis
2. Elemen hingga dua dimensi, disebut juga dengan elemen bidang yang berbentuk segitiga atau segiempat.
3. Elemen hingga tiga dimensi, yang dapat berbentuk prisma segi enam.

Bagian-bagian dari suatu elemen dapat berupa titik simpul, garis simpul dan bidang simpul seperti terlihat dalam gambar 3.12



Gambar 3.4. Bagian-Bagian Elemen (*Arif Irwandy, 1998*)

Semakin kecil ukuran dari elemen-elemen , maka ketelitiannya akan semakin tinggi atau semakin mendekati jawaban penyelesaian dari suatu permasalahan yang di teliti.

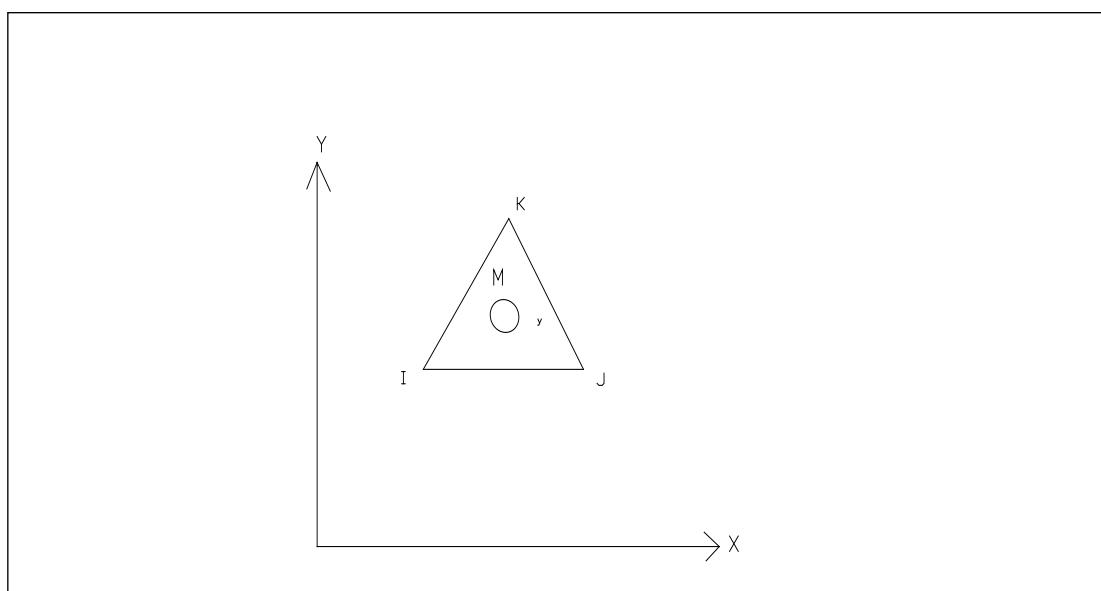
3.6.2. Tahapan Metode Elemen Hingga

Dalam penyelesaian suatu masalah dengan menggunakan metode elemen hingga dilakukan tahapn sebagai berikut :

1. Diskretisasi

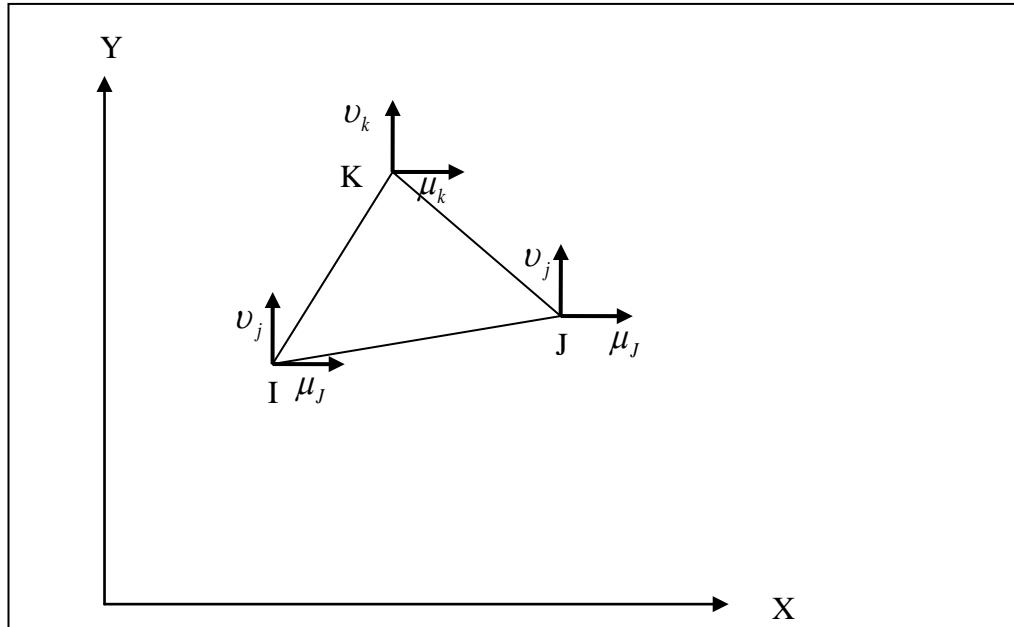
Pada tahap ini media yang diamati dibagi menjadi beberapa elemen yang kecil (elemen hingga). Elemen yang digunakan dapat berupa elemen segitiga, segiempat dan segienam.

Gambar elemen tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar 3.5. Elemen Segitiga (*Arif Irwandy, 1998*)

Vektor perpindahan dari titik-titik simpul pada elemen segitiga dapat di lihat pada gambar 3.14.



Gambar 3.6. Komponen Perpindahan Titik Simpul (*Arif Irwandy, 1998*)

Dalam bentuk vektor, persamaan diatas dapat ditulis dalam bentuk :

$$\begin{Bmatrix} \mu \\ \nu \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & x & y & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x & y \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{Bmatrix} \dots \quad (3.30)$$

Atau

$$\{\delta(x, y)\} = [\psi]\{\alpha\}\{\delta(x, y)\} = [\psi]\{\alpha\} \dots \quad (3.31)$$

Berdasarkan Persamaan diatas, maka pada titik simpul utama I,J,K memiliki nilai μ dan ν sebesar :

$$\mu_i = \alpha_1 + \alpha_2 x_i + \alpha_3 y_i$$

$$v_i = \alpha_4 + \alpha_5 x_i + \alpha_6 y_i$$

$$\mu_j = \alpha_1 + \alpha_2 x_j + \alpha_3 y_j$$

$$v_j = \alpha_4 + \alpha_5 x_j + \alpha_5 y_j$$

$$\mu_k = \alpha_1 + \alpha_2 x_k + \alpha_3 y_k$$

$$v_k = \alpha_4 + \alpha_5 x_k + \alpha_6 y_k$$

Atau dalam bentuk matriks dapat ditulis sebagai berikut :

$$\begin{vmatrix} \mu_i \\ v_i \\ \mu_j \\ v_j \\ \mu_k \\ v_k \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} 1 & x_i & y_i & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_i & y_i \\ 1 & x_j & y_j & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_j & y_j \\ 1 & x_k & y_k & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & x_k & y_k \end{vmatrix} \begin{vmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{vmatrix} \dots \quad (3.32)$$

Atau

$$\{\delta^\ell\} = [M]\{\alpha\} \dots \quad (3.33)$$

Sehingga

$$\{\alpha\} = [M]^{-1} \{\delta^\ell\} \dots \quad (3.34)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (3.73) ke dalam persamaan (3.70) maka diperoleh hubungan antara perpindahan setiap titik dalam elemen sebagai fungsi dari perpindahan titik simpul $\{\varepsilon\}$ dapat dijelaskan pada persamaan berikut :

$$\varepsilon(x,y) = \begin{Bmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{Bmatrix} \dots \quad (3.35)$$

Dimana : $\varepsilon_x, \varepsilon_y$ adalah regangan normal

γ_{xy} adalah regangan geser

Hubungan regangan dan perpindahan menurut teori elastisitas dinyatakan sebagai berikut :

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = \frac{\partial (\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y)}{\partial x} = \alpha_2$$

$$\begin{aligned}
\varepsilon_y &= \frac{\partial_v}{\partial_y} = \frac{\partial(\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y)}{\partial_y} = \alpha_6 \\
\gamma_{xy} &= \frac{\partial_u}{\partial_y} + \frac{\partial_v}{\partial_x} \\
&= \frac{\partial(\alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y)}{\partial_y} + \frac{\partial(\alpha_4 + \alpha_5 x + \alpha_6 y)}{\partial_x} \\
&= \alpha_3 + \alpha_5
\end{aligned}$$

Dalam bentuk matriks, hubungan diatas dapat ditulis sebagai berikut :

$$\{\varepsilon(x,y)\} = \begin{pmatrix} \varepsilon_x \\ \varepsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \alpha_4 \\ \alpha_5 \\ \alpha_6 \end{pmatrix}$$

Atau

$$\{\varepsilon(x,y)\} = [A]\{\alpha\} \dots \quad (3.36)$$

Dengan mensubstitusikan persamaan (3.73) kedalam persamaan (3.75) diperoleh hubungan antara regangan dan perpindahan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
\{\varepsilon(x,y)\} &= [A][M]^{-1}\{\delta^\ell\} \\
&= [B]\{\delta^\ell\} \dots \quad (3.37)
\end{aligned}$$

3.6.3. Penentuan Vektor Beban dan Pembentukan Matriks Kekakuan Elemen

Tegangan yang terdapat pada material dalam elemen berhubungan dengan sejarah pembentukan material tersebut. Tegangan ini disebut dengan tegangan awal (σ_0).

Selain itu, perubahan temperatur, penyusutan, dan pertumbuhan kristal mengakibatkan material didalam elemen mengalami regangan awal (ε_0). Jika di dalam elemen terdapat regangan awal, maka adanya perbedaan tegangan awal dengan regangan sesungguhnya menimbulkan tegangan didalam elemen itu

sendiri. Hubungan antara tegangan di dalam elemen secara umum dapat dituliskan sebagai berikut :

$$\{\sigma\} = [D](\{\varepsilon\} - \{\varepsilon_0\}) + \{\sigma_0\} \dots \quad (3.38)$$

Dimana $[D]$ = matriks elastisitas yang tergantung dari jenis material

Secara statistik, besarnya gaya-gaya pada titik-titik simpul adalah sama dengan tegangan-tegangan yang bekerja pada batas elemen dan beban yang terdistribusi merata sepanjang sisi elemen $\{P\}$. Besarnya gaya pada titik-titik simpul $\{F^c\}$ dihitung dengan cara menentukan perpindahan semu pada titik simpul $\{\delta^{*c}\}$, yaitu besar kerja luar (W_{ext}) akibat perpindahan semu harus sama-sama dengan kerja dalam (W_{int}). Kerja luar adalah kerja yang dilakukan oleh gaya-gaya luar pada titik simpul yang didefinisikan sebagai :

$$W_{ext} = \{(\delta^{*c})\}^T \{F^c\} \dots \quad (3.39)$$

Sedangkan kerja dalam adalah kerja yang dilakukan oleh tegangan-tegangan pada batas elemen dan beban terdistribusi merata (p) yang dapat dituliskan :

$$W_{int} = \{ \{ \in(x, y)^* \} \{ \sigma \} - \{ \delta(x, y)^T \} \{ p \} \} \dots \quad (3.40)$$

Hasil substitusi akan menjadikan persamaan (3.54) menjadi :

$$W_{int} = \{ \delta^{*c} \}^T ([B]^T \{ \sigma \} - [N]^T \{ p \}) \dots \quad (3.41)$$

Kerja dalam total diperoleh dengan cara mengintegrasikan volume :

$$\int W_{int} d(v) = \{ \delta^{*c} \}^T \left(\int [B]^T \{ \sigma \} d(v) - \int [N]^T \{ p \} d(v) \right) \dots \quad (3.42)$$

Dengan menyamakan kedua persamaan diatas akan diperoleh :

$$\{F^c\} = \left(\int [B]^T \{ \sigma \} d(v) - \int [N]^T \{ p \} d(v) \right) \dots \quad (3.43)$$

Dari persamaan diatas maka diketahui matriks kekakuan elemen ($[K]^c$) adalah :

$$[K]^c = \int [B]^T \{ \sigma \} d(v) \dots \quad (3.44)$$

Untuk elemen dengan ketebalan konstan maka matriks kekakuan lokal segitiga adalah:

$$[K]^c = t \iint B^T [D] [B] dx dy \dots \dots \dots \quad (3.45)$$